

Guide pour la justification de bâtiments en bois lamellé en situation de séisme

16 janvier 2018

Julien BRASSY – Christophe MERZ

Siège social

10, rue Galilée
77420 Champs-sur-Marne
Tél +33 (0)1 72 84 97 84
www.fcba.fr

Siret 775 680 903 00132
APE 7219Z
Code TVA CEE : FR 14 775 680 903

Institut technologique FCBA :
Forêt, Cellulose, Bois – Construction,
Ameublement

Avec le soutien



CODIFAB
comité professionnel de développement
des industries françaises de l'ameublement et du bois

SOMMAIRE

1.	CONTEXTE.....	6
2.	OBJECTIF	7
3.	INTRODUCTION.....	8
	3.1 Les phénomènes sismiques et leurs conséquences sur les constructions.....	8
	3.2 L'aléa sismique en France.....	9
	3.3 Le contexte réglementaire	11
4.	EUROCODE 8 : grands principes et méthodologie de dimensionnement.	15
	4.1 Généralités.....	15
	4.2 Principes de conception	15
	4.3 Types de structures.....	16
	4.4 Classes de ductilité et coefficients de comportement.....	18
	4.5 Règles de dimensionnement en capacité	20
	4.6 Règles pour les bâtiments à ossature bois	21
	4.6.1 Matériaux	21
	4.6.2 Règles générales	21
	4.6.3 Règles de dimensionnement en capacité pour la classe de ductilité M	22
	4.6.4 Règles de dimensionnement en capacité pour la classe de ductilité H	23
	4.7 Règles pour les portiques avec encastremets	24
	4.7.1 Règles de dimensionnement en capacité pour la classe de ductilité M	24
	4.7.2 Règles de dimensionnement en capacité pour la classe de ductilité H	24
	4.8 Règles pour les structures bois poteaux/poutres	24
	4.8.1 Règles de dimensionnement en capacité.....	24
	4.9 Règles pour les bâtiments en CLT.....	25
	4.9.1 Règles générales.....	25
	4.9.2 Règles de dimensionnement en capacité pour la classe de ductilité M	26
	4.9.3 Règles de dimensionnement en capacité pour la classe de ductilité H	27
	4.10 Analyse structurale.....	27
	4.11 Règles de détail	28
	4.11.1 Généralités.....	28
	4.11.2 Règles de détail pour les assemblages.....	28
	4.11.3 Règles de détail pour les diaphragmes avec solives et panneaux à base de bois	29
	4.12 Vérification de sécurité.....	29
	4.13 Contrôle du dimensionnement et de l'exécution	30
	4.14 Régularité et analyse	31

5. APPLICATIONS PRATIQUES POUR TROIS TYPOLOGIES D'OUVRAGES	32
5.1 Généralités	32
5.1.1 Orientations sur la modélisation.....	32
5.1.2 Composante verticale de l'action sismique.....	32
5.1.3 Diamètre de perçage pour boulons et jeux d'assemblages.....	32
5.2 Bâtiment avec portiques avec encastremets stabilisé par diagonales.....	33
5.2.1 Plans de structure et détails d'assemblages	33
5.2.2 Orientation sur la conception en situation sismique	38
5.2.3 Charges et hypothèses	38
5.2.4 Régularité du bâtiment.....	38
5.2.4.1 En plan.....	38
5.2.4.2 En élévation	42
5.2.5 Choix du modèle et de la méthode d'analyse	43
5.2.6 Orientations sur la modélisation.....	43
5.2.7 Détermination du coefficient de comportement	46
5.2.8 Analyse par la méthode des forces latérales.....	47
5.2.9 Analyse modale	57
5.2.10 Comparatif méthode des forces latérales/analyse modale	63
5.3 Bâtiment en poteaux / poutres stabilisé par ossature bois	64
5.3.1 Plans de structure et détails d'assemblages	64
5.3.2 Orientation sur la conception en situation sismique	69
5.3.3 Charges et hypothèses.....	69
5.3.4 Régularité du bâtiment.....	69
5.3.5 Choix de la méthode d'analyse	72
5.3.6 Orientations sur la modélisation	73
5.3.7 Détermination du coefficient de comportement.....	73
5.3.8 Analyse par la méthode des forces latérales.....	73
5.3.9 Analyse modale	80
5.3.10 Comparatif méthode des forces latérales/analyse modale	86
5.4 Bâtiment en R+1 stabilisé par ossature bois et CLT	87
5.4.1 Plans de structure et détails d'assemblages	87
5.4.2 Orientation sur la conception en situation sismique	89
5.4.3 Charges et hypothèses.....	89
5.4.4 Régularité du bâtiment.....	90
5.4.5 Choix du modèle et de la méthode d'analyse	92
5.4.6 Orientations sur la modélisation	93
5.4.7 Détermination du coefficient de comportement.....	93
5.4.8 Analyse modale	94

FIGURES

Figure 1 : Les phénomènes sismiques	8
Figure 2 : Séismes d'une magnitude supérieure ou égale à 3 en France métropolitaine depuis 1960 – BCSF	9
Figure 3 : Arc des petites Antilles : séismes historiques majeurs et sismicité 1996-2011 (magnitude supérieure ou égale à 3) – IPGP	10
Figure 4 : Zonage sismique	12
Figure 5 : Choix de la méthode d'analyse	31
Figure 6 : Axonométrie charpente	33
Figure 7 : Vue en plan charpente	33
Figure 8 : Portique	34
Figure 9 : Long pan	34
Figure 10 : Détail couronne	35
Figure 11 : Détail plat de contreventement en toiture	35
Figure 12 : Détail assemblage contreventement/arbalétrier	36
Figure 13 : Détail plat de contreventement en façade	36
Figure 14 : Détail pied de portique avec diagonale	37
Figure 15 : Détail pied de poteau pignon	37
Figure 16 : Cas de charge E_x	52
Figure 17 : Cas de charge E_y	52
Figure 18 : Moments autour de y enveloppe	53
Figure 19 : Application des charges sismiques sur le portique	54
Figure 20 : Application des charges sismiques sur le long pan	54
Figure 21 : Application des charges sismiques sur la poutre au vent	54
Figure 22 : Moment enveloppe autour de y ELU-séisme - Portique	55
Figure 23 : Efforts normaux enveloppe ELU-séisme – Long pan	55
Figure 24 : Efforts normaux enveloppe ELU-séisme - Poutre au vent	56
Figure 25 : Modèle filaire	57
Figure 26 : Mode principal selon x, $T_1 = 0,47s$	58
Figure 27 : Mode principal selon y, $T_1 = 0,57s$	58
Figure 28 : $E_{x,torsion}$	60
Figure 29 : $E_{y,torsion}$	61
Figure 30 : Moments enveloppe autour de y ELU-séisme	62
Figure 31 : Vue 3D de la structure	64
Figure 32 : Vue en plan de la charpente	65
Figure 33 : Elévation façade	66
Figure 34 : Elévation pignon	66
Figure 35 : Détail assemblages poutre au vent	67
Figure 36 : Détail assemblages poutre au vent	67
Figure 37 : Détail assemblage diagonale de poutre au vent	68
Figure 38 : Détail pied de mur	68
Figure 39 : Déformation structure sous g suivant x	74
Figure 40 : Déformation structure sous g suivant y	74
Figure 41 : Déformation structure avec diaphragme rigide en toiture sous g suivant x	75
Figure 42 : Déformation structure avec diaphragme rigide en toiture sous g suivant y	75
Figure 43 : Spectre de calcul pour $q = 3$	77
Figure 44 : Action sur structure suivant x	78
Figure 45 : Action sur structure suivant y	79
Figure 46 : Mode principal suivant x (82%), $T_1 = 1,99$ Hz	80
Figure 47 : Mode principal suivant y (68%), $T_1 = 1,32$ Hz	81
Figure 48 : Efforts tranchants sous superposition x (E_x)	82
Figure 49 : Efforts tranchants sous superposition y (E_y)	83

Figure 50 : Répartition des efforts dus à la torsion accidentelle sous superposition x	84
Figure 51 : Taux de sollicitation ELU-séisme sous combinaison G-Ex-0,3Ey-Eax-0,3Eay	85
Figure 52 : Axonométrie	87
Figure 53 : Vue en plan plancher haut RDC.....	87
Figure 54 : <i>Vue en plan plancher haut R+1 et charpente</i>	88
Figure 55 : <i>Coupe 4a</i>	88
Figure 56 : Détail ancrage voiles CLT	89
Figure 57 : Modèle.....	94
Figure 58 : <i>Mode principal selon x, T = 0.58s</i>	95
Figure 59 : <i>Mode principal selon y, T = 0.27s</i>	95

TABLEAUX

Tableau 1 : Organisation réglementaire.....	11
Tableau 2 : Catégories d'importance et coefficients associés	13
Tableau 3 : Coefficients de sol	14
Tableau 4 : Exigences sur les bâtiments neufs	14
Tableau 5 : Types de structures des bâtiments en bois	17
Tableau 6 : Valeurs limites hautes des coefficients de comportement.....	18
Tableau 7 : Coefficients de sur-résistance γ_{Rd}	20
<i>Tableau 8 : régularité et analyse</i>	<i>31</i>
<i>Tableau 9 : Valeurs limites hautes des coefficients de comportement – Extrait.....</i>	<i>46</i>
<i>Tableau 10 : Comparatif méthode des forces latérales/analyse modale – Bâtiment avec portiques avec encastremets stabilité par diagonales</i>	<i>63</i>
<i>Tableau 11 : Raideurs murs.....</i>	<i>71</i>
<i>Tableau 12 : Raideurs en torsion.....</i>	<i>71</i>
Tableau 13 : Comparatif T_1 et $S_d(T_1)$	77
Tableau 14 Efforts dans les éléments de contreventement et taux de travail – Modèle 3D	79
Tableau 15 : Efforts dans les éléments de contreventement et taux de travail – Modèles 2D	80
Tableau 16 : Modes de vibration	80
Tableau 17 : Efforts dans les éléments de contreventement et taux de travail – analyse modale	85
Tableau 18 : Résultats méthode des forces latérales.....	86
Tableau 19 : Résultats analyse modale.....	86
Tableau 20 : Valeurs limites hautes des coefficients de comportement – Extrait	93

1. CONTEXTE

Depuis le 1^{er} Mai 2011, le nouveau zonage sismique est en vigueur. Il remplace le précédent datant de 1991. Ainsi, du fait d'une meilleure connaissance de l'aléa sismique, 60% des communes françaises sont désormais en zone sismique réglementée contre 14% dans l'ancien zonage.

Parallèlement à ce nouveau zonage, les Eurocodes, nouveau code calcul, comportant un volet sismique, l'Eurocode 8, se sont mis en place. La prise en main de ce nouvel outil n'est pas immédiate et sa mise en pratique au quotidien, en particulier pour la justification des bâtiments en situation de séisme, peut sembler fastidieuse.

2. OBJECTIF

Dans ce contexte, le Syndicat National du Bois Lamellé, a émis le souhait qu'un guide rassemblant notamment des recommandations pour les bâtiments en lamellé-collé ainsi que des grands principes de conception soit réalisé.

3. INTRODUCTION

3.1 Les phénomènes sismiques et leurs conséquences sur les constructions

Un séisme est une secousse du sol provoquée par la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Cette libération d'énergie se fait par rupture le long d'une faille, généralement préexistante. Il existe également des séismes, plus rares, dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Le point de rupture des roches en profondeur se nomme le foyer, la projection du foyer à la surface est l'épicentre du séisme. Les ondes sismiques se propagent à travers le sol à partir du foyer et peuvent être localement amplifiées par les dernières couches de sol et la topographie du terrain.

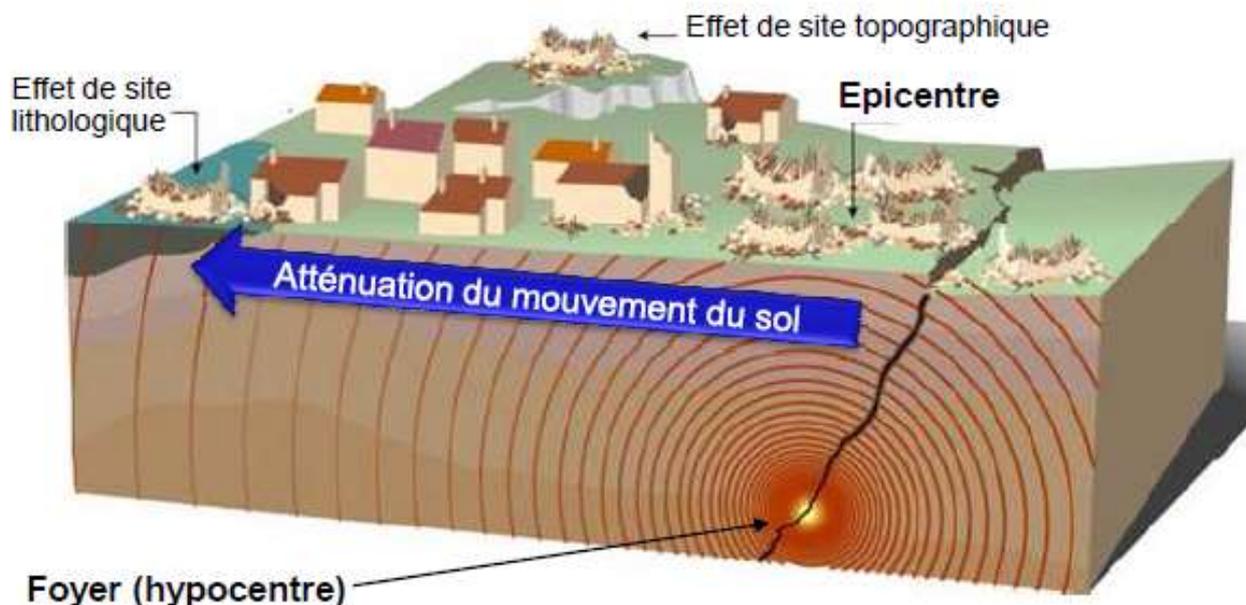


Figure 1 : Les phénomènes sismiques

Les constructions, si leur conception ou leur exécution n'est pas adaptée, peuvent subir de très lourds dégâts. Certains séismes récents ont pu en donner un triste exemple. Parmi les points à éviter ont compte notamment les mécanismes engendrant des rotules pouvant mener à une ruine globale, les défauts de contreventement (grandes ouvertures, ...), la mauvaise répartition des masses et des raideurs engendrant des effets de torsion importants, les modes de rupture fragile, les défauts d'ancrage, Ainsi, la conception et le calcul et la conception des structures doit être effectuée conformément aux préconisations de la NF EN 1998-1. L'exécution doit être effectuée conformément à ce qui a été prévu par la conception et le calcul.

3.2 L'aléa sismique en France

La France métropolitaine est éloignée des zones de fortes déformations que sont les frontières de plaques. En France, sur mille ans d'histoire, on observe un séisme fortement destructeur et quatre séismes responsables de dommages sévères en moyenne par siècle. En revanche, les séismes d'une magnitude supérieure ou égale à 3 sont relativement fréquents comme l'illustre la figure ci-dessous.

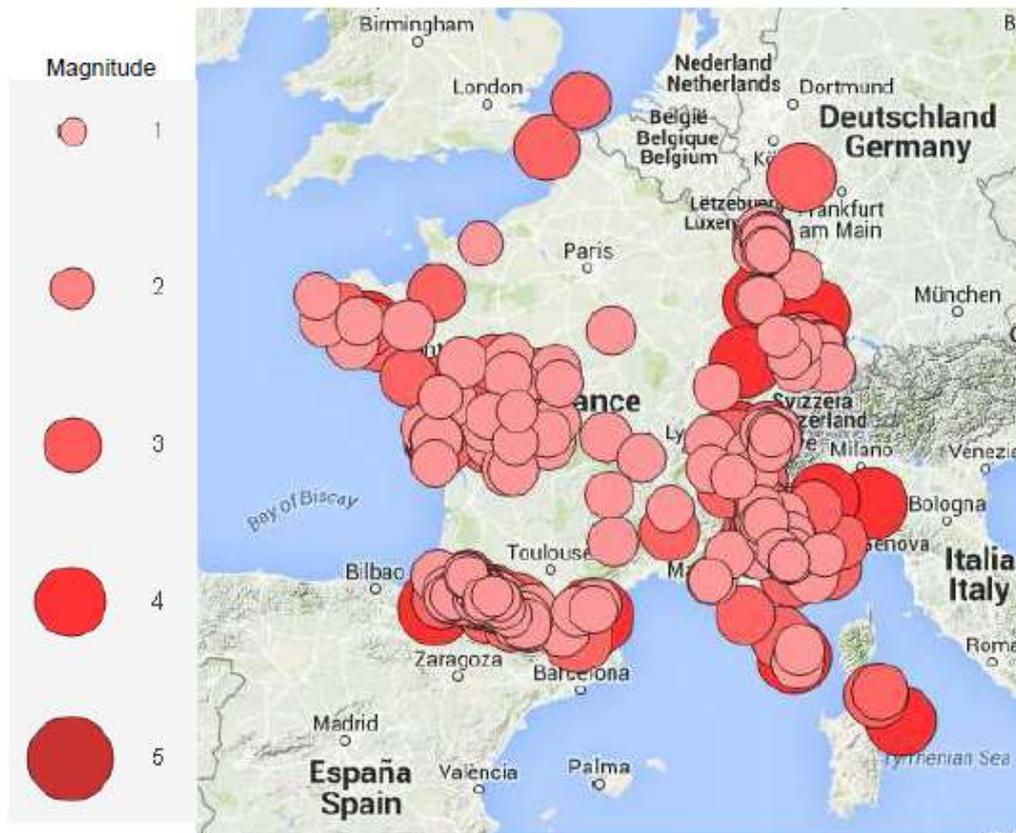


Figure 2 : Séismes d'une magnitude supérieure ou égale à 3 en France métropolitaine depuis 1960 – BCSF

Les séismes récents les plus célèbres sont ceux de :

- Lambesc : Juin 1909, magnitude 6,2 sur l'échelle de Richter;
- Arette : Août 1967, magnitude 5,8 sur l'échelle de Richter;
- Epagny-Anancy : 15 Juillet 1996, magnitude 5,5 sur l'échelle de Richter;

La poussée démographique et le développement économique sans cesse croissants augmentent le degré d'exposition des populations et des biens aux catastrophes naturelles et en particulier sismiques. Les séismes, à l'inverse d'autres phénomènes ne peuvent être prédits qu'à court terme. Ces constatations ont conduit les autorités françaises à porter une attention particulière à l'analyse du risque sismique lors du lancement du programme électronucléaire français.

Certains DROM en revanche, dans les Antilles notamment, sont localisés à la rencontre de plaques et sont donc soumis à un fort aléa.

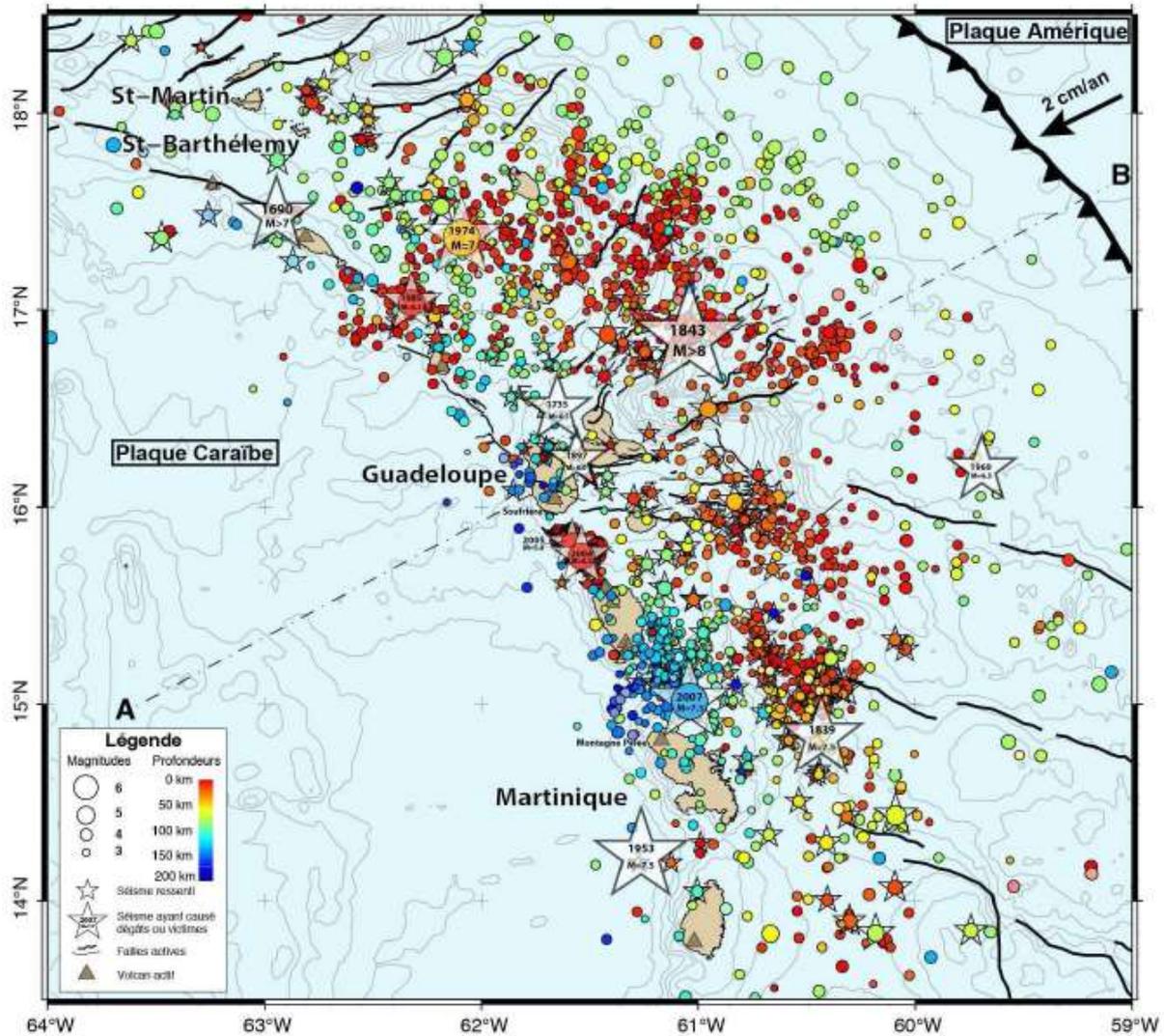


Figure 3 : Arc des petites Antilles : séismes historiques majeurs et sismicité 1996-2011 (magnitude supérieur ou égale à 3) – IPGP.

Les exemples les plus récents sont :

- Martinique : 29 Novembre 2007, magnitude 7,3 sur l'échelle de Richter ;
- Guadeloupe : 21 Novembre 2004, magnitude 6,3 sur l'échelle de Richter.

3.3 Le contexte réglementaire

L'endommagement des bâtiments et leur effondrement sont la cause principale des décès et de l'interruption des activités. Une réglementation sismique adaptée est donc nécessaire pour réduire le risque et son impact. L'organisation réglementaire française est décrite dans le tableau ci-dessous.

Codes	L563-1 Code de l'Environnement	
	L112-18 Code de la Construction et de l'Habitat	
Décrets	Décret n°2010-1254 du 22 octobre 2010 – Prévention du risque sismique	Décret n°2010-1255 du 22 octobre 2010 – Délimitation des zones de sismicité du territoire français
Arrêté	Arrêté du 22 Octobre 2010 modifié – Classification et règles de construction parasismique pour les bâtiments à risque normal	
Règles de construction (hors règles simplifiées)	Règles Eurocodes 8	

Tableau 1 : Organisation réglementaire

La réglementation française met en évidence deux exigences fondamentales :

- Exigence de non-effondrement : la structure doit être conçue et construite de manière à résister aux actions sismiques, sans effondrement local ou général, conservant ainsi son intégrité structurale et une capacité portante résiduelle après l'événement sismique.
- Exigence de limitation des dommages : La structure doit être conçue et construite pour résister à des actions sismiques présentant une probabilité de se produire plus importante que les actions sismiques de calcul, sans qu'apparaissent des dommages et des limitations d'exploitation, dont le coût serait disproportionné par rapport à celui de la structure.

Pour résumer, la première exigence vise à permettre aux personnes d'évacuer le bâtiment et permettre aux secours d'intervenir. La seconde exigence, elle, vise à permettre à certaines catégories de bâtiment d'être toujours exploitables après un séisme.

Un séisme possède de multiples caractéristiques : durée de la secousse, contenu fréquentiel, déplacement du sol... La réglementation retient certains paramètres simples pour le dimensionnement des bâtiments.

Le paramètre retenu pour décrire l'aléa sismique au niveau national est une accélération a_{gr} , accélération du sol «au rocher» (le sol rocheux est pris comme référence). Le zonage réglementaire définit cinq zones de sismicité croissante basées sur un découpage communal.

La zone 5, regroupant les îles antillaises, correspond au niveau d'aléa le plus élevé du territoire national.

La métropole et les autres DROM présentent quatre zones sismiques, de la zone 1 de très faible sismicité (bassin aquitain, bassin parisien...) à la zone 4 de sismicité moyenne (fossé rhéno, massifs alpin et pyrénéen).

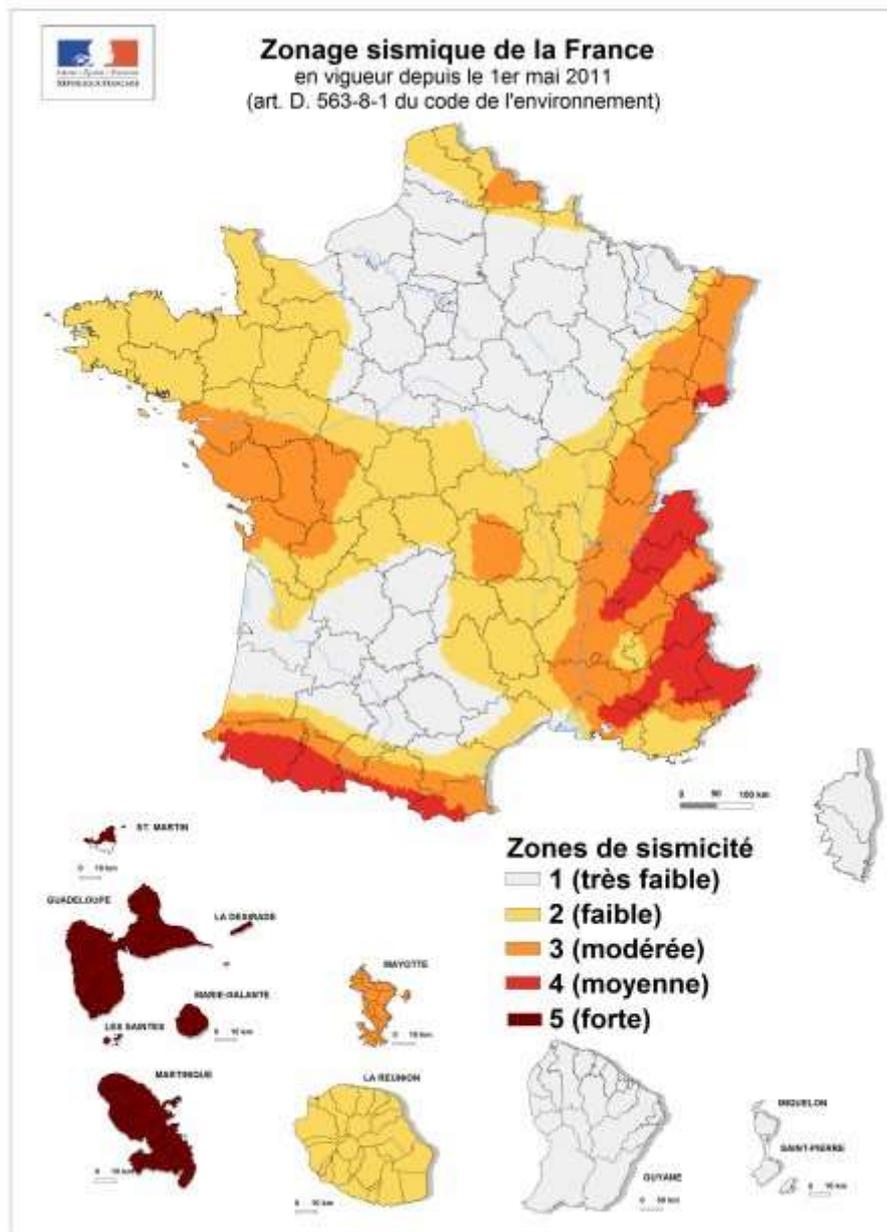


Figure 4 : Zonage sismique

On distingue trois grandeurs principales :

- L'accélération, qui est l'accélération maximale du sol caractérisant le mouvement du sol soumis à des ondes sismiques ;
- La magnitude, qui représente l'énergie libérée au foyer sur une échelle logarithmique ;
- Et l'intensité qui décrit la sévérité de la secousse au sol au travers des dommages observés.

Il existe des relations entre ces grandeurs mais elles sont très dépendantes du contexte géologique local et ne peuvent donc être utilisées que dans les régions pour lesquelles elles ont été définies.

Selon les principes énoncés précédemment, intervient également dans la détermination de l'action sismique le coefficient d'importance qui vient moduler l'accélération du sol de référence pour déterminer l'accélération à prendre en compte dans les calculs selon la formule suivante :

$$a_g = \gamma_i \cdot a_{gr}$$

Le tableau ci-dessous définit les catégories d'importance et précise les coefficients associés.

Catégorie d'importance	Description	Coefficient d'importance γ_i
I	Bâtiments dans lesquels il n'y a aucune activité humaine nécessitant un séjour de longue durée	0.8
II	Habitations individuelles, ERP de catégories 4 et 5, habitations collectives de hauteur inférieure à 28m, bureaux ou établissements commerciaux non ERP de hauteur inférieure ou égale à 28m et maximum 300 personnes, bâtiments industriels pouvant accueillir au plus 300 personnes. Parcs de stationnement ouverts au public.	1
III	ERP de catégories 1, 2 et 3, habitations collectives et bureaux de hauteur strictement supérieure à 28m, bâtiments pouvant accueillir plus de 300 personnes, établissement sanitaires et sociaux, centres de production collective d'énergie, établissements scolaires.	1.2
IV	Bâtiments indispensables à la sécurité civile, la défense nationale et le maintien de l'ordre public. Bâtiment assurant le maintien des communications, la production et le stockage d'eau potable, la distribution publique de l'énergie. Bâtiment assurant le contrôle de la sécurité aérienne. Etablissements de santé nécessaires à la gestion de crise, centres météorologiques.	1.4

Tableau 2 : Catégories d'importance et coefficients associés

La nature locale du sol (dizaines de mètres les plus proches de la surface) influence fortement la sollicitation ressentie au niveau des bâtiments. L'Eurocode 8 distingue cinq catégories principales de sols (de la classe A pour un sol de type rocheux à la classe E pour un sol mou) pour lesquelles est défini un coefficient de sol S. Le paramètre S permet de traduire l'amplification de la sollicitation sismique.

Classes de sol	S (zones 1 à 4)	S (zone 5)
A	1	1
B	1.35	1.2
C	1.5	1.15
D	1.6	1.35
E	1.8	1.4

Tableau 3 : Coefficients de sol

Enfin, suivant la zone de sismicité et la catégorie d'importance du bâtiment, la réglementation fixe les exigences suivantes en termes de conception et de dimensionnement sur les bâtiments neufs :

Zone de sismicité	Catégories d'importance des bâtiments			
	I	II	III	IV
1	Aucune exigence	Aucune exigence	Aucune exigence	Aucune exigence
2	Aucune exigence	Aucune exigence	EC8	EC8
3	Aucune exigence	EC8	EC8	EC8
4	Aucune exigence	EC8	EC8	EC8
5	Aucune exigence	EC8	EC8	EC8

Tableau 4 : Exigences sur les bâtiments neufs

4. EUROCODE 8 : grands principes et méthodologie de dimensionnement.

4.1 Généralités

Ce chapitre 4 est rédigé sur la base du chapitre 8 – Règles particulières pour les bâtiments en bois de la NF EN 1998-1 en vigueur avec les compléments apportés par la version en cours de révision, version disponible au moment de la rédaction du présent document. Lors de la publication de la nouvelle version de la norme, son contenu prévaudra alors sur toute prescription contradictoire du présent document.

Note : La NF EN 1998-1 en vigueur à l'heure actuelle précise, dans son paragraphe 4.2.1.5 que le terme générique « plancher » inclus le toit. Ainsi, dans toute la suite du document et sauf précision contraire, par « plancher », il faut entendre « plancher et toiture ».

4.2 Principes de conception

Les bâtiments en bois résistants aux séismes doivent être dimensionnés suivant l'un des principes suivants :

- Comportement de structure dissipatif ;
- Comportement de structure faiblement dissipatif.

Le présent document ne traite que du premier principe. Selon ce premier principe, la capacité de parties de la structure (zones dissipatives) à résister aux actions sismiques au-delà de leur domaine élastique est prise en compte. Lorsqu'on utilise le spectre de calcul pour l'analyse élastique, défini en 3.2.2.5 de la NF EN 1998-1, le coefficient de comportement q peut être pris supérieur à 1,5. La valeur de q dépendant de la classe de ductilité.

Les structures conçues selon ce principe doivent appartenir aux classes de ductilité M ou H. Une structure appartenant à une classe de ductilité donnée doit satisfaire certaines exigences sur un ou plusieurs des aspects suivants : type de structure, type et capacité dissipatives des assemblages et dimensionnement en capacité.

Les zones dissipatives doivent être situées dans les assemblages, alors que les éléments en bois doivent être considérés comme ayant un comportement élastique. La dissipation de l'énergie est assurée par la plastification des organes métalliques associée à l'enfoncement du bois à l'interface avec ces derniers, et pour certains dispositifs, également par frottement. Le frottement ne peut être pris en compte que si des dispositifs spécialement conçus à cet effet ont été mis en prévus.

Les propriétés des zones dissipatives peuvent être déterminées par essais, soit sur des assemblages unitaires, soit sur des structures entières ou parties de structures conformément à EN 12512.

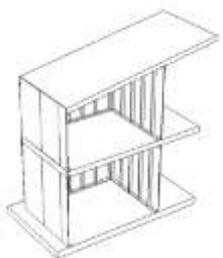
En alternative à l'alinéa précédent, les zones dissipatives peuvent être situées en dehors des zones d'assemblage au sein de dispositifs dissipatifs (amortisseurs, plaques métalliques, ...). Dans ce cas, à la fois les éléments en bois et les assemblages doivent être considérés comme ayant un comportement élastique.

Afin de garantir le bon comportement des dispositifs dissipatifs, leurs assemblages aux éléments bois doit être aussi rigide que possible. Ces assemblages, les assemblages entre éléments bois ainsi que tous les éléments bois doivent être dimensionnés en sur-résistance. Le coefficient de comportement q approprié ne peut pas être déterminé conformément au tableau 6 mais dépend des propriétés mécaniques des dispositifs dissipatifs et des propriétés géométriques de la structure.

Note : pour les structures ayant un comportement faiblement dissipatif, les effets de l'action sismique est calculé sans prendre en compte un comportement non linéaire de la structure. Dans ce cas de figure, le coefficient de comportement q ne peut pas être pris supérieur à 1,5. La résistance des pièces et des assemblages doit être calculée conformément à la NF EN 1995-1-1 sans exigences complémentaires. Pour la vérification à l'ELU de ce type de structures, aucune diminution de la résistance (voir paragraphe 4.11 du présent document) ne sera considérée.

4.3 Types de structures

Les bâtiments en bois doivent être classés suivant l'un des types de structures suivants selon leur comportement en situation de séisme.

Type de structure	Exemple de structure
<p>Systèmes avec ossature bois. Ces systèmes doivent respecter les exigences du paragraphe 4.6 du présent document.</p>	
<p>Systèmes avec madriers empilés. Ces systèmes ne sont pas visés dans le cadre du présent document.</p>	
<p>Systèmes avec portiques avec encastremements. Ces systèmes doivent respecter les exigences du paragraphe 4.7 du présent document.</p>	

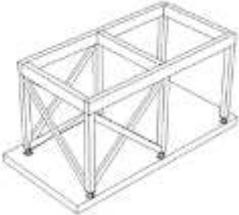
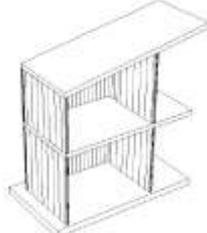
<p>Systèmes poteaux/poutres. Ces systèmes doivent respecter les exigences du paragraphe 4.8 du présent document.</p>	
<p>Système en CLT Ces systèmes doivent respecter les exigences du paragraphe 4.9 du présent document.</p>	
<p>Systèmes mixtes structure bois et remplissage maçonnerie. Ces systèmes ne sont pas visés dans le cadre du présent document.</p>	
<p>Systèmes avec arcs lamellé-collé de grande portée avec deux ou trois joints articulés. Ces systèmes ne sont pas visés dans le cadre du présent document.</p>	
<p>Systèmes avec poutre treillis de grande portée avec assemblages par tiges métalliques. Ces systèmes ne sont pas visés dans le cadre du présent document.</p>	
<p>Systèmes avec cantilevers verticaux avec éléments de murs en lamellé-collé. Ces systèmes ne sont pas visés dans le cadre du présent document.</p>	

Tableau 5 : Types de structures des bâtiments en bois

L'intégralité des sollicitations sismiques dans une direction doit être reprise par un type de système. Si différents systèmes sont utilisés dans une même direction, même s'ils sont réalisés à base d'autres matériaux, la valeur la plus basse du coefficient de comportement doit être prise en compte. Pour pouvoir utiliser la valeur du coefficient de comportement la plus élevée des systèmes, des analyses non-linéaires doivent être menées. De plus, la compatibilité des déformations entre les différents systèmes doit être vérifiée.

Les murs de contreventement doivent être continus depuis les fondations jusqu'au niveau de plancher déterminé. Ils ne peuvent pas être interrompus en élévation avant le niveau déterminé.

Les types de structures qui ne sont pas listés dans le tableau 5 ci-dessus peuvent être utilisés si les propriétés des zones dissipatives peuvent être déterminées par essais, soit sur des assemblages unitaires, soit sur des structures entières ou parties de structures conformément à la NF EN 12512 et l'annexe D de la NF EN 1990. Il convient que le coefficient de comportement approprié soit déterminé sur la base d'une simulation numérique dynamique non-linéaire de la structure faisant intervenir le comportement cyclique non-linéaire des zones dissipatives obtenu par essais.

4.4 Classes de ductilité et coefficients de comportement

Tout dépendant de leur comportement ductile et de leur capacité à dissiper l'énergie sous sollicitation sismique ainsi du respect des critères de dimensionnement en capacité et règles de détail définis au paragraphe suivant, les bâtiments en bois réguliers en élévation doivent être affectés à une des deux classes de ductilité M (DCM) ou H (DCH) définies dans le tableau suivant dans lequel les valeurs limites hautes des coefficients de comportement sont données.

Type de structure	DCM	DCH
Bâtiment en CLT	2	3
Bâtiment ossature bois	2.5	3 ⁽¹⁾
Bâtiment en madriers	2	-
Portiques avec encastremets	2.5	3 ⁽¹⁾
Structures bois poteaux/poutres	2	-
Structures bois avec remplissage maçonnerie	2	-
Arcs lamellé-collé de grande portée avec deux ou trois joints articulés	-	-
Poutre treillis de grande portée avec assemblages par tiges métalliques	-	-
Cantilevers verticaux avec éléments de murs en lamellé-collé	2	-
⁽¹⁾ La version de la NF EN 1998-1 en cours de révision disponible au moment de la rédaction du présent document propose des valeurs de coefficient de comportement de 4 pour ces types de structure. En cohérence avec la démarche de l'annexe nationale française en vigueur actuellement, ces valeurs ont été limitées à 3 dans le cadre du présent document.		

Tableau 6 : Valeurs limites hautes des coefficients de comportement

Si le bâtiment n'est pas régulier en élévation, il convient que les valeurs de q listées dans le tableau précédent soient réduites de 20% sans qu'il soit nécessaire de prendre une valeur inférieure à 1,5.

Pour que les valeurs du coefficient de comportement données dans le tableau ci-dessus puissent être utilisées, les zones dissipatives doivent pouvoir subir une déformation plastique sous au moins trois cycles complets avec inversion de sens, accomplis avec un rapport de ductilité statique conformément à la prNF EN 1998, sans que la réduction de leur résistance ne dépasse 20 %. Pour un même type de structure, ces exigences doivent être satisfaites par un seul type de sous assemblage ou élément pour autant que les règles de dimensionnement en capacité soient respectées.

En alternative, les exigences de l'alinéa précédent peuvent être considérées comme satisfaites dans les zones dissipatives de tous les types de structure décrits dans le tableau 5 en classe de ductilité H si les exigences suivantes sont satisfaites :

- Dans les assemblages bois-bois et bois-métal brochés, boulonnés ou cloués, l'épaisseur minimum des éléments bois assemblés est $10d$ et le diamètre d de l'assembleur ne dépasse pas 12mm ;
- Dans les murs de contreventement et les diaphragmes, le panneau de contreventement est à base de bois avec une épaisseur minimale de $4d$ où d le diamètre du clou n'excède pas $3,1\text{mm}$.

Si les exigences de l'alinéa précédent ne sont pas satisfaites mais que l'épaisseur minimum des éléments assemblés est de $8d$ pour le premier cas et $3d$ pour le second cas, les zones dissipatives doivent être affectées en classe de ductilité M.

En outre, les exigences ci-dessus peuvent être considérées comme satisfaites pour les zones dissipatives de tous les types de structure de classe de ductilité H, lorsque le mode de rupture correspond à l'apparition de deux rotules plastiques dans la tige en situation de séisme.

Pour les assemblages bois-bois et bois-panneaux, il convient que les modes de rupture a,b,c,g et h définis au paragraphe 8.2.2 de la NF EN 1995-1-1 (modes de ruptures par portance locale) soient évités. En ce qui concerne les assemblages bois-métal, il convient que les modes de rupture a,c,f,j et l définis au paragraphe 8.2.3 de la NF EN 1995-1-1 (modes de ruptures par portance locale) soient évités.

Il convient qu'un soin tout particulier soit apporté pour éviter les modes de rupture fragile (traction perpendiculaire, cisaillement de bloc, ...) dans la zone d'assemblage. Pour les assemblages avec de nombreux organes dans les zones dissipatives, il convient que des frettages appropriés soient mis en œuvre.

Les assemblages avec organes métalliques de type tige sollicités majoritairement axialement ne peuvent pas être considérés comme dissipatifs. En particulier, les tiges dans les zones dissipatives doivent être insérées perpendiculairement à la direction de l'effort de cisaillement dans l'assemblage.

Pour les structures qui ont des propriétés différentes et indépendantes selon leurs deux directions horizontales principales, il convient que le coefficient q utilisé pour le calcul dans chaque direction corresponde aux propriétés du système structural dans la direction considérée.

4.5 Règles de dimensionnement en capacité

En conception sismique, il convient que la résistance des murs de contreventement soit proportionnée par rapport à l'effort sismique par niveau afin de garantir une plastification simultanée d'autant d'étages que possible et d'accroître la ductilité et la dissipation d'énergie de la structure.

Afin de garantir que les règles de dimensionnement en capacité définies ci-après pour les types de structure considérées soient satisfaites, il convient que la résistance de calcul des éléments fragiles $F_{Rd,b}$ soit supérieure ou égale à la résistance de calcul des éléments ductiles $F_{Rd,d}$ multipliée par un coefficient de sur-résistance γ_{Rd} et divisée par un coefficient de réduction β_{sd} décrivant la baisse de la résistance du fait du chargement cyclique selon :

$$\frac{\gamma_{Rd}}{\beta_{sd}} \cdot F_{Rd,d} \leq F_{Rd,b}$$

Les valeurs de γ_{Rd} sont données dans le tableau 7 ci-dessous et le coefficient β_{sd} est défini au paragraphe 4.11 du présent document. En aucun cas les efforts dans les assemblages non dissipatifs et ancrages dimensionnés en utilisant le coefficient de sur-résistance γ_{Rd} et le coefficient de baisse de la résistance β_{sd} ne doit excéder les valeurs élastiques déterminées pour $q = 1,5$.

Type de structure	γ_{Rd}
Bâtiment en CLT, bâtiment ossature bois, Bâtiment en madriers, Portiques avec encastremets classe de ductilité H, structure bois avec remplissage maçonnerie	1,3
Portiques avec encastremets (sauf classe de ductilité H), structure bois poteaux/poutres, Cantilevers verticaux avec éléments de murs en lamellé-collé	1,6

Tableau 7 : Coefficients de sur-résistance γ_{Rd}

Des valeurs inférieures du coefficient de sur-résistance γ_{Rd} peuvent être utilisées si elles sont issues d'essais.

Note : l'attention du lecteur est attirée sur le fait que l'aspect conception revêt une importance toute particulière en situation de séisme notamment en ce qui concerne la détermination de la classe de ductilité et la notion de sur-résistance évoquée par le présent paragraphe. A titre d'exemple, un bâtiment ossature bois de classe de ductilité H serait convenablement dimensionné en situation normale avec un taux de travail maximum de 95% pour les ancrages et de 60% pour les couturages des panneaux. En revanche, en situation de séisme, avec des taux de travail hiérarchisés de la même manière, la ruine des ancrages serait atteinte avant que le couturage des murs n'ait pu jouer son rôle de dissipation d'énergie. Il y aurait donc un problème de conception en situation de séisme.

4.6 Règles pour les bâtiments à ossature bois

4.6.1 Matériaux

Pour les murs de contreventement et les diaphragmes, les panneaux de contreventement doivent respecter les exigences suivantes :

- Les panneaux de particules (conformément à EN 312) ont une densité minimum de 650kg/m³ ;
- Les panneaux de contreplaqué (conformément à EN 636) ont une épaisseur minimum de 9mm et au moins 5 plis ;
- Les panneaux de particules et de fibres (conformément à EN 622) ont une épaisseur minimum de 12mm ;
- Les panneaux OSB de type 2,3 ou 4 (conformément à EN 300) ont une épaisseur minimum de 12mm ;
- Les panneaux à base de fibres de gypse (conformément à EN 15283-2) ont une épaisseur minimum de 12mm ;

4.6.2 Règles générales

Il convient que l'assemblage des murs sur les fondations soit réalisé par des assembleurs mécaniques (ferrures, chevilles, clous et vis) et empêche efficacement le basculement et le glissement des murs. Il convient que les assemblages reprenant le basculement soient placés sur les montants d'extrémités des murs et des ouvertures alors que les assemblages reprenant le glissement sont distribués le long du mur.

La hauteur des murs est égale à la hauteur entre étage. Les murs perpendiculaires sont solidarités par l'assemblage de deux montants verticaux, généralement par des vis ou des clous.

Les diaphragmes de plancher et de toiture sont constitués de poutres réparties uniformément ou des solives avec entretoises sur lesquelles sont assemblés des panneaux de contreventement au moyen de vis, clous ou agrafes sur tout le périmètre des panneaux. A chaque niveau, une poutre périphérique capable de résister aux efforts de traction/compression dus à l'effet diaphragme lorsque celui-ci est chargé horizontalement dans son plan. Des solutions alternatives de fixation peuvent être utilisées à partir du moment où le transfert d'effort tranchant dans le plan entre les panneaux est assuré.

D'autres types de diaphragmes de plancher et de toiture peuvent également être utilisés à partir du moment où leur rigidité et leur résistance est assurée.

Des planchers connectés bois/béton peuvent également être utilisés dès lors qu'ils sont assemblés de manière appropriée aux murs inférieurs et supérieurs au moyen d'assemblages mécaniques. La dalle en béton, en particulier, doit être connectée aux panneaux verticaux afin de garantir que le cisaillement dans le plan du diaphragme soit transféré des murs aux fondations.

4.6.3 Règles de dimensionnement en capacité pour la classe de ductilité M

Pour les bâtiments à ossature bois conçus pour la classe de ductilité M (DCM), tous les panneaux décrits au paragraphe 4.6.1 du présent document peuvent être utilisés. Ils sont assemblés à l'ossature par des vis, clous ou agrafes conformes à EN 14592-Annexe F.

Il convient que les bâtiments à ossature bois se comportent le plus possible comme des structures de type « boîte ». Pour garantir cela, il est important de s'assurer que des modes de ruptures locaux n'apparaissent pas.

En classe de ductilité M, les assemblages dissipatifs sont :

- Les assemblages entre les panneaux de contreventement et l'ossature ;
- Les assemblages reprenant l'effort tranchant entre les murs inférieurs et supérieurs ainsi qu'entre les murs et les fondations ;
- Les assemblages reprenant le soulèvement au niveau des montants d'extrémités des murs et des ouvertures.

Afin de garantir la plastification des tiges dans les zones dissipatives, tous les autres éléments structuraux et assemblages doivent être dimensionnés avec un coefficient de sur-résistance suffisant afin d'éviter les modes de rupture fragile. En classe de ductilité M, ceci s'applique en particulier :

- Aux assemblages entre les panneaux de contreventement et les solives de plancher à chaque niveau ;
- Aux assemblages entre les diaphragmes de plancher et les murs en dessous pour garantir qu'à chaque niveau il y ait un diaphragme rigide auquel les murs sont assemblés de manière rigide ;
- Aux assemblages entre les murs perpendiculaires, en particulier aux angles du bâtiment, afin que la stabilité des murs et le fonctionnement de type « boîte » soient garantis ;
- Aux panneaux de contreventement eux-mêmes sous efforts de cisaillement dans le plan engendrés par les sollicitations sismiques ;
- Aux éléments d'ossature sous efforts axiaux engendrés par les sollicitations sismiques.

A l'échelle des assemblages, pour la conception de ceux qui ont pour vocation à dissiper l'énergie, il convient qu'un mode de rupture par plastification de la tige soit atteint et que les modes de rupture fragile soient évités. En particulier, les modes de rupture suivants doivent être évités :

- Traction ou arrachement des chevilles et vis ;
- Rupture en traction ou en cisaillement des plaques métalliques.

Les autres modes de rupture comme le cisaillement de bloc, l'arrachement ou la rupture en traction du bois dans la zone d'assemblage doivent également être évités.

4.6.4 Règles de dimensionnement en capacité pour la classe de ductilité H

Pour les bâtiments à ossature bois conçus pour la classe de ductilité H (DCH), seuls les panneaux de contreventement en contreplaqué et en OSB conformes aux préconisations du paragraphe 4.6.1 doivent être utilisés. Ils doivent être assemblés à l'ossature seulement au moyen de pointes ou de vis conformément à EN 14592-annexe F (les agrafes et les pointes lisses ne sont pas autorisées).

De la même manière qu'au paragraphe précédent, il convient que les bâtiments à ossature bois se comportent le plus possible comme des structures de type « boîte ». Pour garantir cela, il est important de s'assurer que des modes de ruptures locaux n'apparaissent pas.

En classe de ductilité H, les assemblages dissipatifs sont les assemblages entre les panneaux de contreventement et l'ossature.

Afin de garantir la plastification des tiges dans les zones dissipatives, tous les autres éléments structuraux et assemblages doivent être dimensionnés avec un coefficient de sur résistance suffisant afin d'éviter les modes de rupture fragile. En classe de ductilité H, ceci s'applique en particulier :

- Aux assemblages reprenant l'effort tranchant entre les murs inférieurs et supérieurs ainsi qu'entre les murs et les fondations ;
- Aux assemblages reprenant le soulèvement au niveau des montants d'extrémités des murs et des ouvertures ;
- Aux assemblages entre les panneaux de contreventement et les solives de plancher à chaque niveau ;
- Aux assemblages entre les diaphragmes de plancher et les murs en dessous pour garantir qu'à chaque niveau il y ait un diaphragme rigide auquel les murs sont assemblés de manière rigide ;
- Aux assemblages entre les murs perpendiculaires, en particulier aux angles du bâtiment, afin que la stabilité des murs et le fonctionnement de type « boîte » soient garantis ;
- Aux panneaux de contreventement eux-mêmes sous efforts de cisaillement dans le plan engendrés par les sollicitations sismiques ;
- Aux éléments d'ossature sous efforts axiaux engendrés par les sollicitations sismiques.

A l'échelle des assemblages, pour la conception de ceux qui ont pour vocation à dissiper l'énergie, il convient qu'un mode de rupture par plastification de la tige soit atteint et que les modes de rupture fragile soient évités. En particulier, les modes de rupture suivants doivent être évités :

- Traction ou arrachement des chevilles et vis ;
- Rupture en traction ou en cisaillement des plaques métalliques.

Les autres modes de rupture comme le cisaillement de bloc, l'arrachement ou la rupture en traction du bois dans la zone d'assemblage doivent également être évités.

4.7 Règles pour les portiques avec encastremets

Les portiques avec encastremets sont constitués d'éléments bois avec des assemblages semi-rigides entre tous les éléments, réalisés avec des organes métalliques de type tige. Les assemblages entre les poteaux et les fondations peuvent être articulés ou semi-rigides.

4.7.1 Règles de dimensionnement en capacité pour la classe de ductilité M

Afin de garantir la plastification des assemblages, les éléments en bois doivent être dimensionnés en sur-résistance avec un coefficient de sur-résistance suffisant.

4.7.2 Règles de dimensionnement en capacité pour la classe de ductilité H

La préconisation du paragraphe précédent s'applique. De plus, seuls les structures encastrees avec des assemblages à ductilité élevée (par exemple dispositif spécial qui comprend des joints poteaux/traverses spécifiquement conçus pour atteindre une ductilité élevée) sont autorisées en DCH. La valeur limite haute du coefficient de comportement définie dans le tableau 6 peut être utilisée seulement si l'exigence au troisième alinéa du paragraphe 4.4 du présent document pour les structures de classe de ductilité élevée est respectée pour un portique type.

4.8 Règles pour les structures bois poteaux/poutres

Les structures bois poteaux/poutres sont composées de poteaux et poutres assemblés de manière articulée avec des organes métalliques de type tige et comportant un système de stabilité verticale réalisé au moyen de diagonales bois assemblés mécaniquement. Lorsque des contreventements en acier ou en béton sont utilisés, il doit être fait référence aux parties concernées de la NF EN 1998-1.

D'autres types de stabilité verticale peuvent être utilisés comme par exemple des murs à ossature bois. Dans ce cas, les exigences correspondantes pour la classe de ductilité M s'appliquent.

Les diaphragmes horizontaux peuvent être réalisés conformément au troisième alinéa du paragraphe 4.6.2 du présent document.

4.8.1 Règles de dimensionnement en capacité

Afin de garantir la plastification des organes d'assemblages, les éléments en bois doivent être dimensionnés en sur-résistance avec un coefficient suffisant.

4.9 Règles pour les bâtiments en CLT

4.9.1 Règles générales

Les bâtiments en CLT doivent comporter des panneaux conformes aux exigences de EN 16351 et dont l'épaisseur minimale est de 60mm pour les murs et de 18mm pour les diaphragmes horizontaux.

L'ancrage des murs aux fondations doit être réalisé au moyen d'assemblages mécaniques et doit empêcher efficacement le basculement et le glissement. Les ancrages reprenant le basculement doivent être placés aux extrémités des murs et des ouvertures, tandis que les assemblages reprenant le cisaillement doivent être répartis uniformément sur la longueur du mur.

Les murs doivent avoir une hauteur au moins égale à la hauteur entre niveaux et composés d'un seul élément jusqu'à la longueur maximale transportable, ou, peuvent être composés de plus d'un panneau sur la hauteur du bâtiment. Chaque élément de mur doit avoir une largeur d'au moins le quart de la hauteur entre étages et doit être connecté aux autres éléments au moyen de joints verticaux réalisés par vis ou pointes par exemple.

Les éléments individuels ayant une largeur inférieure au quart de la hauteur entre étages ne doivent pas être considérés comme participant à la stabilité en situation de séisme. Les murs perpendiculaires sont généralement assemblés au moyen de vis. Les joints horizontaux entre murs doivent être évités sauf dispositif spécifique.

Les diaphragmes de planchers ou de toiture sont réalisés au moyen de panneaux CLT assemblés ensemble au moyen de joints horizontaux par vis ou pointes. Les panneaux de plancher reposent sur le mur ou la poutre sur lequel ils sont assemblés (vis ou pointes).

Les murs reposent sur les panneaux de plancher (type plateforme) et sont assemblés aux murs du dessous au moyen d'assemblages mécaniques similaires à ceux utilisés pour l'ancrage sur les fondations. Des plats continus pointés sur les panneaux peuvent être utilisés pour reprendre le basculement.

4.9.2 Règles de dimensionnement en capacité pour la classe de ductilité M

Les bâtiments en CLT conçus en classe de ductilité M doivent avoir les murs composés d'un ou plusieurs panneaux assemblés par des joints verticaux rigides.

Les bâtiments en CLT doivent être considérés comme des structures de type boîte. Afin de garantir ce comportement, certains éléments structuraux doivent être comme des zones dissipatives et d'autres non, et dimensionnés avec une sur-résistance suffisante pour éviter toute rupture fragile.

Les assemblages dissipatifs doivent comporter des organes de type tige mis en œuvre perpendiculairement à la direction de l'effort de cisaillement. Les assemblages avec organes de type tiges inclinés par rapport à la direction de l'effort de cisaillement sont autorisés seulement dans les assemblages non dissipatifs. Les éléments structuraux qui doivent être dimensionnés en sur-résistance afin de garantir la plastification des zones dissipatives sont :

- Tous les murs et les planchers CLT ;
- Les assemblages entre les panneaux de plancher adjacents, ou autre système de diaphragme, afin de limiter au maximum le glissement et assurer une rigidité dans le plan suffisante ;
- Les assemblages entre les planchers et les murs sur lesquels ils reposent afin de garantir qu'à chaque niveau, il y ait un plancher rigide auquel les murs sont assemblés de manière rigide ;
- Les assemblages entre les murs perpendiculaires, en particulier aux angles du bâtiment, afin que la stabilité des murs eux-mêmes et de la boîte soit toujours assurée.

Les assemblages dissipatifs dans un bâtiment en CLT sont :

- Les assemblages reprenant le cisaillement entre les murs et le plancher sur lesquels ils reposent, et entre les murs et les fondations ;
- Les ancrages reprenant le basculement placés aux extrémités des murs et des ouvertures.

Lors du dimensionnement des assemblages tels qu'évoqués ci-dessus, un mode de rupture par rotule plastique des organes doit apparaître et les modes de rupture fragile sont à proscrire. Les modes de rupture suivants sont notamment à proscrire :

- Traction et traversée de tête des boulons ou des vis ;
- Rupture en traction ou en cisaillement des plaques métalliques des ancrages.

Les autres modes de rupture fragile tels que fendage, rupture de bloc, traction perpendiculaire et traction du bois au voisinage de l'assemblage doivent toujours être évités conformément aux préconisations de EN 1995-1-1.

4.9.3 Règles de dimensionnement en capacité pour la classe de ductilité H

Dans les bâtiments en CLT conçus en classe de ductilité H, dans chaque direction perpendiculaire, tous les murs participants à la stabilité en situation sismique doivent être composés de plusieurs éléments. Ces éléments segmentés doivent être composés de plus d'un panneau, chaque panneau devant avoir une largeur supérieure ou égale au quart de la hauteur entre étages et pas plus grande que cette hauteur, assemblés avec des joints réalisés par des organes de type tige mis en œuvre perpendiculairement au plan de cisaillement.

Les exigences formulées au paragraphe précédent s'appliquent avec en complément, les assemblages suivant devant être conçus comme dissipatifs :

- Les assemblages par organes de type tige entre les panneaux de murs parallèles au sein d'un même mur de stabilité.

4.10 Analyse structurale

Le glissement des assemblages doit être pris en compte lors de l'analyse.

Les modèles éléments finis 3D utilisés pour l'analyse linéaire ou non linéaire des bâtiments en bois doivent représenter la flexibilité des assemblages par organes mécaniques utilisés dans la construction réelle, modélisée avec la raideur réelle. Un soin spécial doit être apporté à la représentation des assemblages reprenant le soulèvement qui, suivant la référence, peuvent présenter des valeurs sensiblement différentes de raideur axiale en traction et en compression. Cette dernière étant significativement plus grande du fait du contact en compression entre les éléments bois assemblés. L'utilisation de la raideur en traction conduirait à une réduction de la raideur globale du système ce qui impliquerait une augmentation de la période fondamentale et à une valeur de l'effort tranchant à la base non sécuritaire.

La période fondamentale de la structure doit être calculée avec le coefficient de glissement k_{ser} à l'ELS des assemblages conformément à la NF EN 1995-1-1.

Note : En outre, la prise en compte de k_{ser} et non de k_u conduit à augmenter la fréquence, donc à diminuer la période et à prendre en compte des efforts supérieurs. Cette démarche est donc sécuritaire.

Les diaphragmes de plancher et de toiture peuvent être considérés comme infiniment rigides sans vérification particulière si les conditions suivantes sont respectées :

- Les préconisations formulées pour les diaphragmes aux paragraphes précédents sont respectées ;
- Les ouvertures dans les diaphragmes n'impactent pas significativement leur rigidité ;
- Les éléments du diaphragme assurant sa rigidité (ex : panneaux à base de bois), ont une épaisseur supérieure ou égale à l'épaisseur de ceux des murs ;
- Les assemblages des diaphragmes doivent être conçus pour assurer au moins la transmission des efforts de contreventement dans le plan sous sollicitation sismique aux murs de contreventement conformément à l'approche de dimensionnement en capacité.

Si toutes les conditions précédentes ne sont pas satisfaites, le fait que le diaphragme est infiniment rigide doit être démontré ou la rigidité du diaphragme doit être prise en compte.

Note : La NF EN 1998-1 précise, au paragraphe 4.3.1, que le diaphragme est considéré comme rigide si, lorsqu'il est modélisé avec sa flexibilité en plan effective, ses déplacements horizontaux n'excèdent en aucun point les déplacements résultant de l'hypothèse du diaphragme rigide de plus de 10 % des déplacements horizontaux absolus correspondants dans la situation sismique de calcul.

En général, les éléments bois doivent être modélisés comme des éléments élastiques.

4.11 Règles de détail

4.11.1 Généralités

Les règles de conception données ci-dessous s'appliquent pour les parties de la structure résistantes aux sollicitations sismiques conçues conformément au concept de comportement dissipatif (classe de ductilité M ou H).

Les structures avec des zones dissipatives doivent être dimensionnées de telle sorte que ces zones soient situées principalement dans les parties de la structure où la plastification, le flambement local ou d'autres phénomènes dus au comportement hystérétique n'affectent pas la stabilité d'ensemble de la structure.

4.11.2 Règles de détail pour les assemblages

Les éléments comprimés et leurs assemblages (par exemple, assemblages de charpentier), qui peuvent subir des ruptures sous l'effet des déformations dues à l'inversion des efforts, doivent être conçus de telle sorte qu'ils ne puissent pas se séparer et qu'ils restent dans leur position d'origine.

Les boulons doivent être serrés. Les trous pour les boulons et les broches doivent être ajustés.

Les broches, les clous lisses et les crampons ne doivent pas être utilisés sans disposition complémentaire s'opposant à leur arrachement. Ils ont néanmoins admis dans les diaphragmes horizontaux et les murs de contreventement pour l'assemblage des panneaux sur la structure bois conformément aux préconisations adéquates et dans les éléments secondaires.

En cas de traction perpendiculaire au fil du bois, il convient d'adopter des dispositions complémentaires afin d'éviter le fendage (par exemple, plaques métalliques clouées ou plaques de recouvrement clouées).

4.11.3 Règles de détail pour les diaphragmes avec solives et panneaux à base de bois

Pour les diaphragmes horizontaux soumis aux actions sismiques, l'EN 1995-1-1 s'applique, avec les modifications suivantes :

- Le coefficient de majoration de 1,2 pour la résistance des connecteurs aux bords des plaques ne doit pas être utilisé ;
- Lorsque les plaques sont en quinconce, le coefficient de majoration de 1,5 pour l'espacement des clous le long des bords des panneaux discontinus ne doit pas être utilisé ;
- La répartition des efforts tranchants dans les diaphragmes doit être évaluée en prenant en compte la position en plan des éléments verticaux résistant aux forces latérales.

Tous les bords des panneaux de voile travaillant qui ne sont pas fixés sur des éléments structuraux doivent être supportés et fixés par des entretoises transversales placées entre les poutres en bois. Des entretoises doivent également être prévues dans les diaphragmes horizontaux, au-dessus des éléments verticaux résistant aux forces latérales (par exemple, les murs).

La continuité des poutres, en incluant les chevêtres, doit être assurée dans les zones où les diaphragmes sont perturbés par des trémies. En l'absence d'entretoises de même hauteur que les poutres, il convient que le rapport hauteur/largeur (h/b) des poutres en bois, soit inférieur à 4.

Si $a_g \cdot S \geq 0,2 \cdot g$, l'espacement des connecteurs dans les zones de discontinuité doit être réduit de 25 %, mais sans que cet espacement devienne inférieur à l'espacement minimal indiqué dans l'EN 1995-1-1 :2004.

4.12 Vérification de sécurité

Les valeurs de résistance du matériau bois doivent être déterminées en tenant compte des valeurs k_{mod} pour les actions instantanées, conformément à l'EN 1995-1-1.

Les coefficients de sécurité partiels γ_M relatifs aux propriétés des matériaux, pour les combinaisons d'actions accidentelles doivent être pris en compte.

Pour les vérifications à l'état limite ultime des structures dimensionnées selon le principe de comportement de structure dissipatif (classes de ductilité M ou H), la réduction de la résistance dans les zones dissipatives doit être prise en compte en multipliant la résistance caractéristique statique par un coefficient β_{sd} égal à 0.8 selon la formule suivante :

$$F_{Rd,d} = k_{mod} \cdot \beta_{sd} \cdot \frac{F_{Rk,d}}{\gamma_M}$$

La réduction de la résistance pour les zones non dissipatives peut ne pas être prise en compte. La résistance de calcul est alors calculée selon la formule suivante :

$$F_{Rd,b} = k_{mod} \cdot \frac{F_{Rk,b}}{\gamma_M}$$

Des valeurs plus élevées du coefficient β_{sd} peuvent être utilisées si elles sont issues de résultats d'essais. La réduction de la résistance doit être évaluée au rapport de ductilité statique défini dans la partie bois de la NF EN 1998-1.

Pour la vérification à l'ELU des structures dimensionnées suivant le principe non dissipatif, aucune réduction de la résistance ne sera considérée.

Afin de garantir la plastification des organes dans les zones dissipatives, tous les autres éléments structuraux et assemblages doivent être dimensionnés en sur-résistance avec un coefficient suffisant.

Les assemblages de charpentier ne présentent pas de risque de rupture fragile si la vérification de la contrainte de cisaillement sous sollicitations sismiques conformément à EN 1995-1-1 est effectuée avec un coefficient partiel supplémentaire de sur-résistance égal à 1,3.

4.13 Contrôle du dimensionnement et de l'exécution

Les dispositions de l'EN 1995-1-1 doivent être respectées. Les éléments structuraux suivants doivent être identifiés sur les plans de projet et il doit être prévu des spécifications de contrôle particulier d'exécution pour :

- les tiges d'ancrage et tous les assemblages avec les éléments de fondation ;
- les croix de Saint-André tendues en acier utilisées pour le contreventement ;
- les assemblages entre les diaphragmes horizontaux et les éléments verticaux de contreventement ;
- les assemblages entre les panneaux travaillant et l'ossature en bois dans les diaphragmes horizontaux et verticaux.

Le contrôle de l'exécution doit particulièrement porter sur les propriétés des matériaux et sur la précision de l'exécution.

4.14 Régularité et analyse

En vue du dimensionnement sismique, les structures de bâtiment sont classées en structures régulières et structures irrégulières. Cette distinction a les implications suivantes :

Régularité		Simplifications admises		Coefficient de comportement q (analyse linéaire)
Plan	Elévation	Modèle	Analyse élastique linéaire	
Oui	Oui	Plan	Force latérale ^(a)	Valeur de référence
Oui	Non	Plan	Modale	Valeur minorée par 0.8
Non	Oui	Spatial ^(b)	Force latérale ^(a)	Valeur de référence
non	non	spatial	Modale	Valeur minorée par 0.8

^(a) Modes supérieurs non significatifs, T_x et $T_y < 4.T_c$ ou 2 sec
^(b) Dans les conditions particulières indiquées au paragraphe 4.3.3.1(8) de la NF EN 1998-1, un modèle plan séparé peut être utilisé dans chaque direction horizontale, conformément à ce même paragraphe.

Tableau 8 : régularité et analyse

Les critères de régularité sont précisés dans la NF EN 1998-1 au paragraphe 4.2.3.

Le choix de la méthode d'analyse est synthétisé dans la figure ci-dessous :

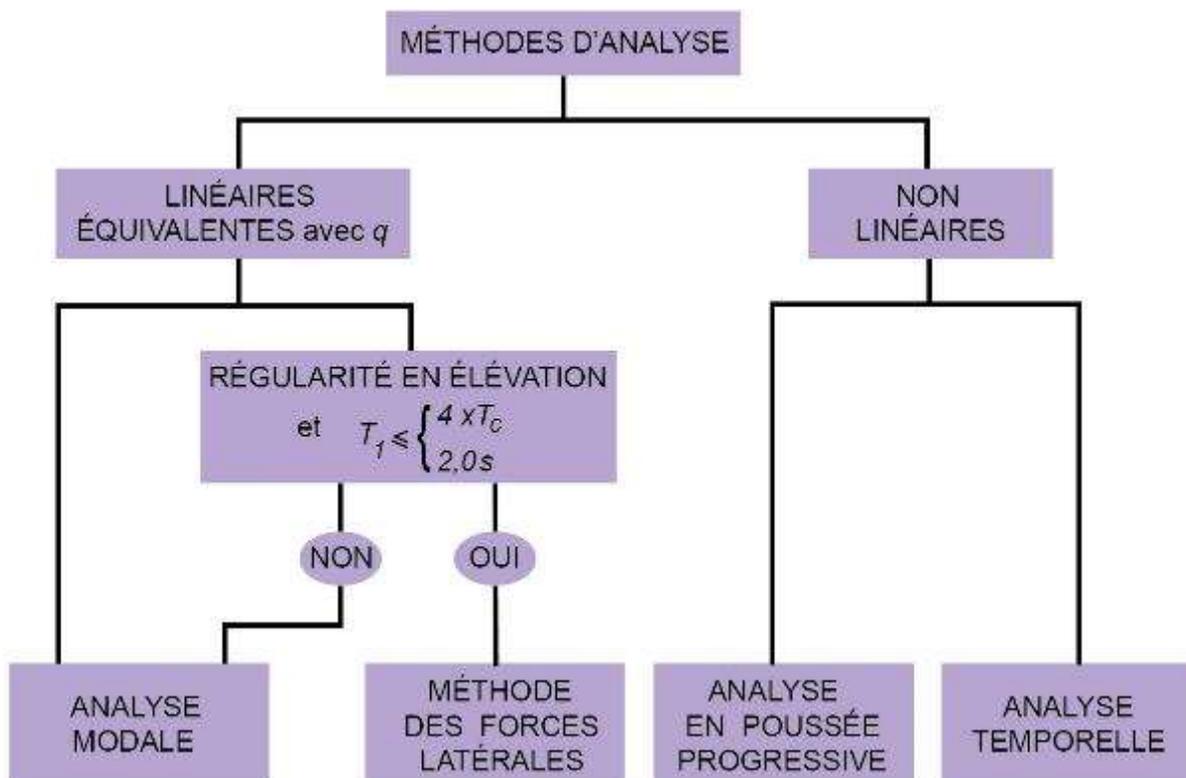


Figure 5 : Choix de la méthode d'analyse

5. APPLICATIONS PRATIQUES POUR TROIS TYPOLOGIES D'OUVRAGES

5.1 Généralités

Seules les méthodes d'analyse linéaire sont considérées dans le cadre du présent document.

L'objectif de ce chapitre est de donner des recommandations afin de déterminer les efforts dus au séisme pour trois typologies d'ouvrages en bois lamellé. Les vérifications qui suivent sont du domaine classique de l'Eurocode et ne sont pas traitées dans le présent document.

Comme précisé au paragraphe 8.4 de la NF EN 1998-1, la valeur du module d'élasticité du bois sous charges instantanées (supérieure de 10 % à la valeur prise pour le court terme) doit être utilisée.

5.1.1 Orientations sur la modélisation

Les orientations sur la modélisation qui sont formulées pour chaque application pratique le sont pour l'application concernée et ne peuvent pas forcément être étendues à tous les bâtiments de même type, tout dépendant de leurs caractéristiques. Il est de la responsabilité du concepteur de s'assurer de la cohérence du modèle.

5.1.2 Composante verticale de l'action sismique

La NF EN 1998-1 précise que si a_{vg} est supérieure à 0,25 g (2,5 m/s²), il convient de prendre en compte la composante verticale de l'action sismique définie au paragraphe 3.2.2.3 de la norme dans certains cas identifiés. Pour les cas traités dans le présent document, a_{vg} est toujours inférieur à 0,88m/s². La composante verticale de l'action sismique n'est donc pas prise en compte dans le présent document.

5.1.3 Diamètre de perçage pour boulons et jeux d'assemblages

Conformément à la NF EN 1995-1-1, il convient que les trous de boulons dans le bois aient un diamètre qui ne soit pas supérieur de plus d'1 mm à celui du boulon. Il convient que les trous de boulons dans les plaques métalliques aient un diamètre qui ne soit pas supérieur de plus de 2 mm ou 0,1 d (en considérant la valeur maximale) vis-à-vis de celui du boulon.

Conformément au paragraphe 8.5.2 de la NF EN 1998-1, les boulons doivent être serrés et les trous ajustés. Ainsi, pour les assemblages bois/métal, un jeu de 1mm comme pour les assemblages bois/bois sera pris en compte.

Ainsi, sauf disposition contraire et pour les pièces assemblées à leurs deux extrémités au moyen d'assemblages boulonnés (diagonales de contreventement, ...), un jeu total de 2mm est pris en compte pour les applications pratiques traitées dans le présent document.

Pour les pieds de poteaux moisés et les couronnes de boulons (conformément au guide AQCEN assemblages), compte tenu des tolérances de perçage et de la mise en œuvre, il est impossible d'avoir un jeu fonctionnel de 1mm sur tous les organes. Dans ce cas, à titre conservateur, un jeu moyen de 0,5mm est pris en compte pour les applications pratiques traitées dans le présent document.

5.2 Bâtiment avec portiques avec encastremements stabilisé par diagonales

5.2.1 Plans de structure et détails d'assemblages

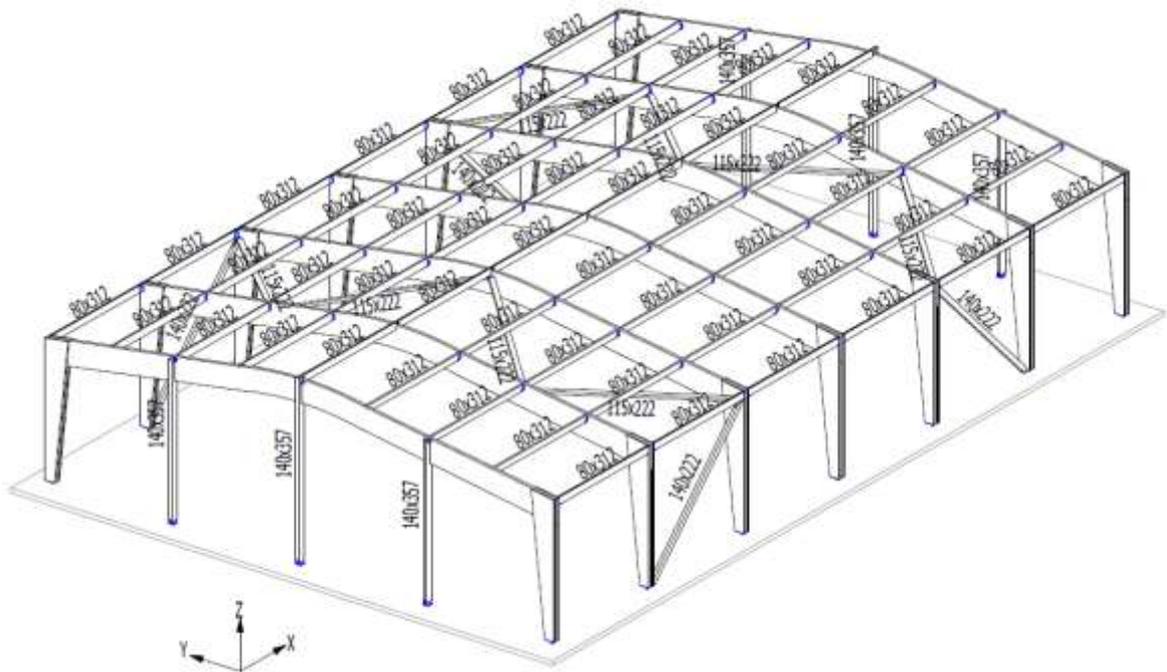


Figure 6 : Axonomie charpente

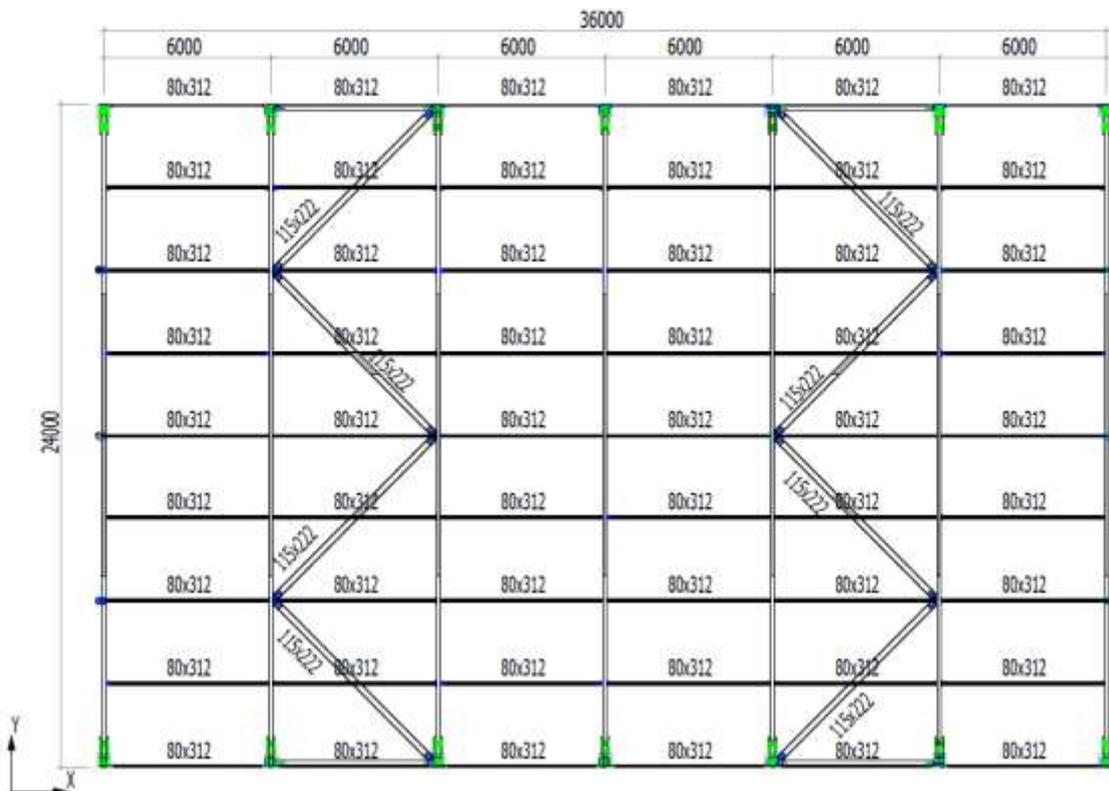


Figure 7 : Vue en plan charpente

Les zones dissipatives sont mises en évidence sur la figure ci-dessous par des cercles rouges.

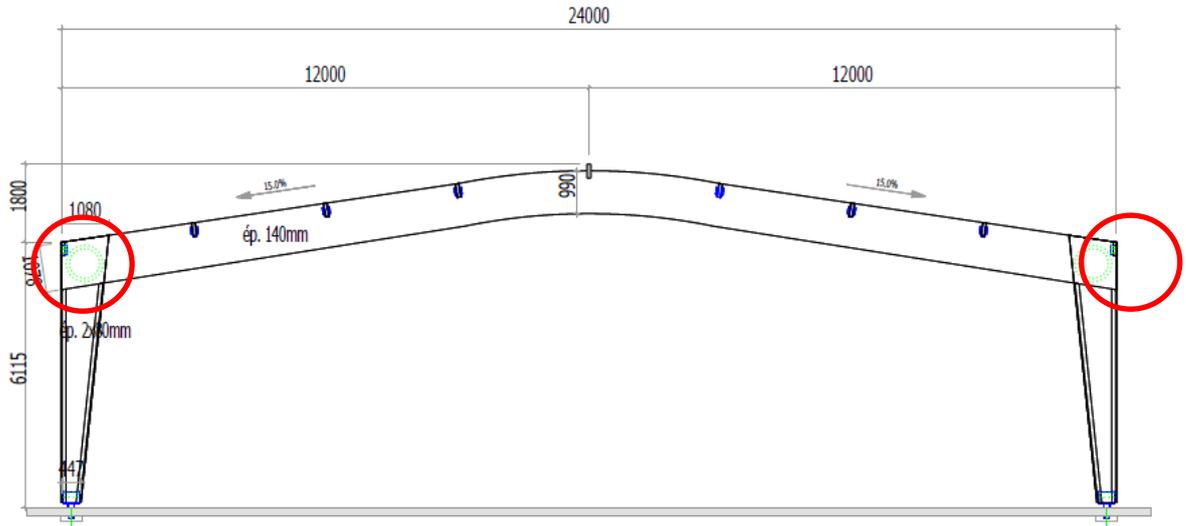


Figure 8 : Portique

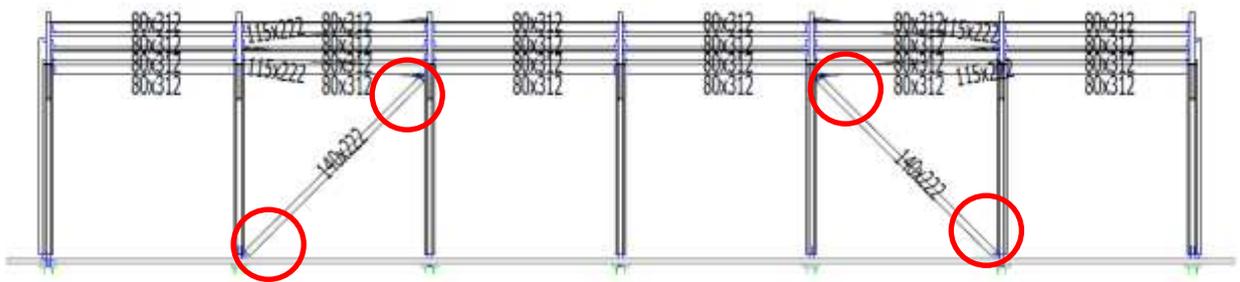


Figure 9 : Long pan

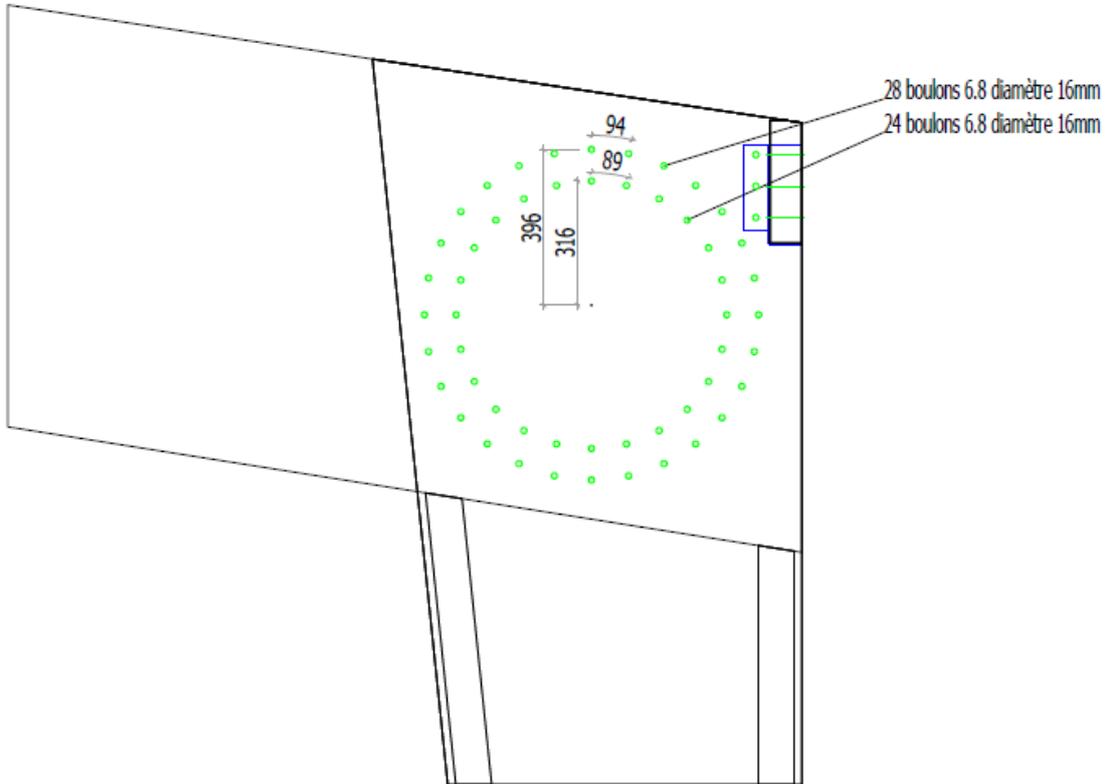


Figure 10 : Détail couronne

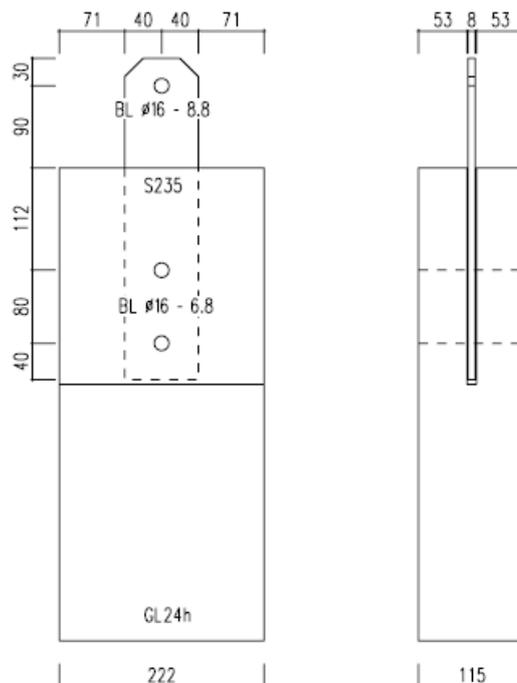


Figure 11 : Détail plat de contreventement en toiture

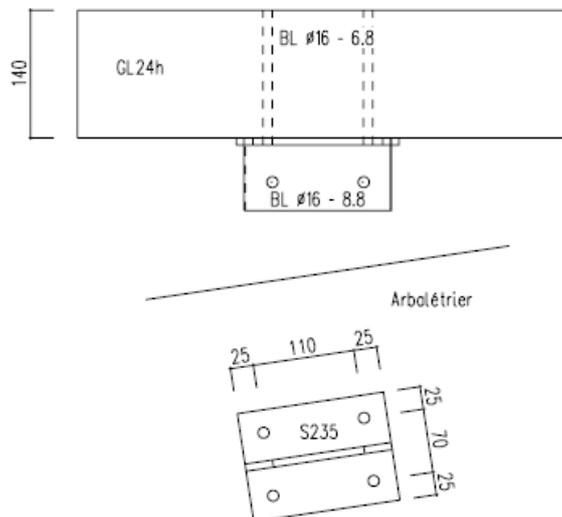


Figure 12 : Détail assemblage contreventement/arbalétrier

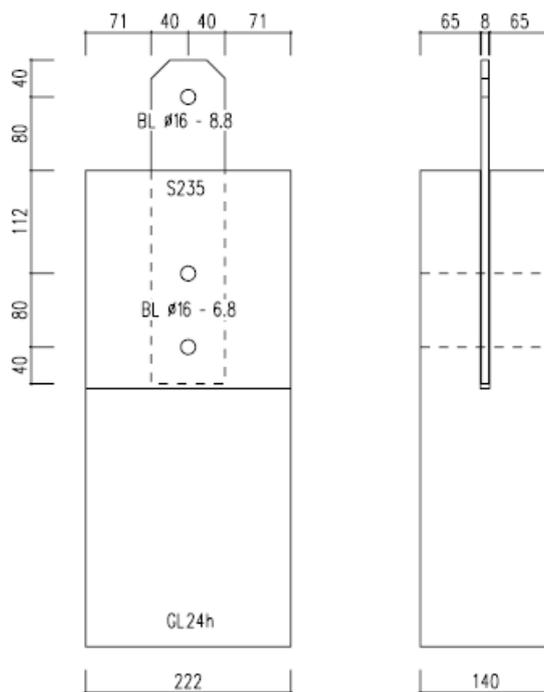


Figure 13 : Détail plat de contreventement en façade

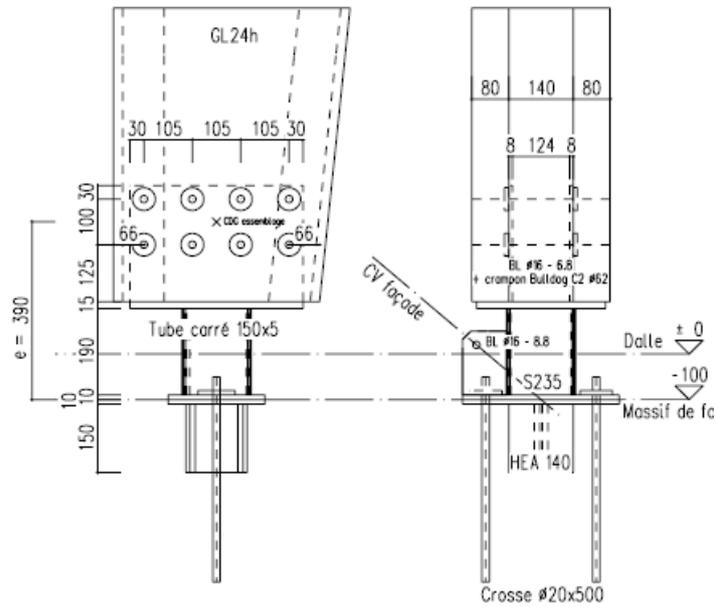


Figure 14 : Détail pied de portique avec diagonale

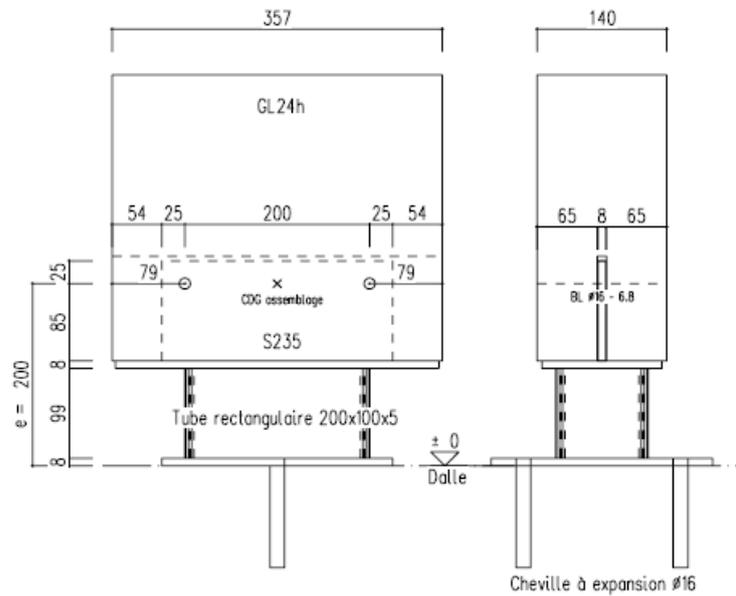


Figure 15 : Détail pied de poteau pignon

5.2.2 Orientation sur la conception en situation sismique

Il y a lieu de respecter les règles du chapitre 4 du présent document. En outre, afin de garantir la plastification des assemblages, les éléments en bois doivent être dimensionnés en sur-résistance avec un coefficient de sur-résistance suffisant.

5.2.3 Charges et hypothèses

Les charges sont les suivantes :

- Charges permanentes toiture : 40 DaN/m² compris divers
- Charges permanentes en façade : 20 DaN/m² ;
- Neige : région A1, altitude inférieure à 200m ;
- Vent : région 2, site IIIb
- Séisme : zone 3, classe de sol A, catégorie d'importance II

Les hypothèses sont les suivantes :

- Lamellé-collé en GL24h ;
- Bois massif en C24 ;
- Bardage en façade en double peau métallique, pas d'ossature secondaire ;
- Poteaux de pignon non porteurs ;
- Diagonales de contreventement en toiture liaisonnés sous pannes.

5.2.4 Régularité du bâtiment

5.2.4.1 En plan

Selon le paragraphe 4.2.3.2 de la NF EN 1998-1, un bâtiment classé comme régulier en plan doit respecter toutes les conditions suivantes :

- La structure du bâtiment doit être approximativement symétrique en plan par rapport à deux directions orthogonales, en ce qui concerne la raideur latérale et la distribution de la masse.
 - Le bâtiment étudié est symétrique en plan par rapport aux deux directions principales en termes de raideur latérale et de distribution de la masse. Cette condition est respectée.
- La configuration en plan doit être compacte, c'est-à-dire qu'elle doit être délimitée pour chaque plancher par un contour polygonal curviligne. Lorsqu'il existe des retraits par rapport à ce contour (angles rentrants ou retraits en rive), la régularité en plan peut toujours être considérée comme satisfaite si ces retraits n'affectent pas la raideur en plan et si, pour chacun d'eux, la surface comprise entre le contour du plancher et le contour polygonal convexe enveloppant le plancher ne dépasse pas 5 % de la surface du plancher.
 - La configuration en plan du bâtiment est un rectangle et ne présente pas de retrait. Elle est donc compacte. Cette condition est respectée.

- La raideur en plan des planchers doit être suffisamment importante, comparée à la raideur latérale des éléments verticaux de structure, pour que la déformation du plancher ait peu d'effet sur la distribution des forces entre les éléments verticaux de structure. Il convient de considérer l'application du présent paragraphe vis-à-vis du comportement d'ensemble du bâtiment.
 - Cette exigence n'est pas satisfaite. En effet, la comparaison entre la structure modélisée avec la poutre au vent intégrant les raideurs et jeux d'assemblages et la modélisation en considérant un diaphragme rigide en toiture donne par exemple un rapport des moments autour de y de l'ordre d'un facteur 2,1 pour les poteaux de rive et un rapport de l'ordre de 0,8 pour les poteau du portique suivant sous vent long-pan.

Note : la NF EN 1998-1 ne précise pas, ici, ce qu'il faut entendre par « suffisamment importante » pour la raideur des planchers. Ainsi, ici, la note du paragraphe 4.3.1 de la NF EN 1998-1 pourrait également être prise en considération. Elle dit qu'un diaphragme est considéré comme rigide si, modélisé avec sa flexibilité en plan effective, ses déplacements horizontaux n'excèdent pas les déplacements résultant de l'hypothèse du diaphragme rigide de plus de 10% des déplacements horizontaux absolus correspondants dans la situation sismique de calcul.

- L'élanement L_{\max} / L_{\min} de la section en plan du bâtiment ne doit pas être supérieur à 4, où L_{\max} et L_{\min} sont respectivement la plus grande et la plus petite dimension en plan du bâtiment mesurées dans les directions orthogonales.
 - Dans le cas présent on a $L_{\max} / L_{\min} = 1.5$. Cette exigence est satisfaite.
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul x et y, l'excentricité structurale doit vérifier les deux conditions ci-dessous, qui sont exprimées pour la direction de calcul y :

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x$$

$$r_x \geq l_s$$

où :

e_{ox} est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité, mesurée suivant la direction x perpendiculaire à la direction de calcul considérée ;

r_x est la racine carrée du rapport de la rigidité de torsion à la rigidité latérale dans la direction y (" rayon de torsion ") ;

l_s est le rayon de giration massique du plancher en plan (racine carrée du rapport entre le moment d'inertie polaire du plancher en plan par rapport au centre de gravité du plancher et la masse du plancher).

Pour ce faire, il faut dans un premier temps déterminer les coordonnées du centre de torsion au moyen des formules suivantes :

$$CR_x = \frac{\sum_j x_j * K_{yj}}{\sum_j K_{yj}} \quad CR_y = \frac{\sum_j y_j * K_{xj}}{\sum_j K_{xj}}$$

Dans le cas présent, ces équations donnent :

$$CR_x = \frac{\sum_j x_j \times K_{portique,j}}{\sum_j K_{portique,j}}$$

$$CR_y = \frac{\sum_j y_j \times K_{palée,j}}{\sum_j K_{palée,j}}$$

Où :

x_j est la distance du centre de raideurs d'un dispositif de contreventement j par rapport à G

y_j est la distance du centre de raideurs d'un dispositif de contreventement j par rapport à G

K_{xj} est la raideur d'un dispositif de contreventement j suivant la direction Ox.

K_{yj} est la raideur d'un dispositif de contreventement j suivant la direction Oy.

Il faut pour cela déterminer la raideur des portiques et palées de stabilité. On procède comme suit :

- Pour le portique une charge de 1000 DaN (par exemple) est appliquée en rein et on regarde le déplacement correspondant à cette charge au même endroit. Pour une charge de 1000 DaN, soit 10000 N, le déplacement est de 9.29mm soit une rigidité de 1076 N/mm.
- De la même manière pour les palées de stabilité, une charge de 1000 DaN appliquée en tête donne un déplacement de 5.73mm, soit une raideur de 1745 N/mm.

On a :

$$CR_x = \frac{-18 \times 1076 - 12 \times 1076 - 6 \times 1076 + 0 \times 1076 + 6 \times 1076 + 12 \times 1076 + 18 \times 1076}{7 \times 1076} = 0$$

$$CR_y = \frac{-12 \times 1745 + 12 \times 1745}{2 \times 1745} = 0$$

Note : la structure étant rigoureusement symétrique, en termes de rigidité et de masse, selon ces deux directions principales, le centre de torsion correspond au centre de gravité.

Ensuite, la formule générale de r_x s'écrit :

$$r_x = \sqrt{\frac{\sum_i K_{y,i} \times (x_i - CR_x)^2 + \sum_i K_{x,i} \times (y_i - CR_y)^2}{\sum_i K_{y,i}}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{\sum_i K_{x,i} \times (y_i - CR_y)^2 + \sum_i K_{y,i} \times (x_i - CR_x)^2}{\sum_i K_{x,i}}}$$

Dans le cas présent on a :

$$r_x = \sqrt{\frac{\sum_i K_{portique,i} \times (x_i)^2 + \sum_i K_{palée,i} \times (y_i)^2}{\sum_i K_{portique,i}}}$$

$$r_x = \sqrt{\frac{1076 \times (2 \times 6^2 + 2 \times 12^2 + 2 \times 18^2) + 1745 \times (2 \times 12^2)}{7 \times 1076}} = 14,52m$$

$$r_y = \sqrt{\frac{\sum_i K_{palée,i} \times (y_i)^2 + \sum_i K_{portique,i} \times (x_i)^2}{\sum_i K_{palée,i}}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{1076 \times (2 \times 6^2 + 2 \times 12^2 + 2 \times 18^2) + 1745 \times (2 \times 12^2)}{2 \times 1745}} = 21,32m$$

On a :

$$l_s = \sqrt{\frac{J_z}{M}}$$

Où :

J_z est le moment d'inertie polaire de la masse M du plancher ;
 M est la masse du plancher.

Enfin pour un rectangle de dimensions $a \times b$, on a :

$$J_z = \frac{M \times (a^2 + b^2)}{12}$$

D'où

$$l_s = \sqrt{\frac{a^2 + b^2}{12}}$$

Et :

$$l_s = \sqrt{\frac{36^2 + 24^2}{12}} = 12,49m$$

- Dans le cas présent, dans les deux directions x et y , les deux conditions sont vérifiées.

Au regard de ce qui précède, il apparaît que le bâtiment n'est pas régulier en plan, la condition sur la rigidité du diaphragme n'étant pas vérifiée.

5.2.4.2 En élévation

Selon le paragraphe 4.2.3.3 de la NF EN 1998-1, un bâtiment classé comme régulier en élévation doit respecter toutes les conditions suivantes :

- Tous les éléments de contreventement, comme les noyaux centraux, les murs ou les portiques, doivent être continus depuis les fondations jusqu'au sommet du bâtiment ou, lorsqu'il existe des retraits à différents niveaux, jusqu'au sommet de la partie concernée du bâtiment ;
 - Les éléments de contreventement sont continus depuis les fondations jusqu'au sommet du bâtiment. Cette exigence est donc satisfaite.
- La raideur latérale et la masse de chaque niveau doivent demeurer constantes ou sont réduites progressivement, sans changement brutal, entre la base et le sommet du bâtiment considéré.
 - Le bâtiment ne comporte qu'un seul niveau et n'est donc pas concerné par cette exigence.

Note : cette exigence fait bien référence à l'évolution de la raideur et de la masse entre niveaux successifs et non pas au sein d'un même niveau.

- Dans les bâtiments à ossature, le rapport entre la résistance effective de chaque niveau et la résistance exigée par le calcul ne doit pas varier de manière disproportionnée d'un niveau à l'autre.
 - Le bâtiment concerné ne comporte qu'un seul niveau et n'est donc pas concerné par cette exigence.
- Lorsque l'ouvrage présente des retraits, des dispositions spécifiques doivent être respectées.
 - Le bâtiment concerné ne comporte pas de retrait et n'est donc pas concerné par cette exigence.

Au regard de ce qui précède, il apparaît que le bâtiment est régulier en élévation.

5.2.5 Choix du modèle et de la méthode d'analyse

Le bâtiment étant régulier en élévation mais pas en plan, au regard du tableau 8 du présent document, il faut réaliser un modèle spatial conformément au paragraphe 4.3.3.1(9) de la NF EN 1998-1, l'exigence c) du paragraphe 4.3.3.1(8) n'étant pas vérifiée (rigidité des planchers suffisamment importante).

Note : bien que la réalisation de deux modèles plans ne soit pas autorisée par la NF EN 1998-1 dans le cas présent, cette méthode sera néanmoins utilisée à titre de comparaison dans le cadre du présent exemple.

5.2.6 Orientations sur la modélisation

Pour les portiques, les poteaux de pignon et les diagonales de long pan, les barres du modèle filaires sont prises à la fibre neutre des pièces. Pour les éléments du plan de toiture (hors arbalétriers), les barres du modèle filaire sont également prises à la fibre neutre des pièces mais leur altimétrie est ramenée à celle de l'arbalétrier.

Note : Le fait de considérer l'altimétrie du plan de toiture à l'altimétrie de la fibre neutre des arbalétriers permet un modèle plus proche de la réalité mais conduit à sous-estimer la hauteur du bâtiment et donc, dans une certaine mesure, à sous-estimer les efforts dans les barres. Pour la présente application pratique, les différences sont de l'ordre de 5% maximum, ce qui est tout à fait acceptable.

Des charges surfaciques sont appliquées. Il y aura lieu de veiller à ce que les charges surfaciques permanentes soient bien prises en compte dans la masse.

Les diagonales en toiture devront être liaisonnées avec les pannes à l'intersection. En toiture notamment, pour éviter la présence de modes de vibrations parasites sur les pannes par exemple, il faudra veiller à ce que le calcul ne prenne pas en compte de nœuds intermédiaires mais seulement les nœuds aux extrémités des pièces.

Les glissements et jeux des assemblages suivants sont pris en compte sur le modèle 3D:

- Pieds de poteaux simples ;
- Diagonales de long-pan ;
- Diagonales en toiture ;
- Pieds de poteaux moisés ;
- Couronnes de boulons (rigidité rotationnelle uniquement) ;
- Pannes/arbalétrier.

Le glissement des pieds de poteaux simples, des diagonales de long-pan et des diagonales en toiture qui sont des assemblages bois/métal boulonnés est calculé au moyen de la formule suivante par organe et par plan de cisaillement :

$$K_{ser,i} = 2 \times \rho_m^{1,5} d^{2/3} \quad (\text{N/mm})$$

Ce qui donne, pour des boulons de 16mm et avec du GL24h :

$$K_{ser,i} = 11975 \text{ N/mm}$$

D'où

$$K_{ser, poteaux\ simples} = 47902 \text{ N/mm}$$

$$K_{ser, diagonales\ long\ pan} = 47902 \text{ N/mm}$$

$$K_{ser, diagonales\ toiture} = 47902 \text{ N/mm}$$

Comme évoqué au paragraphe 5.1.3 du présent document, un jeu total de 2mm est pris en compte pour chacun de ces assemblages.

Les poteaux moisés à inertie variable sont assemblés sur les ferrures au moyen de boulons et crampons, les charges descendantes sont reprises en compression bois/métal. Seul le glissement horizontal est pris en compte. Le glissement à l'interface ferrure/béton n'est pas pris en compte. Le glissement horizontal par organe et par plan de cisaillement pour un assemblage bois/métal est calculé comme suit :

$$K_{ser, crampon} = 2 \times 1,5 \rho_m d_c^{3/4} \quad (\text{N/mm})$$

$$K_{ser, crampon} = 19530 \text{ N/mm}$$

D'où :

$$K_{ser, crampon} = 312480 \text{ N/mm}$$

Ensuite, pour tenir compte des jeux d'assemblages, une rigidité sécante est calculée au moyen de la formule suivante :

$$K'_{ser} = \frac{F_d \cdot n \cdot K_{ser}}{F_d + n \cdot K_{ser} \cdot \Delta u_f}$$

Où :

F_d est l'effort de poussée maximum à l'ELS. Dans le cas présent, on a $F_d = 39800 \text{ N}$. Comme évoqué au paragraphe 5.1.3 du présent document, on prend $\Delta u_f = 0.5\text{mm}$.

D'où :

$$K'_{ser, poteaux\ moisés} = 63440 \text{ N/mm}$$

Pour les couronnes de boulons, le glissement par boulon et par plan de cisaillement est calculé au moyen de la formule suivante :

$$K_{ser,i} = \rho_m^{1,5} d^{2/3} \quad (\text{N/mm})$$

Ce qui donne : $K_{ser,i} = 5987 \text{ N/mm}$

La raideur en rotation sans jeu est ensuite calculée au moyen de la formule suivante (pour une couronne circulaire et deux plans de cisaillement) :

$$K_{w,ser} = 2 \times K_{ser,i} \times (n_1 \times r_1^2 + n_2 \times r_2^2) \quad (\text{N.mm/rad})$$

Avec

n_1 et n_2 : respectivement nombre de boulons dans la couronne 1 et 2

r_1 et r_2 : respectivement rayon de la couronne 1 et 2.

Ce qui donne : $K_{w,ser} = 92374 \text{ N.mm/rad}$

Un jeu fonctionnel moyen Δu_f de 0.5mm sur chaque boulon est pris en compte. Le jeu fonctionnel en rotation $\Delta \alpha_f$ peut être estimé à :

$$\Delta \alpha_f = \frac{\Delta u_f}{\frac{r_1 + r_2}{2}}$$

Ce qui donne : $\Delta \alpha_f = 0.0013 \text{ rad}$

Enfin, la rigidité en rotation sécante se calcule au moyen de la formule suivante :

$$K'_{\omega,ser} = \frac{M_d \cdot K_{\omega,ser}}{M_d + K_{\omega,ser} \cdot \Delta \alpha_f}$$

Avec M_d le moment max dans la couronne à l'ELS. Dans le cas présent, on a :
 $M_d = 198,44 \text{ kN.m}$.

Soit $K'_{w,ser} = 57286 \text{ kN.m/rad}$

Les pannes sont assemblées sur les arbalétriers au moyen de sabots GSE500. Les pannes sont fixées sur les sabots au moyen de 14 pointes crantées diamètre 4mm. Pour les pointes sans avant-trous on a :

$$K_{ser,i} = \rho_m^{1,5} d^{0,8} / 30$$

D'où

$$K_{ser,i} = 869 \text{ N/mm}$$

Et

$$K_{ser,pannes/arba} = 24353 \text{ N/mm}$$

Note 1 : Pour la vérification de la poutre cintrée, hors du cadre du présent document, au niveau de la zone d'apex en particulier, il y aura lieu de discrétiser la partie cintrée lors de la modélisation.

Note 2 : Pour les poteaux moisés, si le logiciel utilisé ne prend pas en compte de liaison entre les moises du fait de l'assemblage moises/fourrures, une inertie équivalente, déterminée conformément à l'annexe C de la NF EN 1995-1-1, peut être utilisée. Dans le cadre de la présente application, la présence des fourrures et de leur fixation sur les moises n'a pas été prise en compte.

5.2.7 Détermination du coefficient de comportement

Conformément au paragraphe 5.2.5 du présent document, le bâtiment étant régulier en élévation, la valeur de référence du coefficient de comportement peut être utilisée.

Conformément au paragraphe 4.4 du présent document, les valeurs limites hautes des coefficients de comportement pour les deux types de structure concernées sont les suivantes :

Type de structure	DCM	DCH
Portiques avec encastremets	2.5	3 ⁽¹⁾
Structures bois poteaux/poutres	2	-

⁽¹⁾ La version de la NF EN 1998-1 en cours de révision disponible au moment de la rédaction du présent document propose des valeurs de coefficient de comportement de 4 pour ces types de structure. En cohérence avec la démarche de l'annexe nationale française en vigueur actuellement, ces valeurs ont été limitées à 3 dans le cadre du présent document.

Tableau 9 : Valeurs limites hautes des coefficients de comportement – Extrait

Conformément aux paragraphes 4.7.1 et 4.8.1 du présent document, pour les portiques avec encastremets et les structures bois poteaux/poutres de ductilité M, les éléments en bois doivent être dimensionnés en sur-résistance avec un coefficient de sur-résistance suffisant afin de garantir la plastification des assemblages. Pour les portiques avec encastrement de ductilité H, des dispositifs spécialement conçus pour atteindre une ductilité élevée doivent être mis en œuvre.

Dans le cadre du présent document, il est considéré que si :

- Les éléments bois des assemblages concernés sont dimensionnés en sur-résistance avec un coefficient de sur-résistance suffisant et ;
- Si le mode de rupture des assemblages fait intervenir au moins une rotule plastique (modes j ou k pour les assemblages en double cisaillement bois/bois et modes g ou h pour les assemblages avec plaque métallique en âme) ;

Alors les valeurs des coefficients de comportement pour la classe de ductilité M du tableau ci-dessus peuvent être utilisées.

Dans le cas présent, sous analyse modale avec la combinaison enveloppe ELU-séisme et torsion, il apparaît que :

- Les éléments bois des assemblages concernés sont dimensionnés en sur-résistance avec un coefficient de sur-résistance supérieur à 2 et ;
- Le mode de rupture des assemblages fait intervenir au moins une rotule plastique (mode j pour les assemblages en double cisaillement bois/bois et mode g pour les assemblages avec plaque métallique en âme) ;

Note 1 : le coefficient de sur-résistance suffisant peut être déterminé conformément aux préconisations du paragraphe 4.12 du présent document.

Ainsi on prend :

$$q_x = 2 \text{ (diagonale de longpan)}$$

$$q_y = 2.5 \text{ (portique)}$$

5.2.8 Analyse par la méthode des forces latérales

Conformément au paragraphe 5.2.5 du présent document, il est possible d'utiliser la méthode des forces latérales si, dans chaque direction principale, le bâtiment présente une période de vibration T_1 qui respecte :

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases}$$

- Détermination de T_1

Dans le cadre de la méthode des forces latérales, conformément au paragraphe 4.3.3.2.2 de la NF EN 1998-1, trois solutions sont possibles pour le calcul des périodes T_1 :

- Solution 1 : par un calcul forfaitaire permettant de déterminer une valeur approchée pour les bâtiments jusqu'à 40m de hauteur :

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$$

Avec :

$C_t = 0.05$ dans le cas présent

$H = 7,8\text{m}$ (hauteur totale du bâtiment)

Ce qui donne $T_1 = 0.23\text{s}$

En zone 3, pour une classe de sol A, l'arrêté du 22 Octobre 2010 modifié donne :

$T_B = 0.03\text{s}$

$T_C = 0.2\text{s}$

$T_D = 2.5\text{s}$

On a $T_1 \leq 4 \times T_C$ et 2s , la méthode des forces latérales peut donc être utilisée.

- Solution 2 : au moyen de la formule suivante :

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d}$$

Où d est le déplacement élastique horizontal du sommet du bâtiment, en m, dû aux charges gravitaires appliquées horizontalement.

Dans le cadre du présent exemple, les charges gravitaires sont appliquées horizontalement sur le modèle 3D respectivement en x et en y . Les déplacements obtenus sont les suivants :

$d_x = 0.067\text{m}$

$d_y = 0.081\text{m}$

d'où :

$T_{1,x} = 0.52\text{s}$

$T_{1,y} = 0.57\text{s}$

On a $T_1 \leq 4 \times T_C$ et 2s dans chaque direction, la méthode des forces latérales peut donc être utilisée.

- Solution 3 : au moyen de la méthode de Rayleigh :

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum m_i \cdot u_i^2}{\sum m_i \cdot u_i}}$$

Où u_i (en m) est le déplacement de chaque niveau sur lequel est appliquée une accélération horizontale de 1m/s^2 .

Dans le cas présent, pour un seul niveau on a :

$$T = 2\pi \times \sqrt{u}$$

Les déplacements obtenus sont les suivants :

$$u_x = 0.014\text{mm}$$

$$u_y = 0.008\text{mm}$$

d'où :

$$T_{1,x} = 0.74\text{s}$$

$$T_{1,y} = 0.56\text{s}$$

On a $T_1 \leq 4 \times T_c$ et 2s dans chaque direction, la méthode des forces latérales peut donc être utilisée.

Note : Quelle que soit la méthode utilisée, les périodes se situent au-delà du plateau du spectre de calcul (voir paragraphe suivant). La solution 1 apparaît comme très sécuritaire dans ce cas de figure. La solution 3, du fait du faible niveau de chargement et des jeux d'assemblages, donne une période en x sensiblement différente de celle de la solution 2. A noter que les charges gravitaires horizontales n'ont pas été prises en compte ici.

- Effort tranchant à la base de la structure

Le paragraphe 3.2.2.5 de la NF EN 1998-1 donne les expressions suivantes pour l'ordonnée du spectre de calcul $S_d(T)$:

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

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

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

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

Avec :

$$T = T_{1,x} \text{ ou } T_{1,y};$$

$$\beta = 0.2;$$

$$a_g \text{ (accélération de calcul)} = \gamma_I \times a_{gr}$$

$$\gamma_I = 1 \text{ (coefficient d'importance)}$$

$$a_{gr} = 1.1 \text{ m/s}^2 \text{ (accélération de référence)}$$

q = coefficient de comportement dans la direction considérée.

$$S = 1 \text{ (coefficient de sol pour un sol A)}$$

Dans le cadre de cet exemple, les périodes calculées selon la solution 2 seront retenues. On a $T_c \leq T_{1,x} \leq T_d$ et $T_c \leq T_{1,y} \leq T_d$, d'où :

$$S_{d,x}(T_{1,x}) = 0.53 \text{ m/s}^2$$

$$S_{d,y}(T_{1,y}) = 0.39 \text{ m/s}^2$$

L'effort tranchant à la base de la structure est ensuite calculé au moyen de la formule suivante :

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

Avec :

m : masse totale du bâtiment, au-dessus des fondations ou du sommet d'un soubassement rigide (kg)

λ : coefficient de correction égal à 0.85 si $T_1 \leq 2 \times T_c$ et si le bâtiment a plus de deux étages et égal à 1 sinon.

On a :

$$m = 72131 \text{ kg}$$

$$\lambda = 1 \text{ (un seul niveau)}$$

D'où :

$$F_{b,x} = 3815 \text{ DaN}$$

$$F_{b,y} = 2784 \text{ DaN}$$

5.2.1.1. Modèle spatial

- Distribution des forces sismiques horizontales

Lorsque le mode fondamental est déterminé de manière approximative en supposant que les déplacements horizontaux croissent linéairement suivant la hauteur, les forces horizontales F_i doivent être prises comme donné par l'expression :

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

Dans le cadre de cette application pratique avec un seul niveau on a :

$$F_{1,x} = F_{b,x} = 3815 \text{ DaN}$$

$$F_{1,y} = F_{b,y} = 2784 \text{ DaN}$$

Dans le cadre de ce paragraphe, les forces horizontales seront appliquées sur le modèle 3D. En accord avec le paragraphe 4.3.3.2.3 de la NF EN 1998-1, les forces horizontales sont distribuées dans les éléments de contreventement en supposant les planchers rigides dans leur plan.

- Effets de la torsion

Dans le cas présent (répartition symétrique de la raideur latérale et de la masse et analyse effectuée avec un modèle spatial), conformément au paragraphe 4.3.3.2.4 de la NF EN 1998-1, les effets de la torsion sont pris en compte en multipliant les effets des actions dans chaque élément de contreventement par le coefficient δ :

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e}$$

Avec :

x : distance en plan de l'élément considéré au centre de masse du bâtiment en plan, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée

L_e : distance entre les deux éléments de contreventement extrêmes, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée

Dans le cas présent on a :

- Pour l'effort sismique parallèle au faitage (sens x)

$$L_{e,x} = 23.549\text{m}$$

$$x = 11.775\text{m}$$

$$\delta_x = 1.3$$

- Pour l'effort sismique perpendiculaire au faitage (sens y)

$$L_{e,y} = 36\text{m}$$

$$X_{\text{portique file 1}} = 18$$

$$X_{\text{portique file 2}} = 12$$

$$X_{\text{portique file 3}} = 6$$

$$X_{\text{portique file 4}} = 0$$

$$X_{\text{portique file 5}} = 6$$

$$X_{\text{portique file 6}} = 12$$

$$X_{\text{portique file 7}} = 18$$

$$\bar{\delta}_{y,\text{portique file 1}} = 1.3$$

$$\bar{\delta}_{y,\text{portique file 2}} = 1.2$$

$$\bar{\delta}_{y,\text{portique file 3}} = 1.1$$

$$\bar{\delta}_{y,\text{portique file 4}} = 1$$

$$\bar{\delta}_{y,\text{portique file 5}} = 1.1$$

$$\bar{\delta}_{y,\text{portique file 6}} = 1.2$$

$$\bar{\delta}_{y,\text{portique file 7}} = 1.3$$

Note : Les préconisations du paragraphe 4.3.3.2.4 de la NF EN 1998-1 ne sont pas cumulées avec celles du paragraphe 4.3.2 de la NF EN 1998-1.

Ainsi :

Pour l'effort sismique parallèle au faitage (sens x)

- $F_{1,x, \text{ par longpan}} = F_{1,x} \times 0.5 = 1958 \text{ N}$
- $F_{1,x, \text{ par longpan, avec torsion}} = F_{1,x, \text{ par longpan}} \times \bar{\delta}_x = 2546 \text{ N}$

Pour l'effort sismique perpendiculaire au faitage (sens y)

- $F_{1,y, \text{ par portique courant}} = F_{1,y} / 6 = 464 \text{ N}$
- $F_{1,y, \text{ par portique de rive}} = F_{1,y} / 12 = 232 \text{ N}$
- $F_{1,y, \text{ portique file 1, avec torsion}} = F_{1,y, \text{ par portique}} \times \bar{\delta}_{y,\text{portique file 1}} = 302 \text{ N}$
- $F_{1,y, \text{ portique file 2, avec torsion}} = F_{1,y, \text{ par portique}} \times \bar{\delta}_{y,\text{portique file 2}} = 557 \text{ N}$
- $F_{1,y, \text{ portique file 3, avec torsion}} = F_{1,y, \text{ par portique}} \times \bar{\delta}_{y,\text{portique file 3}} = 515 \text{ N}$
- $F_{1,y, \text{ portique file 4, avec torsion}} = F_{1,y, \text{ par portique}} \times \bar{\delta}_{y,\text{portique file 4}} = 464 \text{ N}$
- $F_{1,y, \text{ portique file 5, avec torsion}} = F_{1,y, \text{ par portique}} \times \bar{\delta}_{y,\text{portique file 5}} = 515 \text{ N}$
- $F_{1,y, \text{ portique file 6, avec torsion}} = F_{1,y, \text{ par portique}} \times \bar{\delta}_{y,\text{portique file 6}} = 557 \text{ N}$
- $F_{1,y, \text{ portique file 7, avec torsion}} = F_{1,y, \text{ par portique}} \times \bar{\delta}_{y,\text{portique file 7}} = 302 \text{ N}$

Note : Il est considéré ici que, les portiques de rive ne reprenant qu'une demi-bande de chargement, ils reprennent un effort sismique (hors torsion) deux fois inférieur à celui repris par les portiques courants.

Ces efforts sont appliqués de la manière suivante sur le modèle 3D :

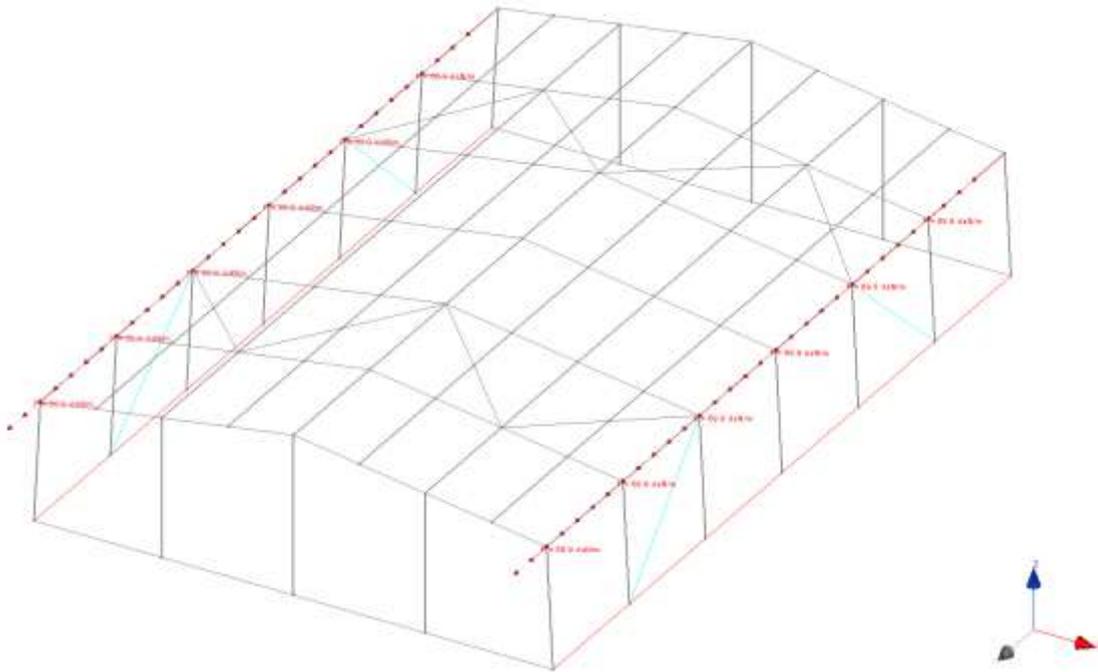


Figure 16 : Cas de charge E_x

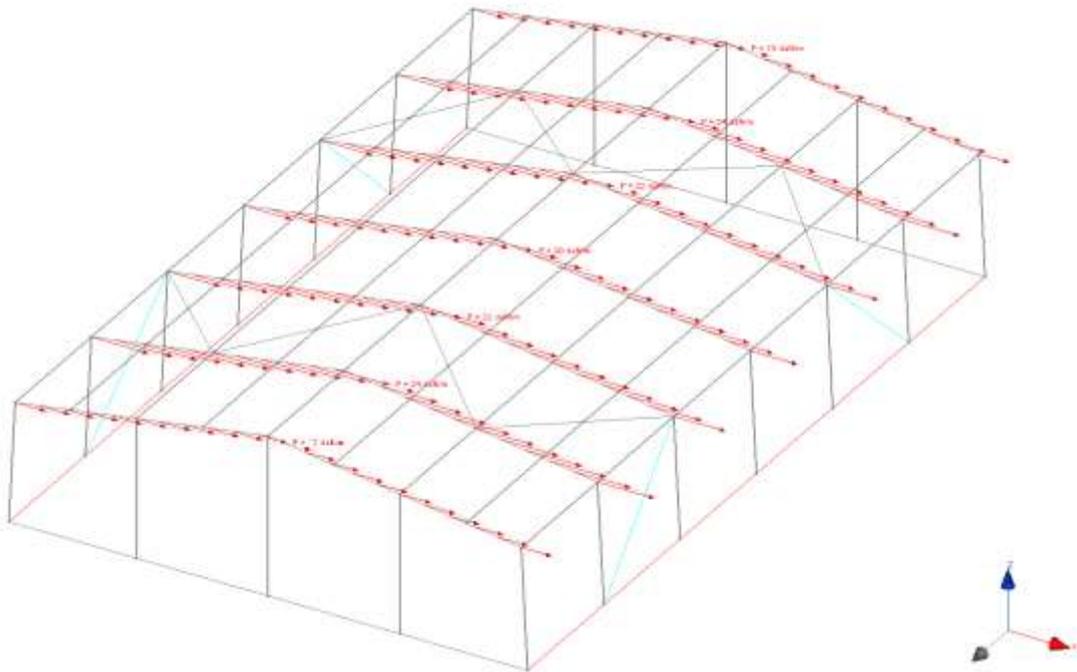


Figure 17 : Cas de charge E_y

Les efforts enveloppe obtenus en considérant les cas de charges suivants sont donnés ci-dessous :

- $G \pm E_x \pm 0,3 \times E_y$
- $G \pm 0,3 \times E_x \pm E_y$

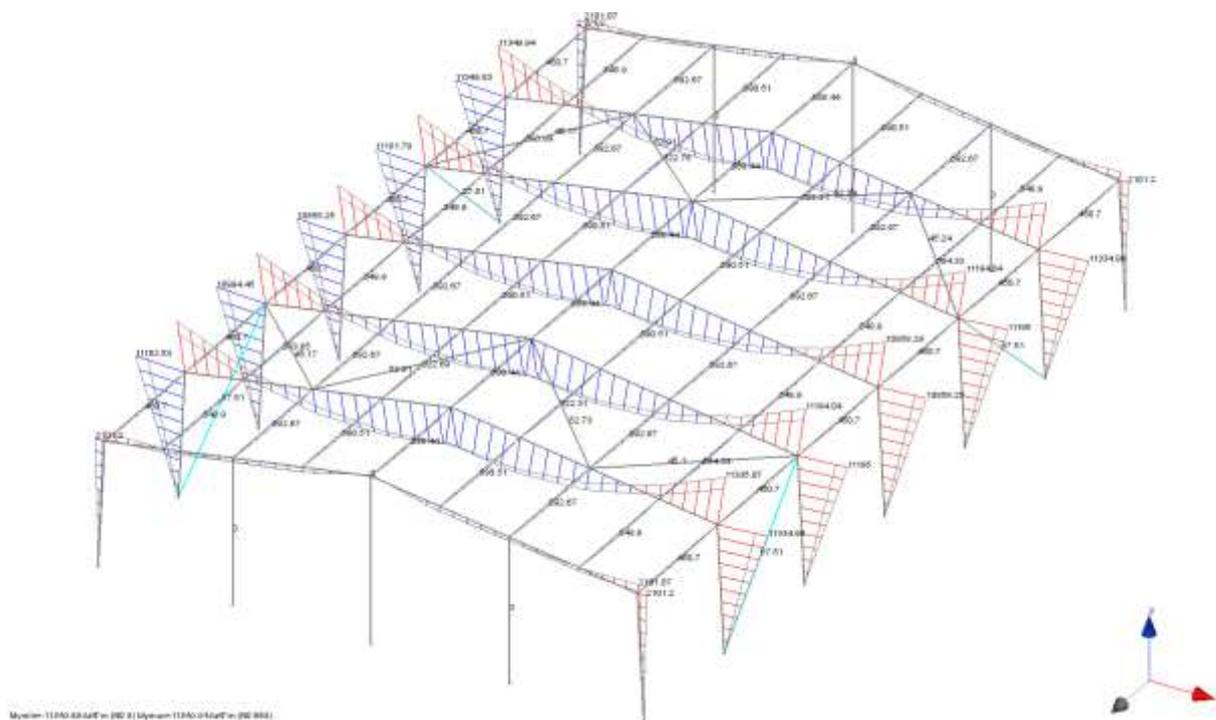


Figure 18 : Moments autour de y enveloppe

Le dimensionnement doit ensuite être effectué conformément à la NF EN 1995-1-1 et les documents associés (hors du cadre du présent document) en prenant en compte tous les cas de charges.

5.2.1.2. Modèles plans

Comme évoqué précédemment, bien que la réalisation de deux modèles plans ne soit pas autorisée par la NF EN 1998-1 dans le cas présent, cette méthode sera néanmoins utilisée à titre de comparaison dans le cadre du présent exemple. Le calcul est identique à ce qui précède, seul change le calcul du coefficient δ pour lequel un facteur 1.2 est pris en compte au lieu d'un facteur 0,6 et, conformément au paragraphe 4.3.3.1(9) de la NF EN 1998-1, ces charges sont ensuite multipliées par un coefficient 1,25. Les charges sismiques appliquées sur les modèles 2D sont les suivantes :

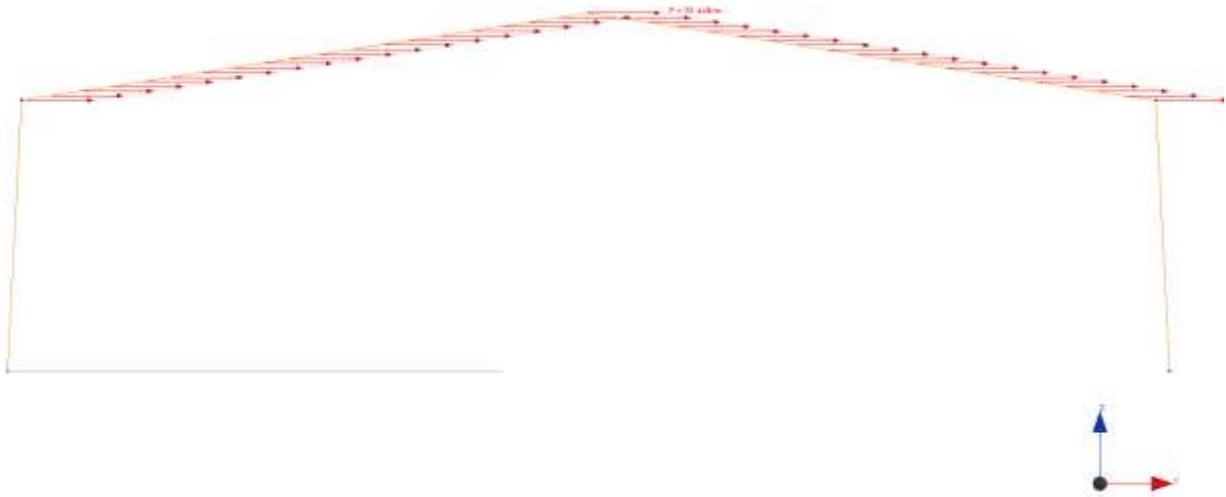


Figure 19 : Application des charges sismiques sur le portique

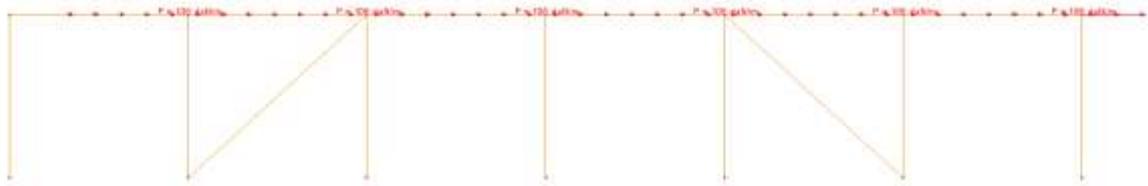


Figure 20 : Application des charges sismiques sur le long pan

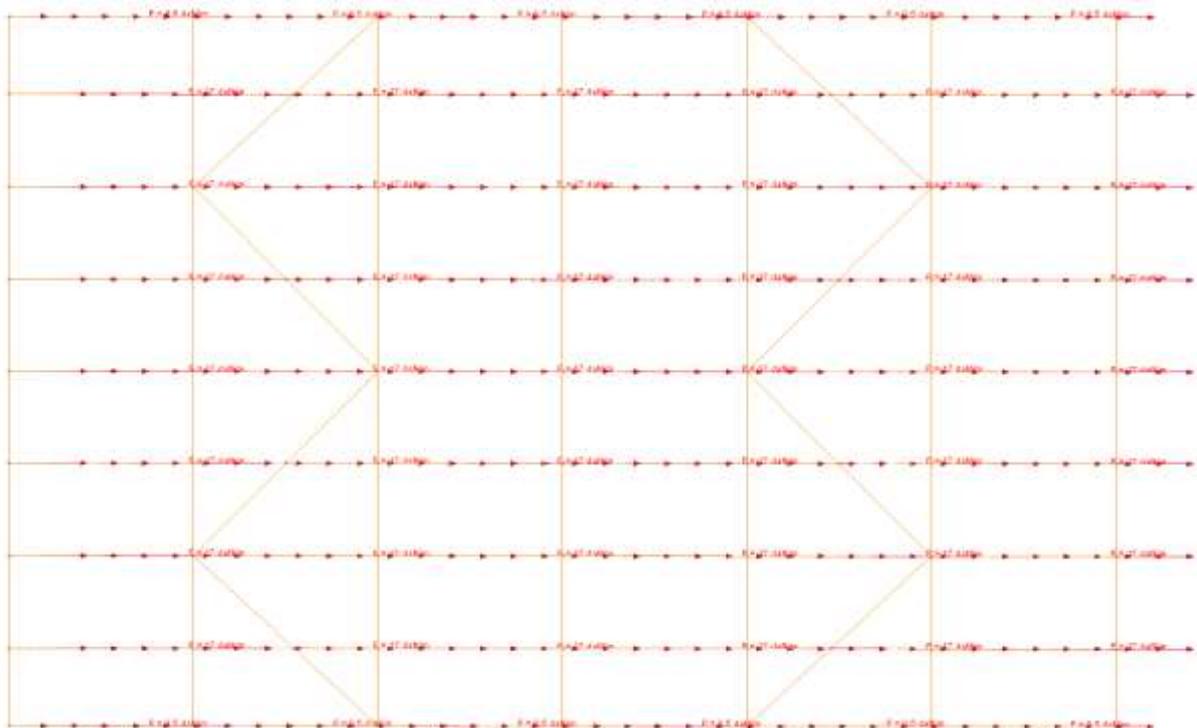


Figure 21 : Application des charges sismiques sur la poutre au vent

Note : de la même manière que pour la distribution des efforts sur les portiques, les pannes de rive reprenant une demi-bande de chargement, elles reprennent une charge sismique deux fois inférieure à celle des pannes courantes. Le coefficient δ n'est pas appliqué sur les efforts de la poutre au vent, à l'inverse du coefficient 1,25.

Les charges sismiques sur les portiques, sur les long-pans ainsi que sur la poutre au vent sont appliquées de manière linéaire, respectivement, sur l'arbalétrier, sur la sablière et sur les pannes. Les charges sismiques doivent être appliquées suivant X+ puis suivant X- afin de vérifier que le système peut fonctionner dans les deux sens.

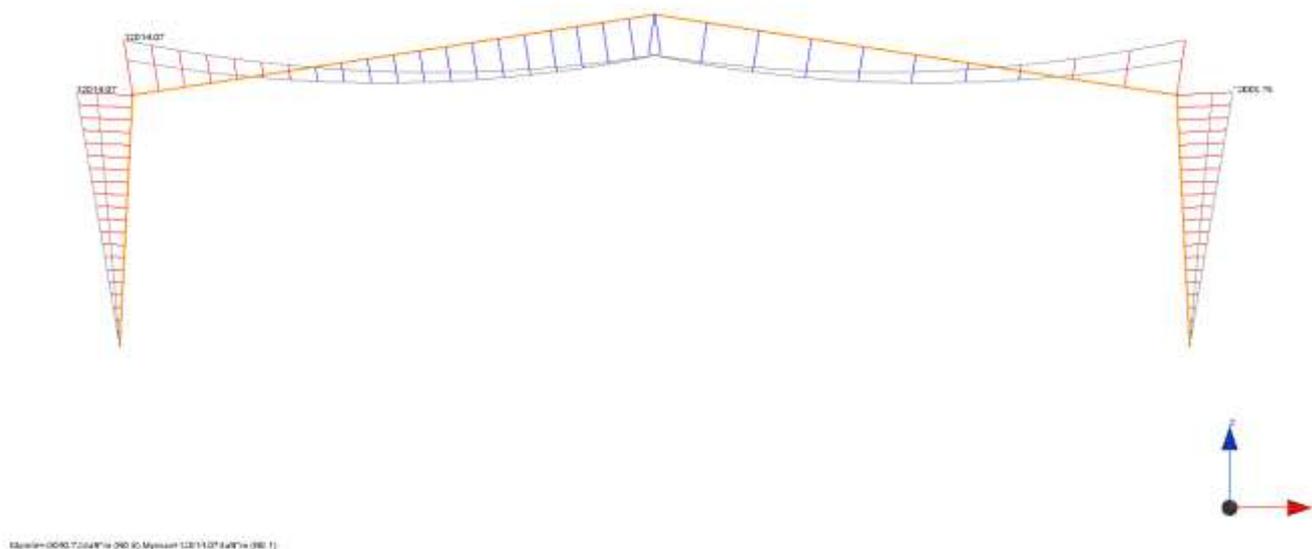


Figure 22 : Moment enveloppe autour de y ELU-séisme - Portique

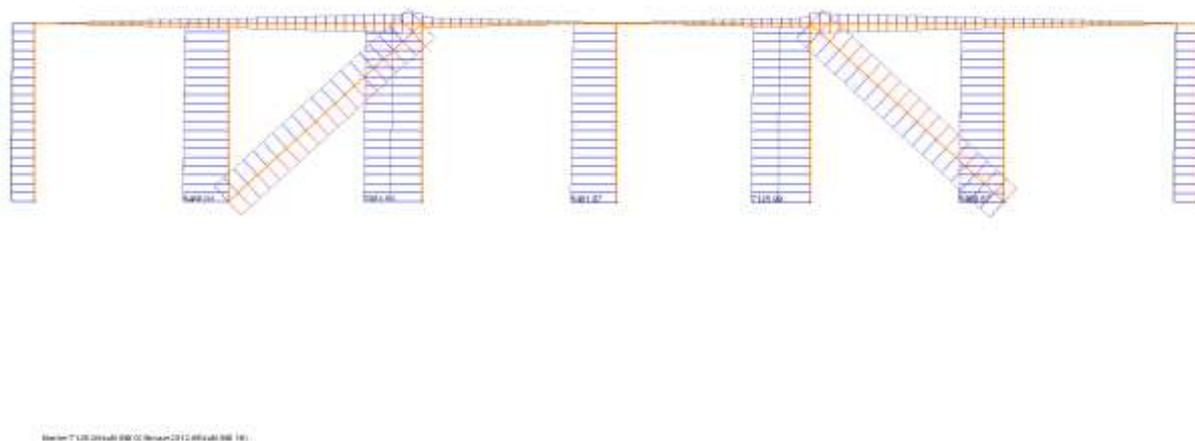
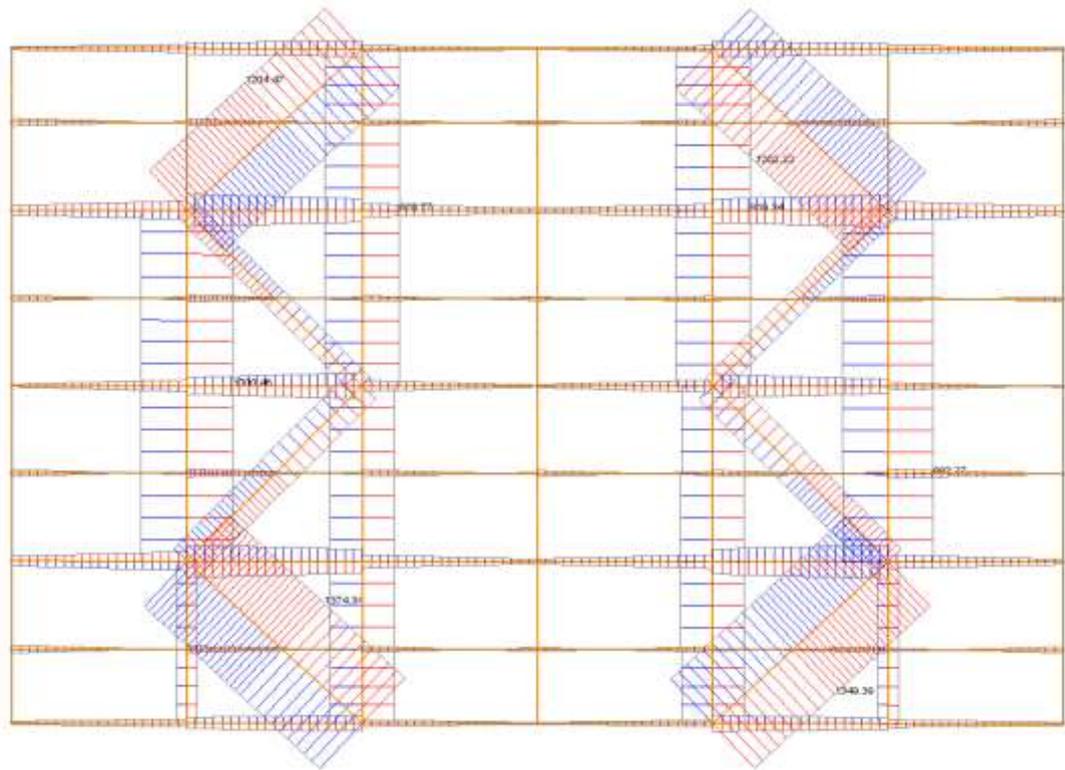


Figure 23 : Efforts normaux enveloppe ELU-séisme – Long pan



Makro-1371.3-04aR (MO 30) Ansam 1371.3-14aR (MO 30)

Figure 24: Efforts normaux enveloppe ELU-séisme - Poutre au vent

Les efforts obtenus suivant les différentes modélisations sont comparés au paragraphe 5.2.10 du présent document.

5.2.9 Analyse modale

La modélisation est effectuée selon les orientations du paragraphe 5.2.6 du présent document.

Le modèle est le suivant :

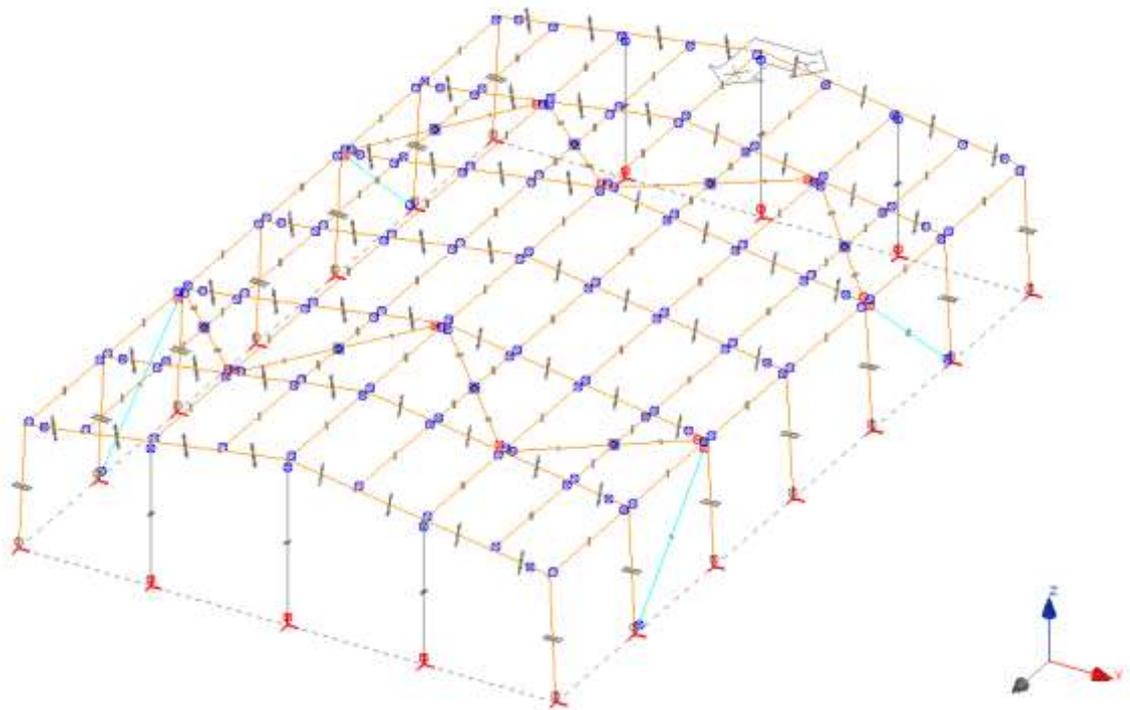


Figure 25 : Modèle filaire

Note : Les symboles gris aux extrémités des barres représentent les articulations simples. Les symboles bleus représentent des articulations intégrant la raideur des assemblages et les symboles rouges représentent des articulations avec raideur et jeux.

Les modes de vibration sont ensuite déterminés au moyen de l'outil de calcul :

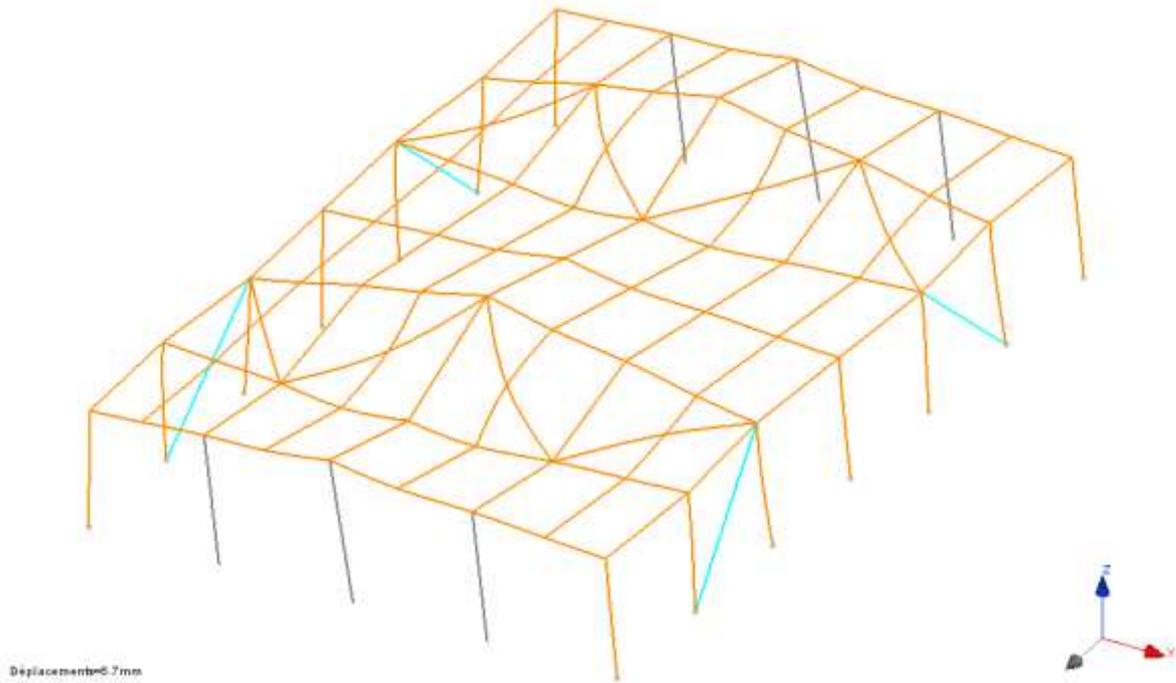


Figure 26 : Mode principal selon x, $T_1 = 0,47s$

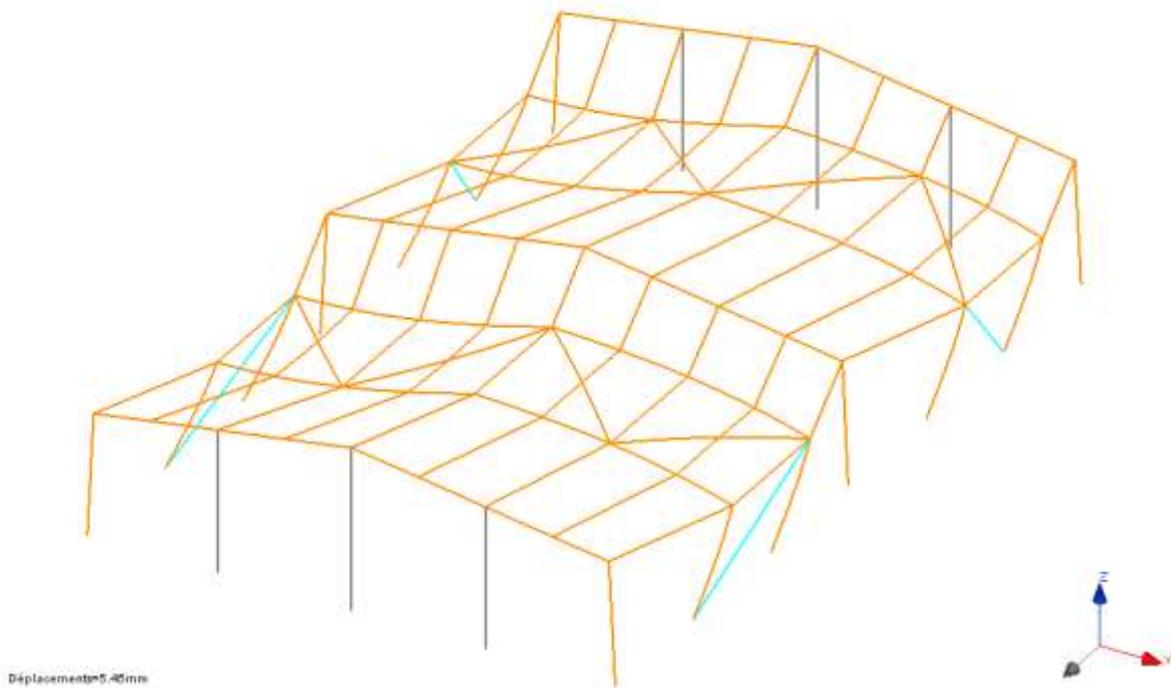


Figure 27 : Mode principal selon y, $T_1 = 0,57s$

Le paragraphe 4.3.3.3 de la NF EN 1998-1 précise que pour un modèle spatial, les effets de torsion accidentels peuvent être déterminés comme l'enveloppe des effets résultant de la prise en compte de charges statiques consistant en des moments de torsion M_{ai} d'axe vertical appliqués à chaque niveau i :

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i$$

Où :

- M_{ai} est le moment de torsion d'axe vertical appliqué au niveau i ;
- e_{ai} est l'excentricité accidentelle de la masse du niveau i déterminée conformément à l'expression ci-dessous pour toutes les directions considérées avec L_i la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique :

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$$

- F_i est la force horizontale agissant au niveau i , obtenue conformément au paragraphe 5.2.8.1 du présent document, pour toutes les directions considérées.

Note : conformément au paragraphe 4.3.3.2.3 de la NF EN 1998-1, F_i peut être obtenu soit avec les modes fondamentaux calculés à l'aide de méthodes de dynamique des structures ou en supposant que les déplacements sont horizontaux croissent linéairement suivant la hauteur du bâtiment. C'est la seconde possibilité qui est adoptée dans ce paragraphe et les moments de torsion sont ainsi déterminés sur la base des efforts obtenus au paragraphe 5.2.8.1 du présent document. Les moments de torsion sont déterminés sur la base de la première solution au paragraphe 5.3.9.3 du présent document.

Dans le cas présent on a :

$$\begin{aligned} e_{ai,x} &= 0,05 \times L_y = 0,05 \times 23,55 = 1,18m \\ e_{ai,y} &= 0,05 \times L_x = 0,05 \times 36 = 1,8m \\ M_{ai,x} &= e_{ai,x} \times F_{1,x} = 1,18 \times 3815 = 4502 \text{ DaN} \cdot m \\ M_{ai,y} &= e_{ai,y} \times F_{1,y} = 1,8 \times 2784 = 5012 \text{ DaN} \cdot m \end{aligned}$$

Les modes de vibration faisant apparaître de la torsion mettent en évidence que le centre de torsion est exactement au centre du bâtiment (rien d'étonnant celui-ci étant parfaitement symétrique en raideur et en masse). Ainsi, tous les éléments de contreventement ayant la même raideur dans une direction donnée, on a :

$$F_{x,torsion} = \pm \frac{M_{ai,x}}{2 \times 0,5 \times L_y} = \pm \frac{4502}{2 \times 0,5 \times 23,55} = \pm 192 \text{ DaN}$$

$$F_{y,torsion,portiques\ 1\ et\ 7} = \pm \frac{M_{ai,y} \times x_{portique\ 1}}{2 \times x_{portique\ 1}^2 + 2 \times x_{portique\ 2}^2 + 2 \times x_{portique\ 3}^2}$$

$$F_{y,torsion,portiques\ 1\ et\ 7} = \pm \frac{5012 \times 18}{2 \times 18^2 + 2 \times 12^2 + 2 \times 6^2} = \pm 90 \text{ DaN}$$

De la même manière :

$$F_{y,torsion,portiques\ 2\ et\ 6} = \pm \frac{5012 \times 12}{2 \times 18^2 + 2 \times 12^2 + 2 \times 6^2} = \pm 60 \text{ DaN}$$

$$F_{y,torsion,portiques\ 3\ et\ 5} = \pm \frac{5012 \times 6}{2 \times 18^2 + 2 \times 12^2 + 2 \times 6^2} = \pm 30\ DaN$$

Note : Il est considéré ici de manière sécuritaire que le moment engendré par l'effort sismique dans une direction donnée est repris uniquement par les éléments de contreventement ayant une raideur dans cette même direction.

Les efforts sont ensuite appliqués sur la structure avec les cas de charges suivants :

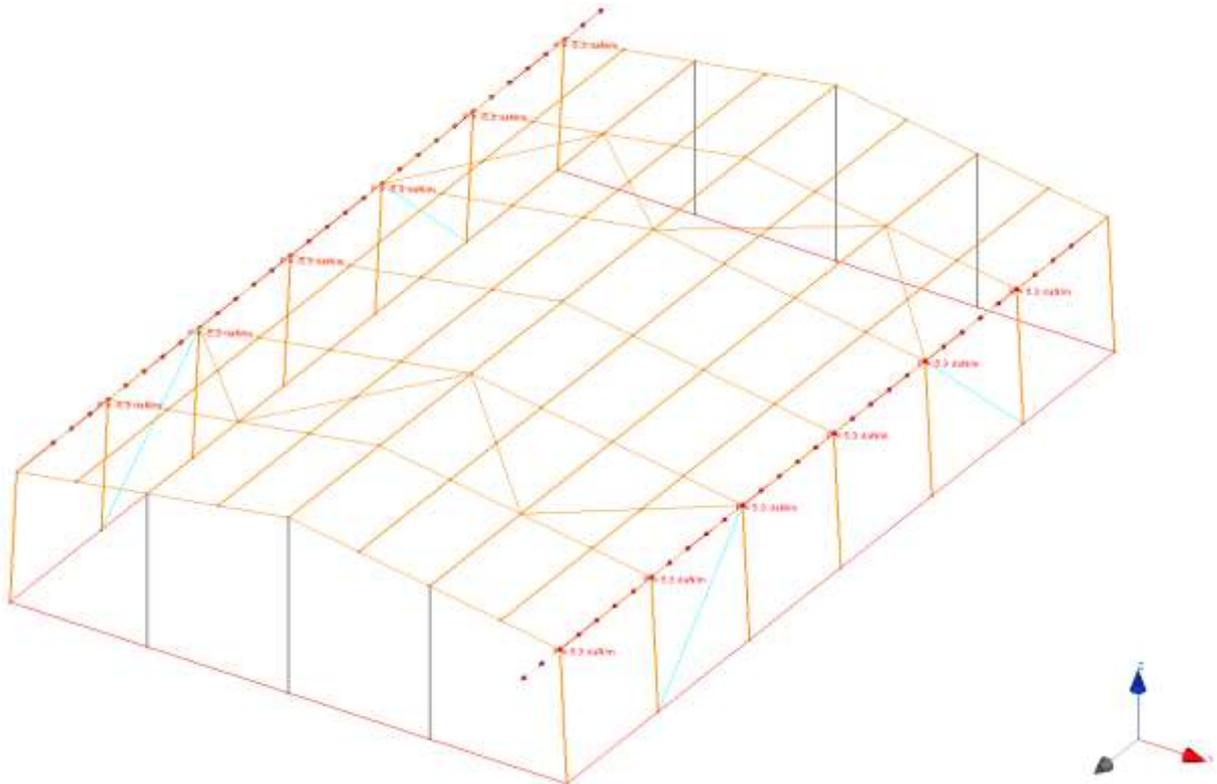


Figure 28 : $E_{x,torsion}$

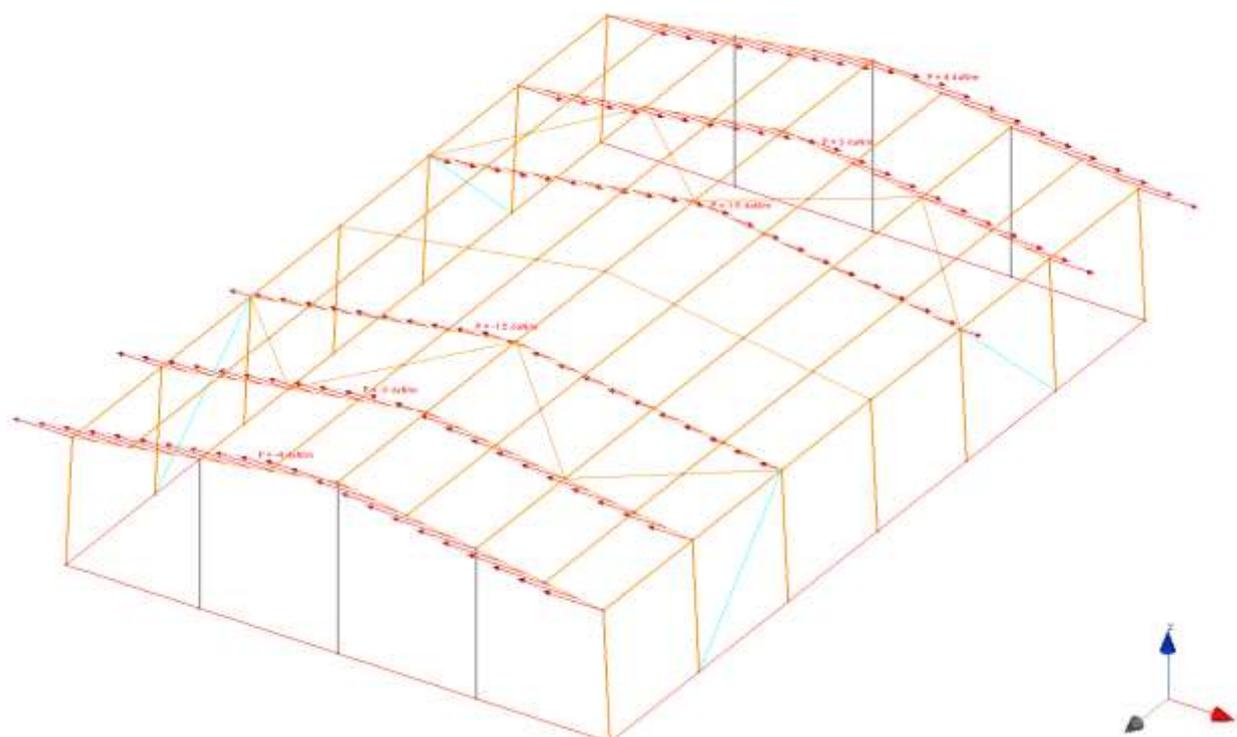


Figure 29 : $E_{y,torsion}$

Note : de la même manière que précédemment les efforts sont appliqués linéairement sur les pannes sablières pour E_x et sur les portiques pour E_y .

Ces cas de charge de torsion sont ensuite intégrés dans la combinaison ELU-séisme de la manière suivante (où A est l'action sismique générée par l'analyse modale) :

- $G \pm E_x \pm 0,3 \times E_y \pm E_{x,torsion} \pm 0,3 \times E_{y,torsion}$
- $G \pm 0,3 \times E_x \pm E_y \pm 0,3 \times E_{x,torsion} \pm E_{y,torsion}$

Les efforts sont ensuite déterminés au moyen de l'outil de calcul :

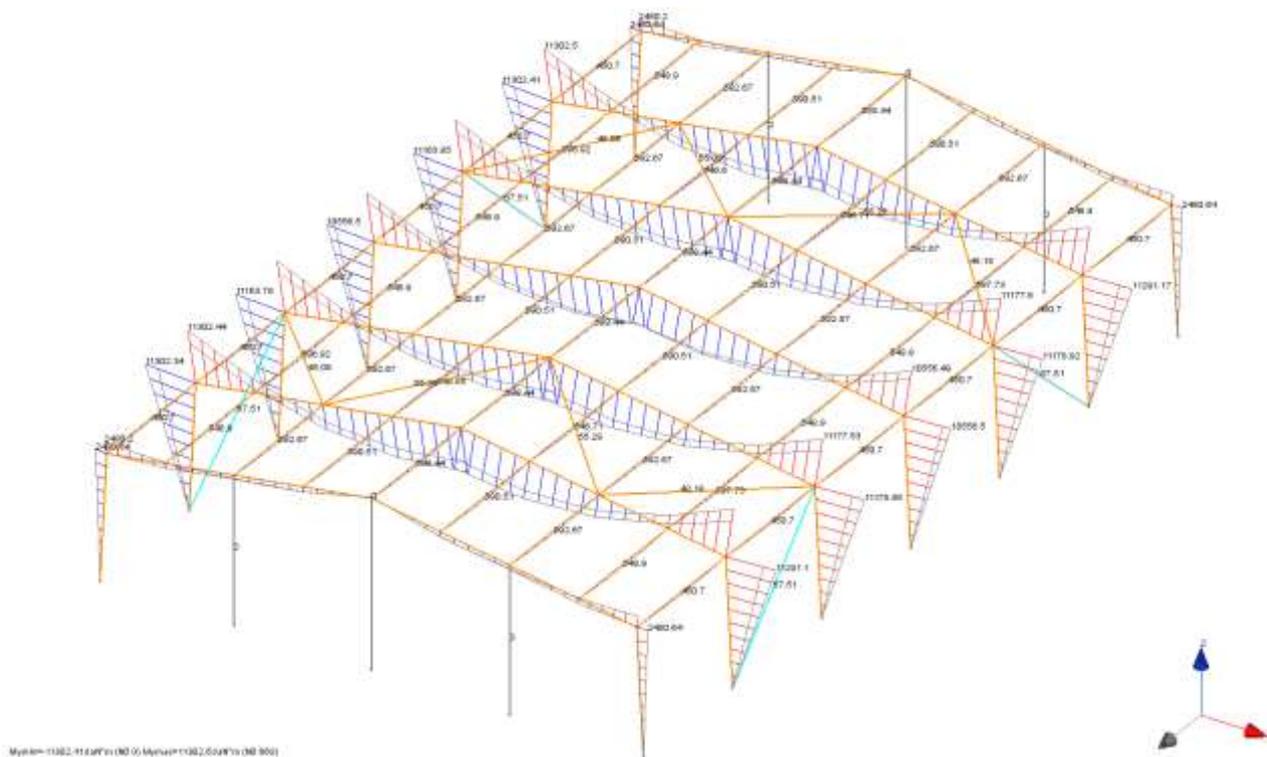


Figure 30 : Moments enveloppe autour de y ELU-séisme

Note 1 : Il pourrait également être envisagé de générer les effets de torsion accidentels en créant une dissymétrie appropriée des masses. A noter que cela aurait un impact sur le résultat de l'analyse vibratoire.

Note 2 : La NF EN 1998-1 précise au paragraphe 4.3.3.3.1 que les réponses de tous les modes de vibration contribuant de manière significative à la réponse globale doivent être prises en compte. Cette préconisation peut être considérée comme satisfaite si une des deux conditions suivantes peut être démontrée :

- la somme des masses modales effectives pour les modes considérés atteint au moins 90 % de la masse totale de la structure ;
- tous les modes dont la masse modale effective est supérieure à 5 % de la masse totale sont pris en compte

Le concepteur devra s'assurer qu'au moins une de ces deux exigences est satisfaite, en augmentant, le cas échéant, le nombre de modes considéré par l'outil de calcul utilisé.

Note 3 : Le paragraphe 4.3.3.3.2 de la NF EN 1998-1 impose d'utiliser des procédures spécifiques, telle que la combinaison quadratique complète, pour la combinaison des réponses modales maximales si les réponses des modes de vibration ne sont pas indépendantes. Dans le cadre du présent document, la procédure de la combinaison quadratique complète est systématiquement utilisée.

Enfin, le dimensionnement doit être effectué conformément à la NF EN 1995-1-1 et les documents associés (hors du cadre du présent document) en prenant en compte toutes les cas de charges.

5.2.10 Comparatif méthode des forces latérales/analyse modale

	Forces latérales		Analyse modale
	Modèle spatial	Modèles plans	
T_1 (s)	Solution 1 : $T_1 = 0,23$ Solution 2 : $T_{1,x} = 0,52$; $T_{1,y} = 0,57$ Solution 3 : $T_{1,x} = 0,74$; $T_{1,y} = 0,56$		$T_{1,x} = 0,47$; $T_{1,y} = 0,57$
My max portique sous ELU-séisme (DaN.m)	11350	12015	11305
Fc,0,d max diagonale longpan sous ELU-séisme (DaN)	+1625 -1830	+2315 -2535	+1125 -1330
Fc,0,d max diagonale toiture sous ELU-séisme (DaN)	-	+/- 1375	+/- 835

Tableau 10 : Comparatif méthode des forces latérales/analyse modale – Bâtiment avec portiques avec encastremets stabilité par diagonales

Note : Le moment autour de y du portique sous ELU-séisme varie relativement peu suivant la méthode utilisée étant donné le fort impact des charges gravitaires sur ce dernier.

5.3 Bâtiment en poteaux / poutres stabilisé par ossature bois

5.3.1 Plans de structure et détails d'assemblages

La charpente en bois lamellé-collé se compose de 6 portiques transversaux (entraxe = 5,12 m). Les portiques sont constitués d'arbalétriers appuyés sur les poteaux de façade (portée = 16,6m). En pignon, les arbalétriers portent sur quatre appuis avec deux poteaux intermédiaires, files B et C (entraxe = 5,55 m).

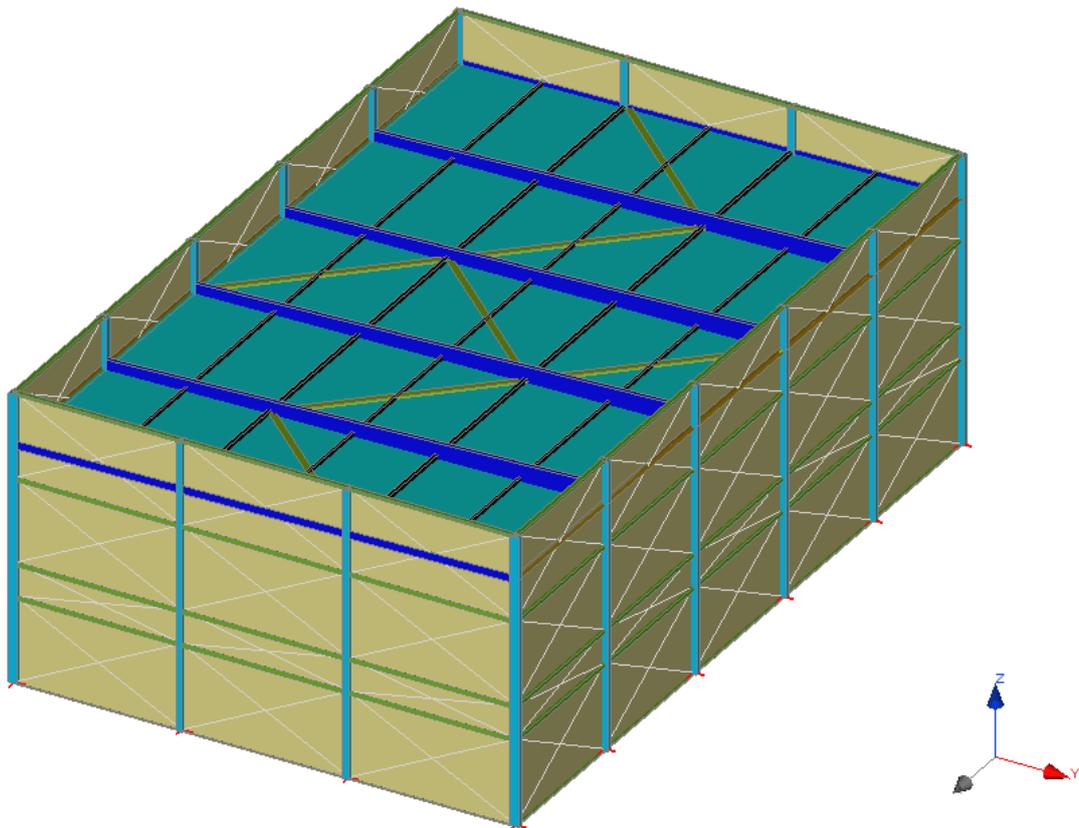


Figure 31 : Vue 3D de la structure

Les arbalétriers, à inertie variable en travée courante pour former la pente de toiture reçoivent les pannes, posées en œuvre.

Sous les pannes, des diagonales de contreventement sont disposées en travée centrale dans les deux directions (B-C et 3-4).

Note : Bien que cela n'apparaisse pas sur la vue 3D ci-dessus, la présence des ouvertures a bien été prise en compte lors de la définition des propriétés des murs de contreventement.

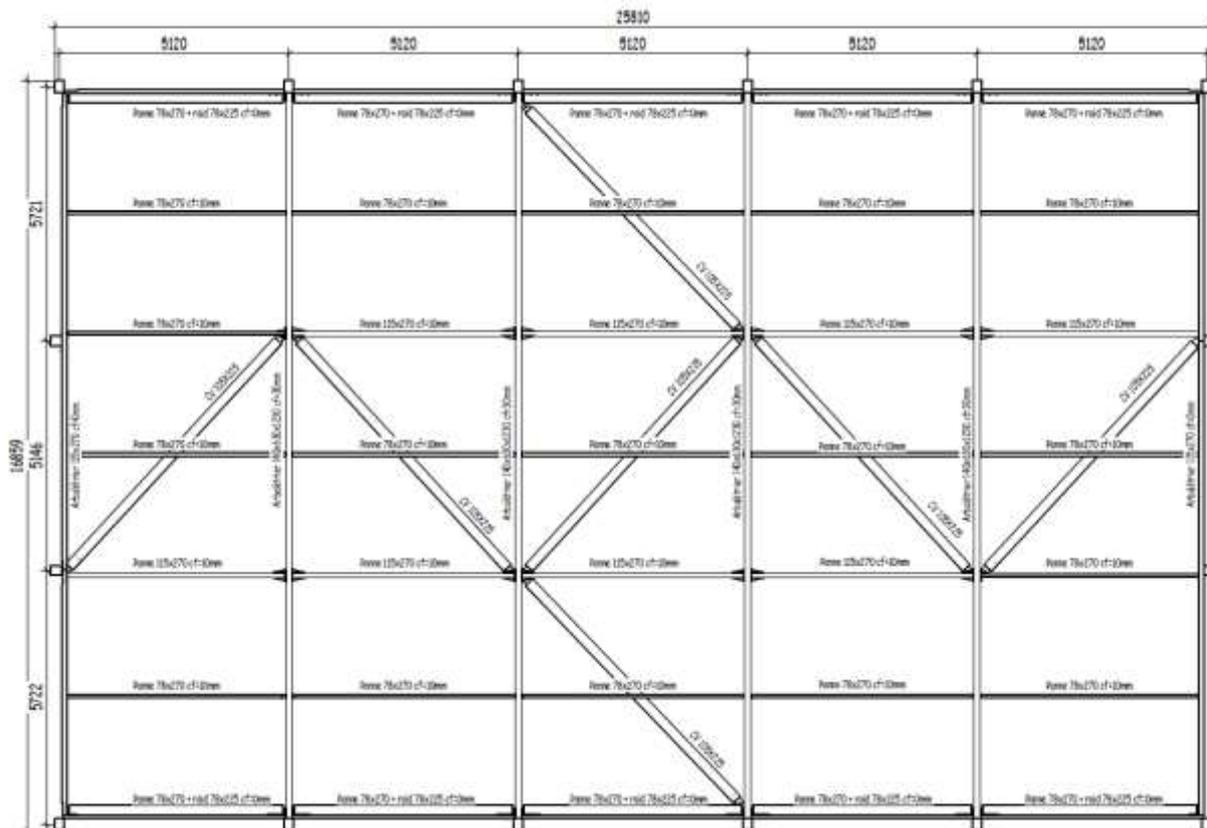


Figure 32 : Vue en plan de la charpente

Les façade et pignons sont constitués de murs ossature bois fixés sur les poteaux. Quatre niveaux de murs sont superposés sur la hauteur. Sur le premier niveau, les murs sont percés par des ouvertures disposées de manière identique pour les deux façades et pour les deux pignons. Comme précisé au paragraphe 4.6.4 du présent document, en classe de ductilité H, les assemblages dissipatifs sont les assemblages entre les panneaux de contreventement et l'ossature. Ces assemblages sont mis en évidence sur les deux figures ci-dessus par des lignes rouges.

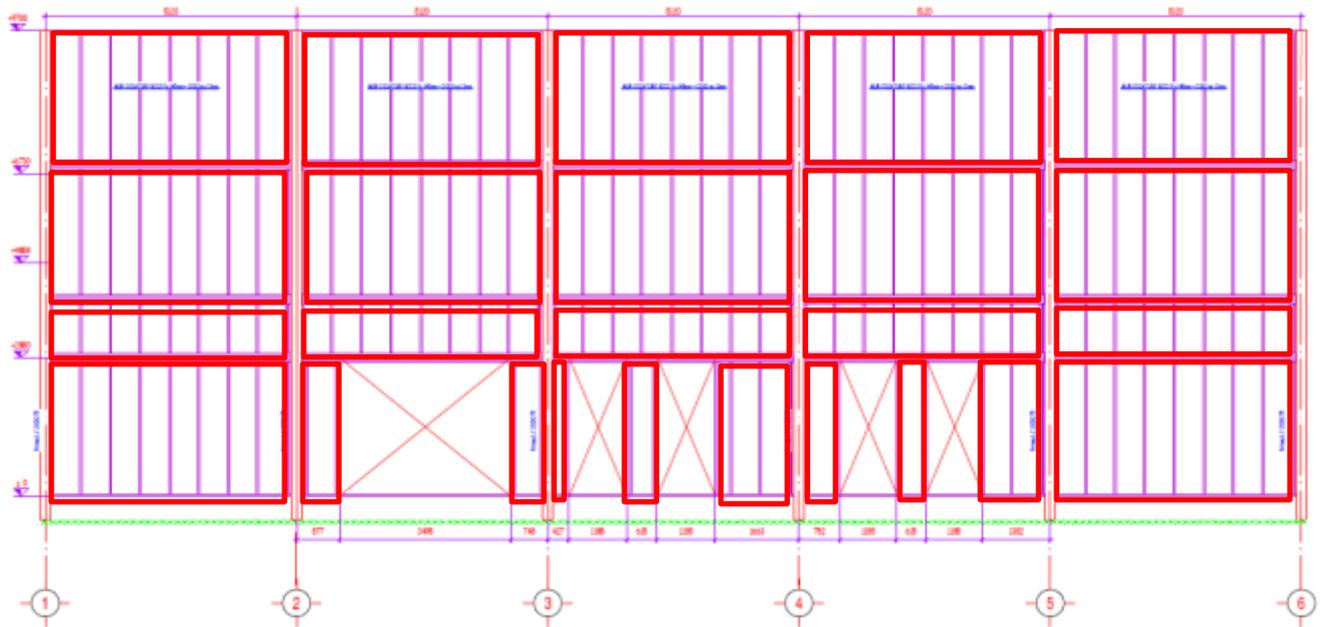


Figure 33 : Elévation façade



Figure 34 : Elévation pignon

Note : Pour des questions d'homogénéité au sein d'un même niveau et si la présence de l'acrotère n'avait pas nécessité une continuité des montants devant l'arbalétrier de rive, le panneau de petite dimension aurait pu être positionné en partie haute.

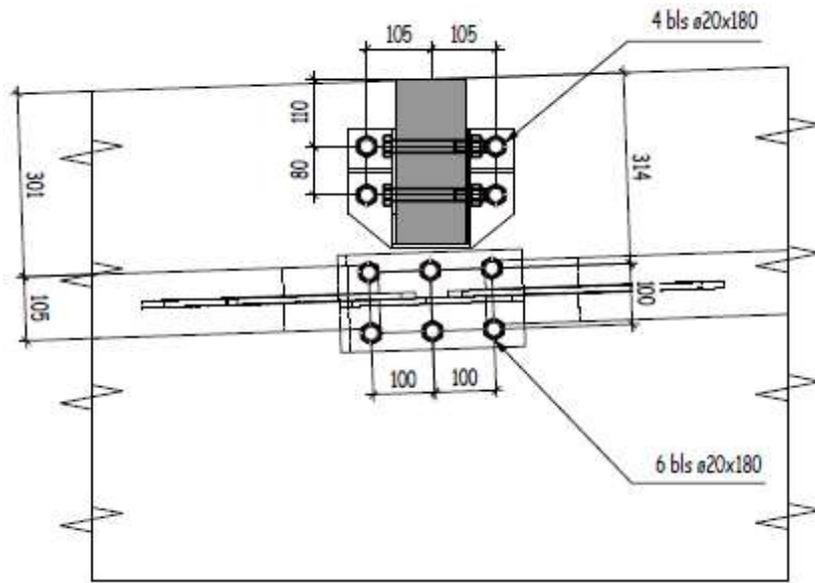


Figure 35 : Détail assemblages poutre au vent

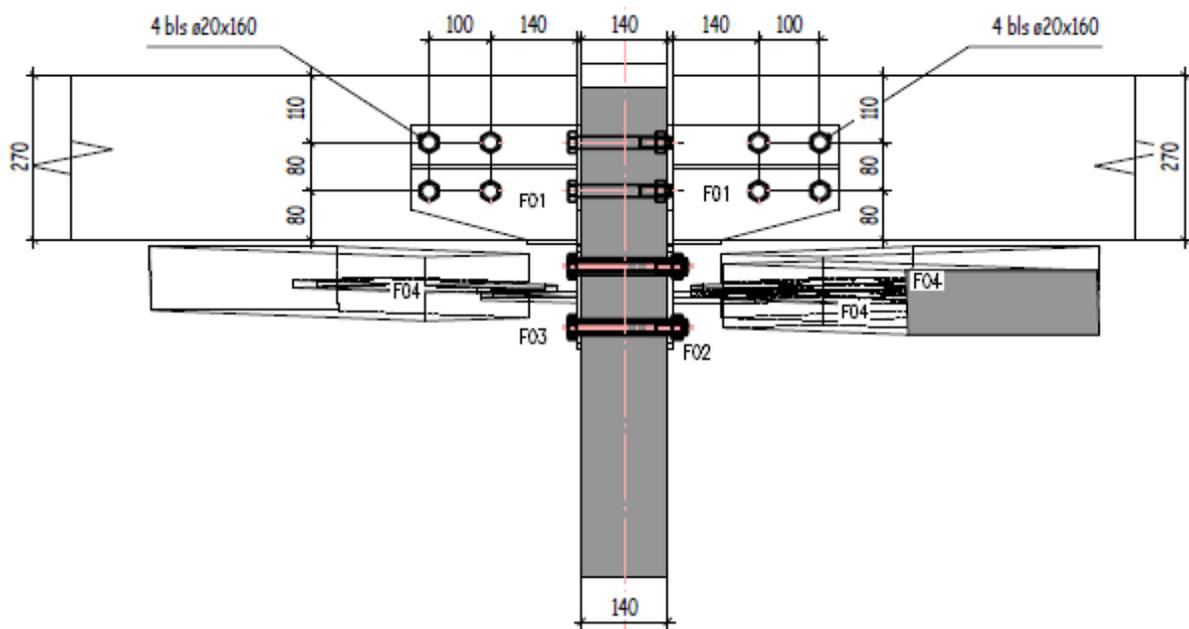


Figure 36 : Détail assemblages poutre au vent

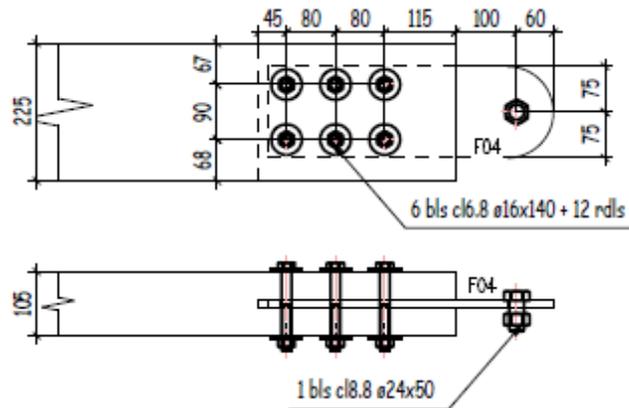


Figure 37 : Détail assemblage diagonale de poutre au vent

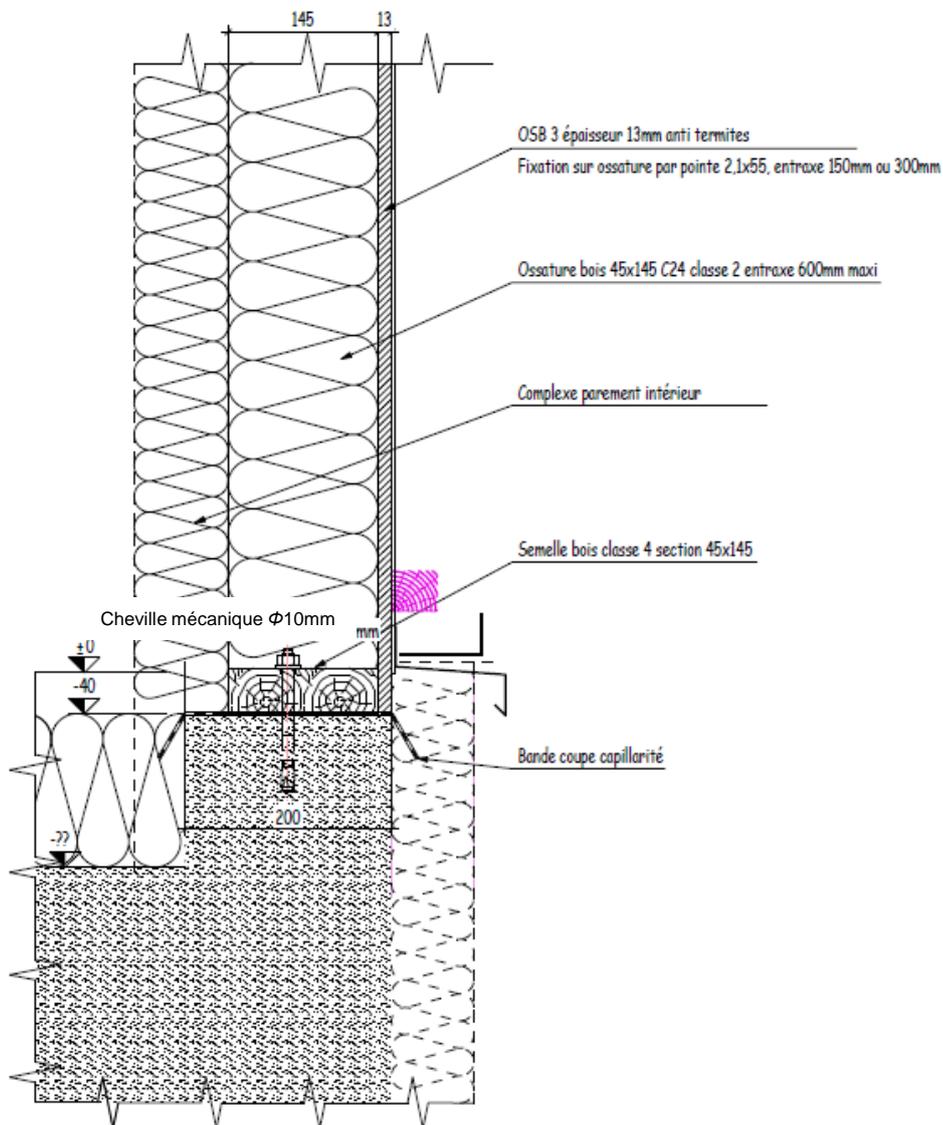


Figure 38 : Détail pied de mur

5.3.2 Orientation sur la conception en situation sismique

Les murs ossature bois présents sur toute la périphérie constituent les diaphragmes verticaux dans les deux directions. Ils ont une capacité élevée à dissiper l'énergie, les coutures des panneaux sur l'ossature formant les zones dissipatives.

La structure doit donc être conçue selon le principe de dimensionnement en capacité, (ancrages dimensionnés en sur résistance).

En toiture, les efforts horizontaux sont repris par les poutres au vent disposées dans chaque direction en travée centrale.

5.3.3 Charges et hypothèses

5.3.3.1 Charges :

- Charges permanentes toiture : 62 daN/m² compris divers
- Charges permanentes en façade : 56 daN/m² ;
- Neige : région A2, altitude inférieure à 200m ;
- Vent : région 1, site IIIb
- Séisme : zone 2, classe de sol E, catégorie d'importance III

5.3.3.2 Matériaux

- Charpente en bois lamellé-collé GL28h
- Ossature en bois massif C24 ;
- Voiles travaillants des murs ossature bois en OSB3

5.3.4 Régularité du bâtiment

5.3.4.1 Régularité en plan

- Critères géométriques :

- Symétrie ⇒ critère vérifié :

La structure du bâtiment est symétrique par rapport à ses deux directions principales.

- Compacité ⇒ critère vérifié :

Le bâtiment est rectangulaire, sans retrait.

- Elancement ⇒ critère vérifié :

L'élancement en plan du bâtiment, c'est à dire ici le rapport entre la longueur et la largeur du bâtiment est égal à 1,54 donc bien à inférieur à la valeur maximale de 4.

- Critères mécaniques :
 - Rigidité des diaphragmes horizontaux \Rightarrow critère non vérifié :

Le contreventement de toiture doit être suffisamment rigide vis-à-vis des murs de contreventement pour assurer l'effet diaphragme, c'est à dire que sa déformabilité n'influe pas sur la distribution des forces dans les murs de contreventement.

Les poutres au vent en partie centrale dans chaque direction ne peuvent être à priori considérées comme un diaphragme.

Un critère de rigidité des diaphragmes horizontaux est donné au §4.3.1 de l'EC8. Sous l'action sismique de calcul, les déplacements horizontaux ne doivent pas dépasser ceux résultant de l'hypothèse de diaphragme rigide de plus de 10%.

Les modélisations effectuées dans la suite de l'étude montreront que la déformabilité du contreventement de toiture est excessive pour pouvoir considérer un comportement de diaphragme rigide.
 - Excentricité structurale \Rightarrow critère vérifié :

L'excentricité entre le centre de torsion et le centre de masse est nulle, du fait de la symétrie dans les deux directions : $e_{0x}=0$; $e_{0y}=0$.

Dans chaque direction x et y, on vérifie que le rayon de torsion, racine carrée du rapport de la raideur en torsion à la raideur latérale de la structure est supérieur au rayon de giration massique du diaphragme horizontal :

- Le rayon de giration massique de la toiture est estimé en considérant une répartition uniforme répartie sur une surface rectangulaire, par la relation suivante :

$$l_s = \sqrt{\frac{L^2 + l^2}{12}} = 8,8 \text{ m}$$

- Les raideurs latérales et la raideur en torsion de la structure considérées sont celles des systèmes de murs de contreventement.

La raideur en contreventement d'un élément de mur ossature bois est déterminée suivant la méthode de calcul décrite dans le guide AQCEN (Manuel d'application des Eurocodes pour les structures bois) Ossature bois, en utilisant la relation suivante :

$$K_{s,p} = \left(\frac{2.}{k_{ser,f} \cdot \left(b_p + \frac{h}{3} \right) + k'_{ser,f} \frac{h}{6}} + \frac{2.h^2}{k_{ser,f} \cdot b_p^2 \cdot \left(h + \frac{b_p}{3} \right)} \right)^{-1}$$

avec,

b_p : largeur du panneau en mm

h : hauteur du panneau en mm

$k_{ser,f}$: raideur de la couture extérieure du panneau

$k'_{ser,f}$: raideur de la couture sur le montant intermédiaire du panneau

La raideur du système de mur d'un niveau est égale à la somme des raideurs des éléments :

$$K_{s,m,n} = \sum_{p=1}^p K_{s,p}$$

La raideur globale en cisaillement du mur composé de la superposition de 4 niveaux est alors égale à :

$$K_{s,m} = \left(\sum_{n=1}^4 \frac{1}{K_{s,m,n}} \right)^{-1}$$

Les résultats ainsi obtenus pour les différents murs sont présentés ci-dessous :

Niveau	Hauteur (m)	Raideur Long Pan K_x (kN/m)	Raideur Pignon K_y (kN/m)
1	2,88	17899	11020
2	1,12	38573	23144
3	2,85	21003	12602
4	2,85	21003	12602
Global	9,7	5649	3417

Tableau 11 : Raideurs murs

A partir de la position et de la raideur des murs, on peut alors déterminer la raideur en torsion et les rayons de torsion :

Niveau	Coordonnées (m)		Raideur latérale (kN/m)				Raideur en torsion (KN.m)
	x	y	K_x	K_y	$x \cdot K_y$	$y \cdot K_x$	$K_{r,z} = (x - x_{CDR})^2 K_y + (y - y_{CDR})^2 K_x$
Long Pan 1	12,8	0	5649	0	0	94059	391521
Long Pan 2	12,8	16,65	5649	0	0	0	391521
Pignon 1	0	8,33	0	3417	87475	0	559841
Pignon 2	25,6	8,33	0	3417	0	0	559841
Somme			11298	6834	87475	94059	1902725

Tableau 12 : Raideurs en torsion

Coordonnées du centre de torsion :

$$x_{CDR} = \frac{\sum x_i \cdot K_{i,y}}{\sum K_{i,y}} = 12,8 \text{ m}$$

$$y_{CDR} = \frac{\sum y_i \cdot K_{i,x}}{\sum K_{i,x}} = 8,33 \text{ m}$$

Rayons de torsion :

$$r_x = \sqrt{\frac{K_{rz}}{\sum K_{i,y}}} = \sqrt{\frac{\sum(x_i - x_{CDR})^2 \cdot K_{i,y} + \sum(y_i - y_{CDR})^2 \cdot K_{i,x}}{\sum K_{i,y}}} = 16,7 \text{ m} > l_s$$

$$r_y = \sqrt{\frac{K_{rz}}{\sum K_{i,x}}} = \sqrt{\frac{\sum(x_i - x_{CDR})^2 \cdot K_{i,y} + \sum(y_i - y_{CDR})^2 \cdot K_{i,x}}{\sum K_{i,x}}} = 13,0 \text{ m} > l_s$$

⇒ Les critères de régularité en plan relatifs à la géométrie et à la résistance à la torsion sont vérifiés mais l'absence de diaphragme rigide ne permet pas de considérer le bâtiment régulier en plan.

5.3.4.2 Régularité en élévation

- Continuité du contreventement ⇒ critère vérifié :

Les murs de contreventement sont présents sur toute la hauteur du bâtiment.

- Distribution de la raideur entre les différents niveaux ⇒ critère vérifié :

Le bâtiment ne comporte qu'un seul niveau.

- Limitation des retraits ⇒ critère vérifié :

Le bâtiment ne comporte pas de retraits.

⇒ Tous les critères de régularité en élévation sont vérifiés. Le bâtiment est régulier en élévation

5.3.5 Choix de la méthode d'analyse

Le bâtiment n'étant pas régulier en plan mais régulier en élévation, une analyse simplifiée par la méthode des forces latérales avec un modèle spatial est admise.

L'analyse à l'aide de deux modèles plans séparés serait envisageable si le comportement en diaphragme rigide de la toiture était établi. Comme indiqué au paragraphe précédent, la vérification du critère de flexibilité du diaphragme passe par une modélisation. Dans tous les cas, un modèle 3D est donc nécessaire.

La modélisation spatiale permettra de comparer les déplacements obtenus avec le contreventement de toiture par rapport à ceux obtenus avec l'hypothèse de diaphragme rigide en toiture.

L'utilisation de deux modèles plans séparés sera présentée à titre indicatif.

5.3.6 Orientations sur la modélisation

Les éléments de toiture sont modélisés en prenant en compte la raideur latérale des assemblages.

Les murs ossature bois sont modélisés par des diagonales de substitution entre les poteaux sur lesquels ils sont fixés. Les propriétés des diagonales de substitution du modèle sont définies de manière à obtenir la déformation en cisaillement des éléments de mur.

Avec le logiciel de calcul utilisé, Acord-Bat 3D, les diagonales sont automatiquement générées à partir de la définition des panneaux.

Conformément à la méthode A de l'EC5, seuls les panneaux de largeur supérieur à $h/4$ sont pris en compte.

Les charges gravitaires des murs sont appliquées aux poteaux.

5.3.7 Détermination du coefficient de comportement

Conformément au §8.3 de l'EC8+A.N, pour le dimensionnement suivant le principe de comportement dissipatif avec des murs de contreventement en ossature bois, on adopte un coefficient de comportement $q = 3$ pour l'analyse.

Le bâtiment étant régulier en élévation, la valeur de référence du coefficient de comportement peut être retenue pour l'analyse.

Note : Le projet CODIFAB « Comportement au séisme des structures poteaux/poutres : Etude bibliographique et enquête auprès des professionnels » a mis en évidence le fait que les hypothèses de classe de ductilité et de coefficient de comportement des murs à ossature bois sont applicables pour les structures poteaux/poutres bois contreventées par une voile ossature bois si les principes de EN 1998-1 sont respectés.

5.3.8 Analyse par la méthode des forces latérales

5.3.8.1 Détermination de la période fondamentale

- La période fondamentale du bâtiment peut être approchée de manière forfaitaire par la relation suivante :

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$$

avec

H : hauteur du bâtiment en m

C_t : pris égal à 0,05 pour les structures bois

Soit pour $H = 9,7$ m, $T_1 = 0,275$ s

- En variante, la période fondamentale peut être estimée de manière simplifiée par la relation suivante :

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d}$$

avec

d : déplacement horizontal du sommet du bâtiment du aux charges gravitaires appliquées horizontalement, exprimé en m

Le déplacement d peut être obtenu à partir du modèle 3D :
en appliquant g suivant x , le modèle donne $d_x = 58 \text{ mm}$, soit **$T_{1,x} = 0,482 \text{ s}$**

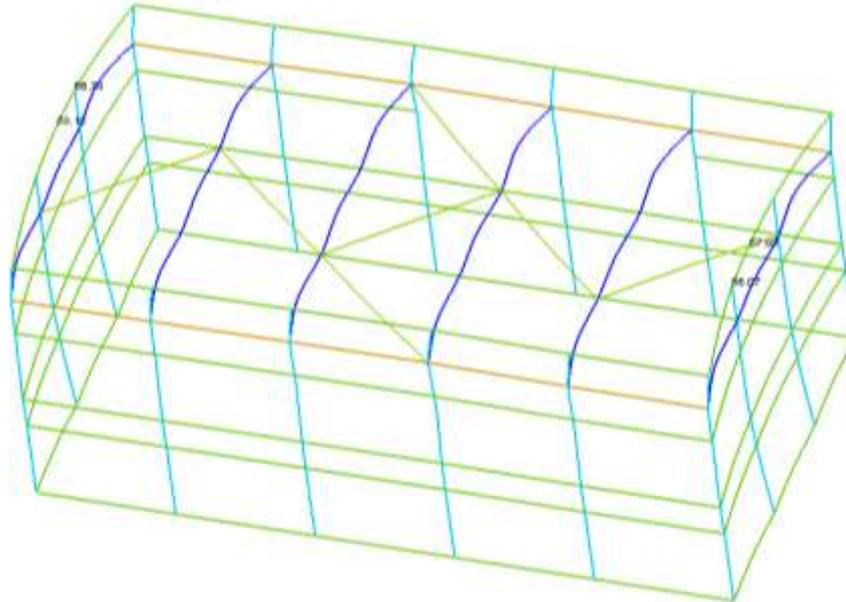


Figure 39 : Déformation structure sous g suivant x

en appliquant g suivant y , le modèle donne $d_y = 113 \text{ mm}$, soit **$T_{1,y} = 0,672 \text{ s}$**

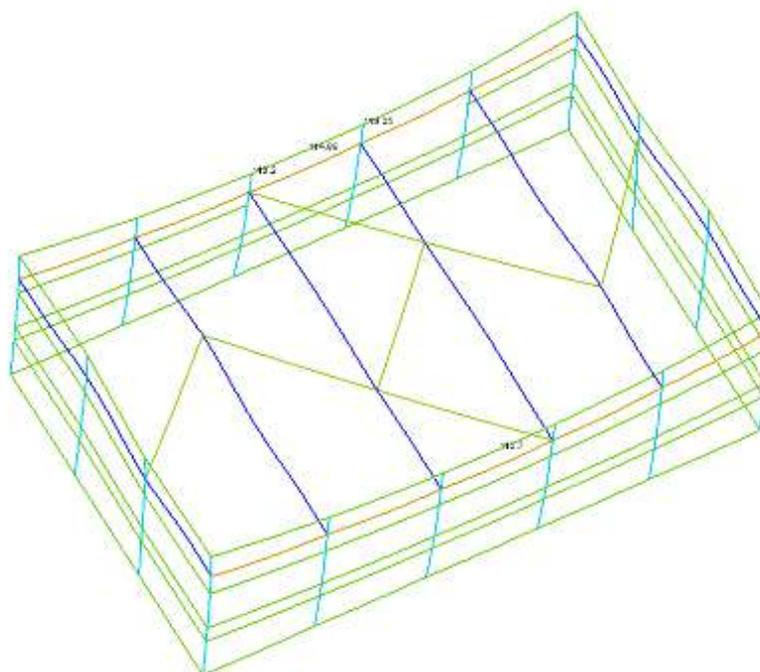


Figure 40 : Déformation structure sous g suivant y

Ces déplacements peuvent être comparés à ceux obtenus en ajoutant un diaphragme rigide en toiture dans le modèle 3D.

En appliquant g suivant x , le modèle avec diaphragme rigide en toiture donne $d_x = 40$ mm, contre 58 mm obtenu précédemment. Le déplacement du diaphragme est donc de 18 mm soit 45% du déplacement avec diaphragme rigide.

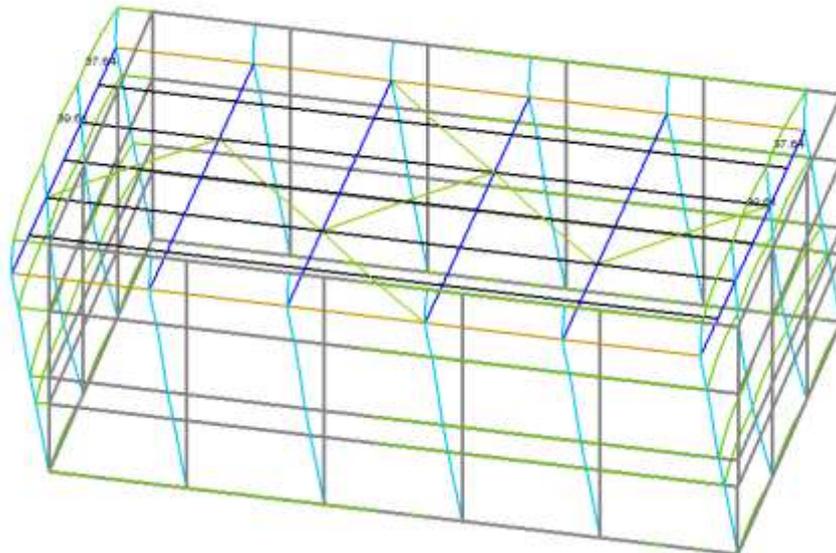


Figure 41 : Déformation structure avec diaphragme rigide en toiture sous g suivant x

En appliquant g suivant y , le modèle avec diaphragme rigide en toiture donne $d_y = 63$ mm, contre 113 mm obtenu précédemment. Le déplacement du diaphragme est donc de 50 mm soit 79% du déplacement avec diaphragme rigide.

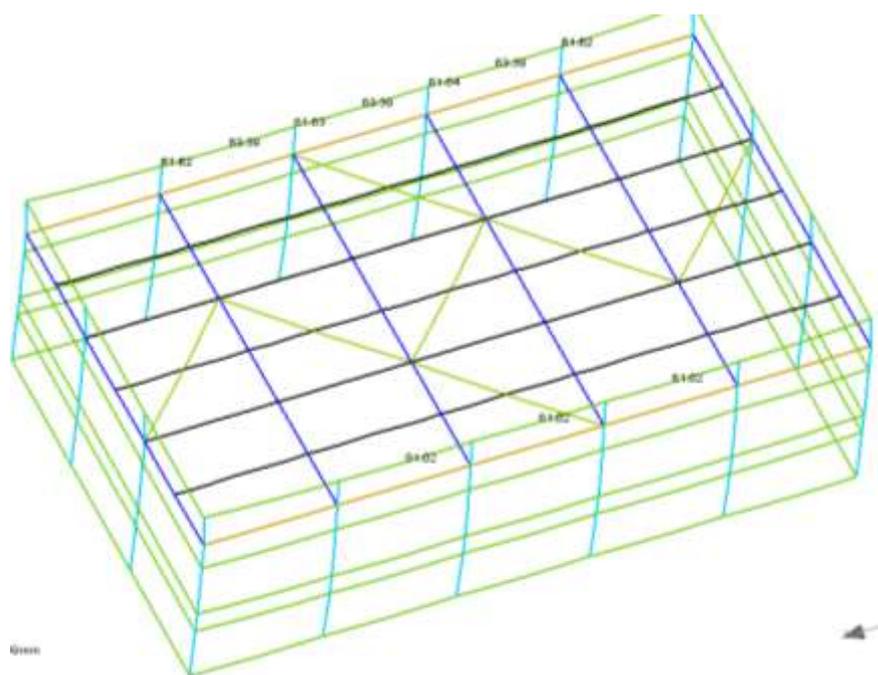


Figure 42 : Déformation structure avec diaphragme rigide en toiture sous g suivant y

On voit que les déplacements horizontaux du contreventement de toiture sont nettement supérieurs à 10% des déplacements absolus de la structure modélisée avec diaphragme rigide. Le contreventement de toiture ne peut absolument pas être considéré comme un diaphragme rigide.

- A titre indicatif, si on utilise deux modèles plans séparés, le déplacement d peut être évalué à partir de la raideur des contreventements verticaux :

$$d = \frac{F}{K} = \frac{mg}{K}$$

$$T_1 = 2\sqrt{\frac{m \cdot g}{K}} \sim 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K}}$$

avec

m : masse de la toiture exprimée en kg
 $m = 6961 + 62 \times (25,6 \times 16,65) = 33388$ kg

K , raideur des murs ossature bois dans chaque direction, exprimée en N/m
 suivant x (long-pan), $K_x = 11298000$ N/m, d'où $T_{1,x} = \mathbf{0,342}$ s
 suivant y (pignons), $K_y = 6834000$ N/m, d'où $T_{1,y} = \mathbf{0,439}$ s

5.3.8.2 Effort tranchant à la base

L'effort tranchant sismique à la base est déterminé dans chaque direction par la relation suivante :

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

avec

$S_d(T_1)$, ordonnée du **spectre de calcul** pour la période fondamentale T_1

m : masse totale du bâtiment, $m = 88900$ kg

λ , coefficient de correction égal à 1 pour un bâtiment d'un seul niveau

Le spectre de calcul pour $q = 3$ est reproduit ci-dessous :

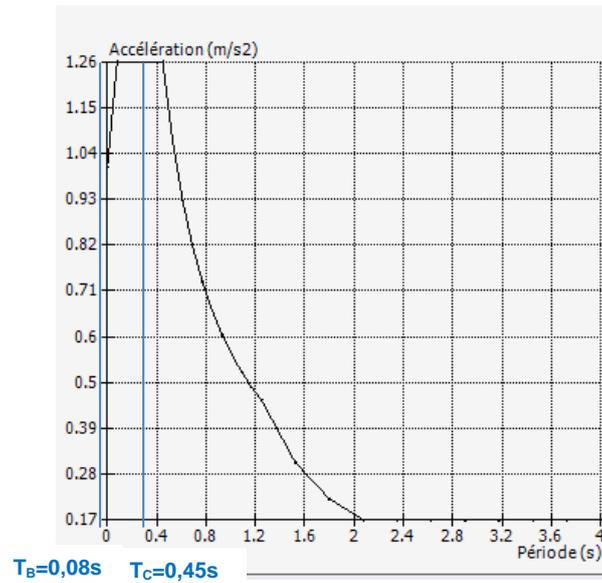


Figure 43 : Spectre de calcul pour $q = 3$

Méthode	Forfaitaire	Simplifiée avec modèle 3D		Simplifiée plans séparés	
direction	x, y	x	y	x	y
T1 (s)	0,275	0,482	0,672	0,342	0,439
Sd (T1)	1,26	1,176	0,843	1,26	1,26

Tableau 13 : Comparatif T_1 et $S_d(T_1)$

- Les périodes obtenues avec la méthode forfaitaire et la méthode simplifiée en considérant deux plans séparés conduisent dans les deux cas à la valeur d'accélération au plateau.

$$S_d(T_1) = 1,26 \text{ m/s}^2$$

On en déduit dans ce cas l'effort tranchant à la base dans chaque direction : $F_b = 118 \text{ kN}$

- Avec la méthode simplifiée sur modèle 3D, les périodes T1 sont au-delà de la valeur au plateau $T_c = 0,45 \text{ s}$ mais restent inférieures à $4T_c = 1,8 \text{ s}$.

Dans ce cas les efforts tranchants à la base dans chaque direction sont :

$$F_{b,x} = 105 \text{ kN}$$

$$F_{b,y} = 75 \text{ kN}$$

5.3.8.3 Efforts sismiques horizontaux

Le bâtiment ne comportant qu'un seul niveau, l'effort sismique horizontal est égal à l'effort tranchant à la base dans chaque direction.

5.3.8.4 Effets de la torsion accidentelle

- Compte tenu de la répartition symétrique des raideurs et des masses, les effets de la torsion accidentelle peuvent être pris en compte en multipliant les effets des actions dans les éléments de contreventement par le coefficient δ :

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e}$$

avec

x : distance entre l'élément considéré et le centre de masse,
 L_e : distance entre les deux éléments de contreventement extrêmes,
 X et L_e sont mesurées perpendiculairement à la direction de l'action sismique

$$\frac{x}{L_e} = 0,5 \text{ donc } \delta = 1,3$$

Les efforts horizontaux dus à l'action sismique majorée par $\delta=1,3$ agissant sur la structure sont les suivants :

- suivant X : $E_x = \delta \cdot F_x = 105 \times 1,3 = 136,5$ kN, soit 8,17 kN/ml sur pignon

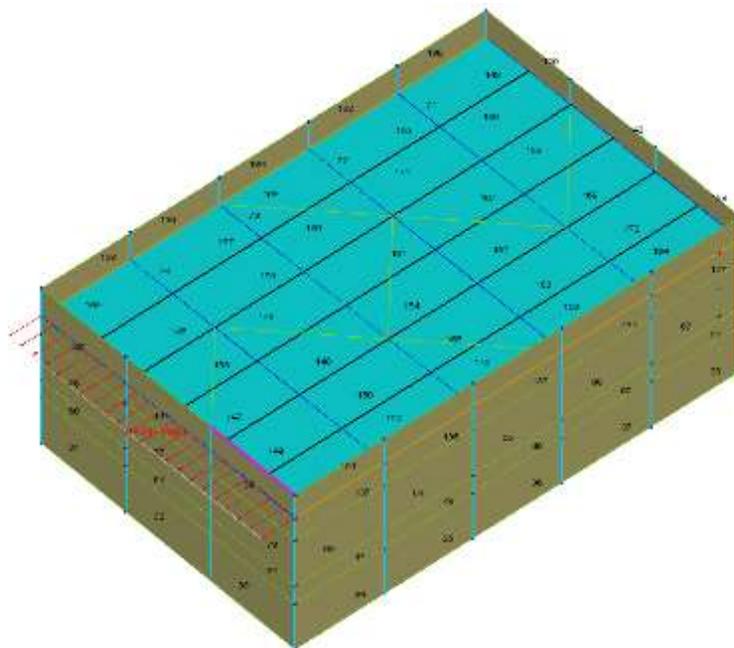


Figure 44 : Action sur structure suivant x

- suivant Y : $E_y = \delta \cdot F_y = 75 \times 1,3 = 97,5$ kN, soit 3,81 kN/ml sur long-pan

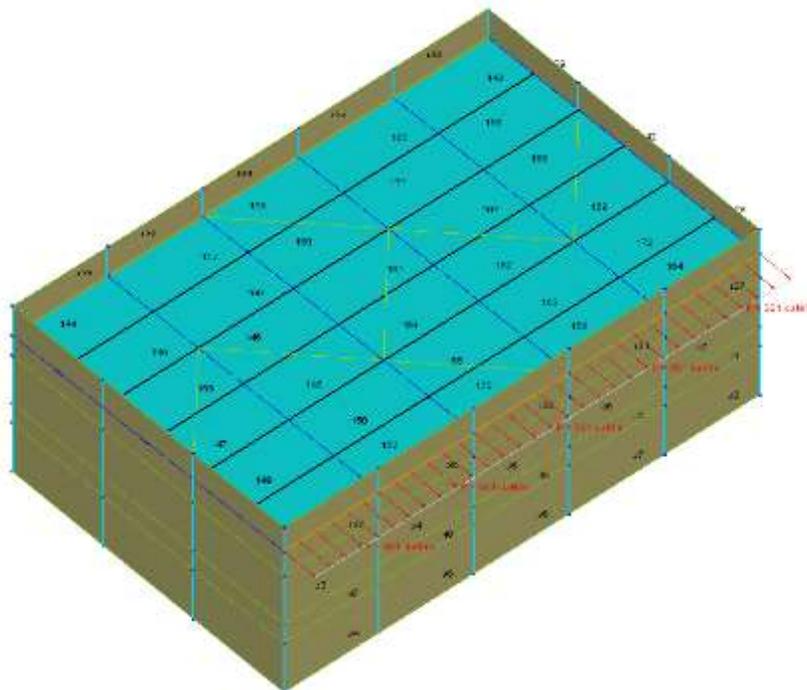


Figure 45 : Action sur structure suivant y

Les efforts obtenus avec le modèle 3D dans les éléments de contreventement les plus sollicités sous les combinaisons des actions sismiques dans chaque direction sont les suivants :

Modèle 3D	Combinaison G+Ex+0,3Ey			Combinaison G+0,3Ex+Ey		
	N°	Effort (kN)	Taux ELU	N°	Effort (kN)	Taux ELU
Mur	37	6,06	118%	33	12,23	129%
PAV	82	N = 72,2	176%	76	N = 72,2	176%

Tableau 14 Efforts dans les éléments de contreventement et taux de travail – Modèle 3D

- A titre indicatif, si on considère deux modèles plans séparés, les effets de la torsion accidentelle peuvent être pris en compte en multipliant les effets des actions dans les éléments de contreventement par le coefficient δ , égal dans ce cas à :

$$\delta = 1 + 1,2 \frac{x}{L_e}$$

Comme précédemment,

$$\frac{x}{L_e} = 0,5 \text{ donc } \delta = 1,6$$

Lorsque l'on mène une analyse utilisant deux plans séparés, les actions sismiques doivent être multipliées par 1,25.

Les efforts ainsi obtenus dans les éléments de contreventement les plus sollicités sous l'action sismique majorée par $\delta=1,6$ et par le coefficient 1,25 sont les suivants :

Modèles 2D séparés	$\delta.E_x.1,25 = 236 \text{ kN}$ soit 118 kN en tête de long-pan			$\delta.E_y.1,25 = 236 \text{ kN}$ soit 118 kN en tête de pignon		
Elément de contreventement	N°	Effort (kN)	Taux ELU	N°	Effort (kN)	Taux ELU
Mur	37	10,07	196%	33	28,8	304%

Tableau 15 : Efforts dans les éléments de contreventement et taux de travail – Modèles 2D

5.3.9 Analyse modale

5.3.9.1 Réponses modales

L'analyse modale effectuée à l'aide du logiciel 3D donne les principaux modes propres de vibration suivants :

Fréquence	Période	Masse direction X	Masse direction Y	T_i/T_{i+1}
(Hz)	(s)	(%)	(%)	
1,32	0,76	0,1	68	
1,92	0,52	4,1	13,4	0,69
1,99	0,5	82,2	1,3	0,96
4,47	0,22	0,2	4,3	0,45
5,32	0,19	0,1	1,8	0,84
5,57	0,18	1,6	0,2	0,96
5,77	0,17	0,2	1,4	0,97
6,78	0,15	4,1	0,1	0,85
	Somme	92,6	90,5	

Tableau 16 : Modes de vibration

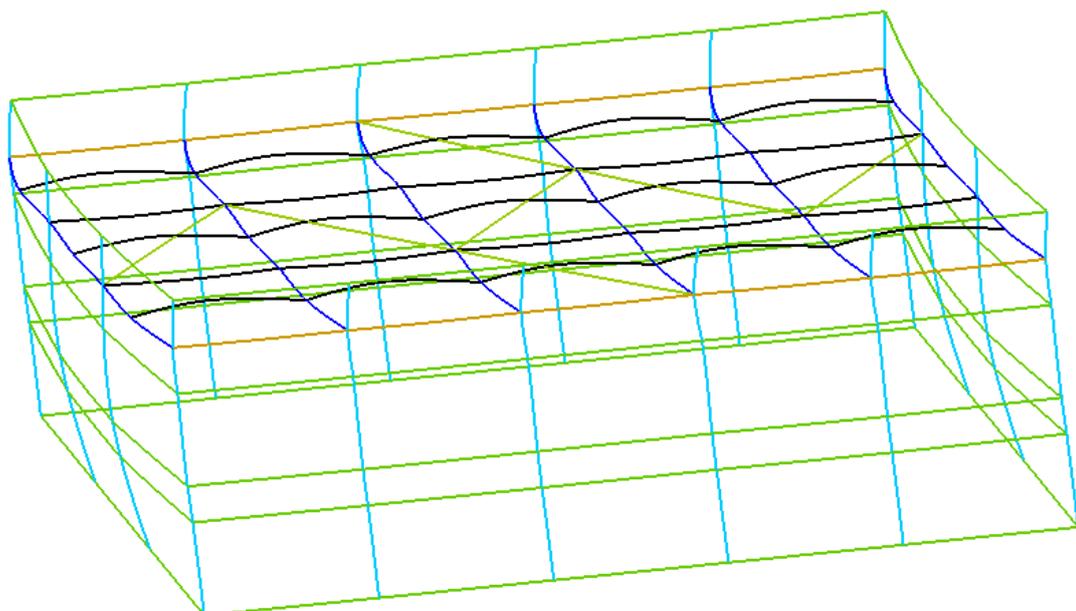


Figure 46 : Mode principal suivant x (82%), $T_1 = 1,99 \text{ Hz}$

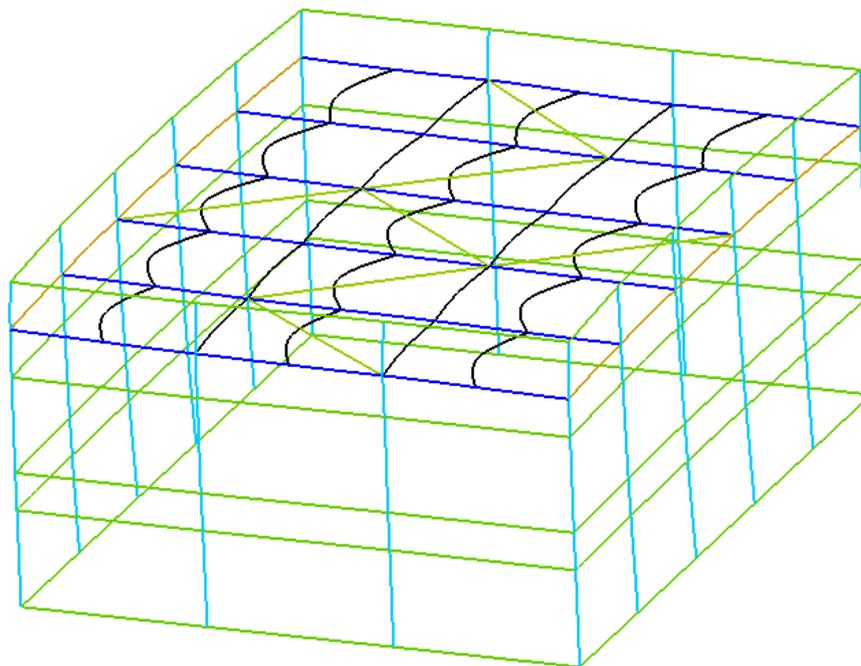


Figure 47 : Mode principal suivant y (68%), $T_1 = 1,32$ Hz

5.3.9.2 Combinaison des réponses modales

La réponse modale maximale à prendre en compte dans chaque direction est obtenue par combinaison des modes propres considérés.

Suivant le §4.3.3.3.2 de l'EC8, la combinaison quadratique simple ne peut être utilisée ici car toutes les réponses modales prises en compte ne peuvent être considérées comme indépendantes les unes des autres, la condition $T_j \leq 0,9 T_i$ n'étant pas toujours vérifiée.

La superposition modale est donc effectuée par combinaison quadratique complète.

5.3.9.3 Effets de la torsion

Suivant le §4.3.3.3.3 de l'EC8, dans le cas d'une analyse avec un modèle spatial, les effets de torsion accidentels peuvent être pris en compte en appliquant un moment de torsion M_a au niveau de la toiture en utilisant les relations suivantes :

$$M_a = F \cdot e_a$$

$$e_a = \pm 0,05 L$$

avec

e_a : excentricité accidentelle

L : dimension de la toiture dans la direction perpendiculaire à l'action sismique

F : force horizontale agissant au niveau de la toiture dans la direction considérée

Ces forces horizontales sont déterminées à partir de l'analyse dynamique 3D en déduisant les résultantes d'effort tranchant au niveau de la toiture pour les cas de superposition modale E_x et E_y .

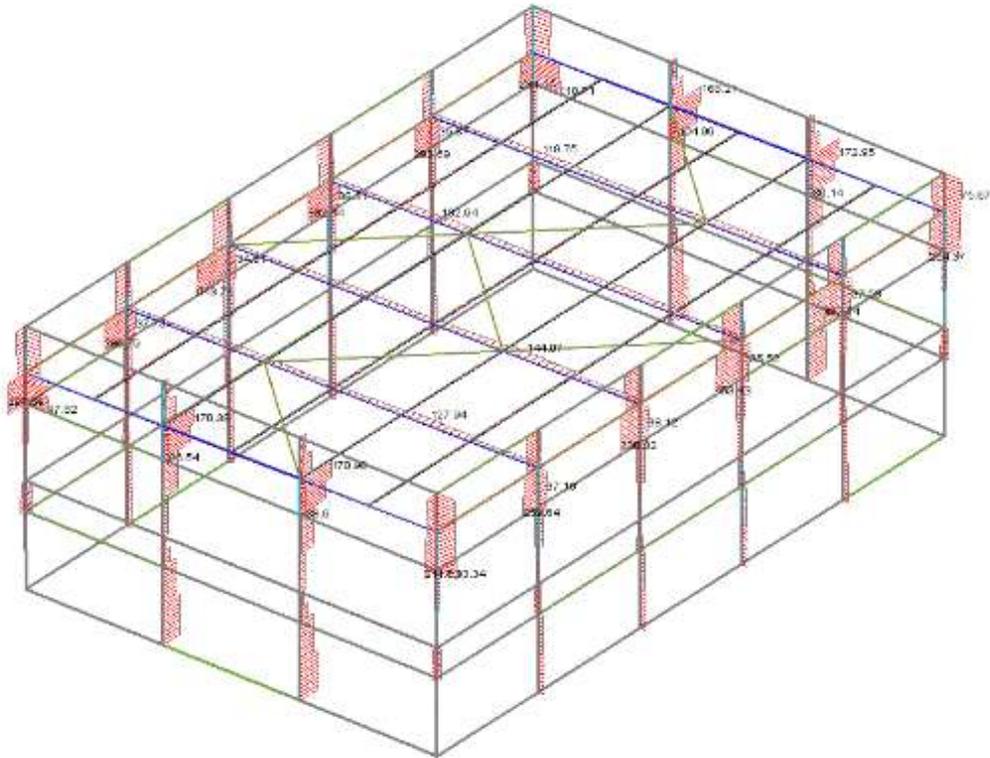


Figure 48 : Efforts tranchants sous superposition x (E_x)

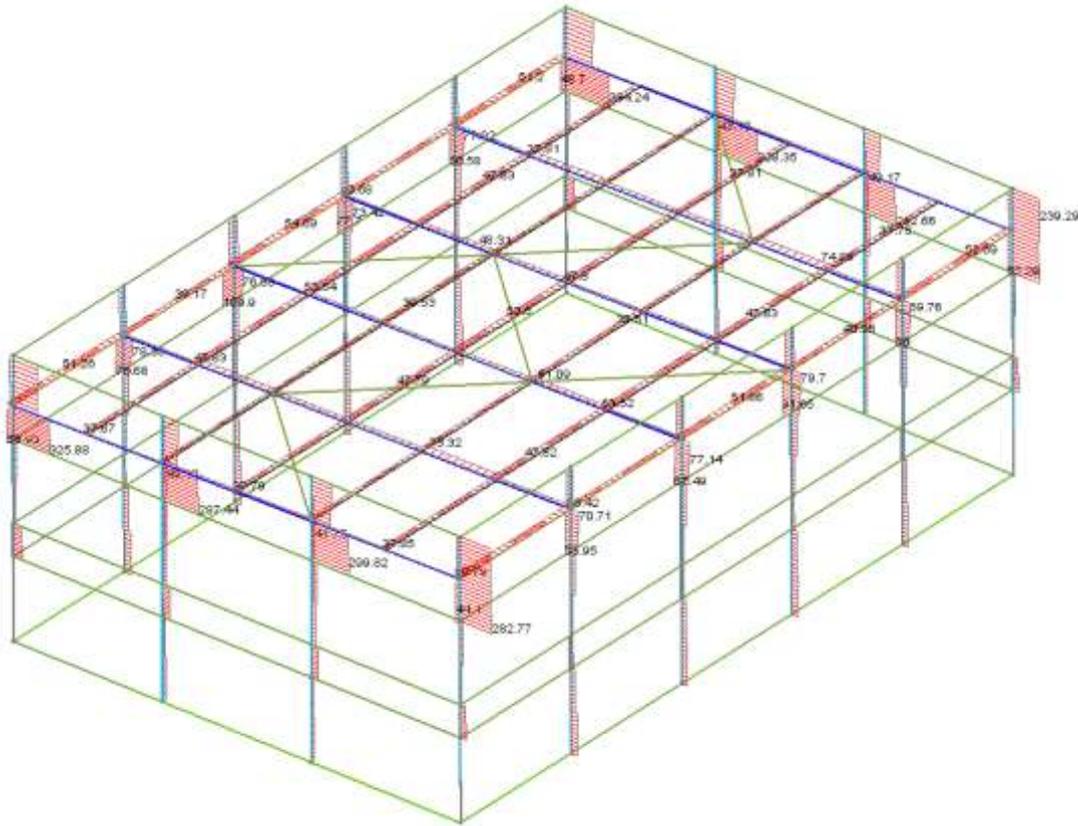


Figure 49 : Efforts tranchants sous superposition y (E_y)

On obtient ainsi :

$$F_x = 45 \text{ kN}$$

$$F_y = 30 \text{ kN}$$

Ce qui donne les moments de torsion accidentelle suivant :

$$M_{a,x} = F_x \cdot 0,05 L_y = 45 \times 0,05 \times 16,65 = 37,5 \text{ kN.m}$$

$$M_{a,y} = F_y \cdot 0,05 L_x = 30 \times 0,05 \times 25,6 = 38,4 \text{ kN.m}$$

Les moments de torsion accidentelle sont appliqués dans le modèle par l'ajout de forces horizontales dans les contreventements verticaux au niveau de la toiture.

Ces forces horizontales dues au moment de torsion sont :

- sous superposition x, $E_{x,torsion}$:
 suivant long-pan : $F_{ax,x} = M_{ax} \frac{L_y \cdot \sum K_{i,x}}{2 \cdot K_{rz}} = M_{ax} \frac{L_y}{2 \cdot r_y^2} = 1,85 \text{ kN}$, soit 7,23 daN/ml
 suivant pignon : $F_{ax,y} = M_{ax} \frac{L_x \cdot \sum K_{i,y}}{2 \cdot K_{rz}} = M_{ax} \frac{L_x}{2 \cdot r_x^2} = 1,72 \text{ kN}$, soit 10,33 daN/ml
- sous superposition y, $E_{y,torsion}$:
 suivant long-pan : $F_{ay,x} = M_{ay} \frac{L_y \cdot \sum K_{i,x}}{2 \cdot K_{rz}} = M_{ay} \frac{L_y}{2 \cdot r_y^2} = 1,89 \text{ kN}$, soit 7,38 daN/ml
 suivant pignon : $F_{ay,y} = M_{ay} \frac{L_x \cdot \sum K_{i,y}}{2 \cdot K_{rz}} = M_{ay} \frac{L_x}{2 \cdot r_x^2} = 1,76 \text{ kN}$, soit 10,57 daN/ml

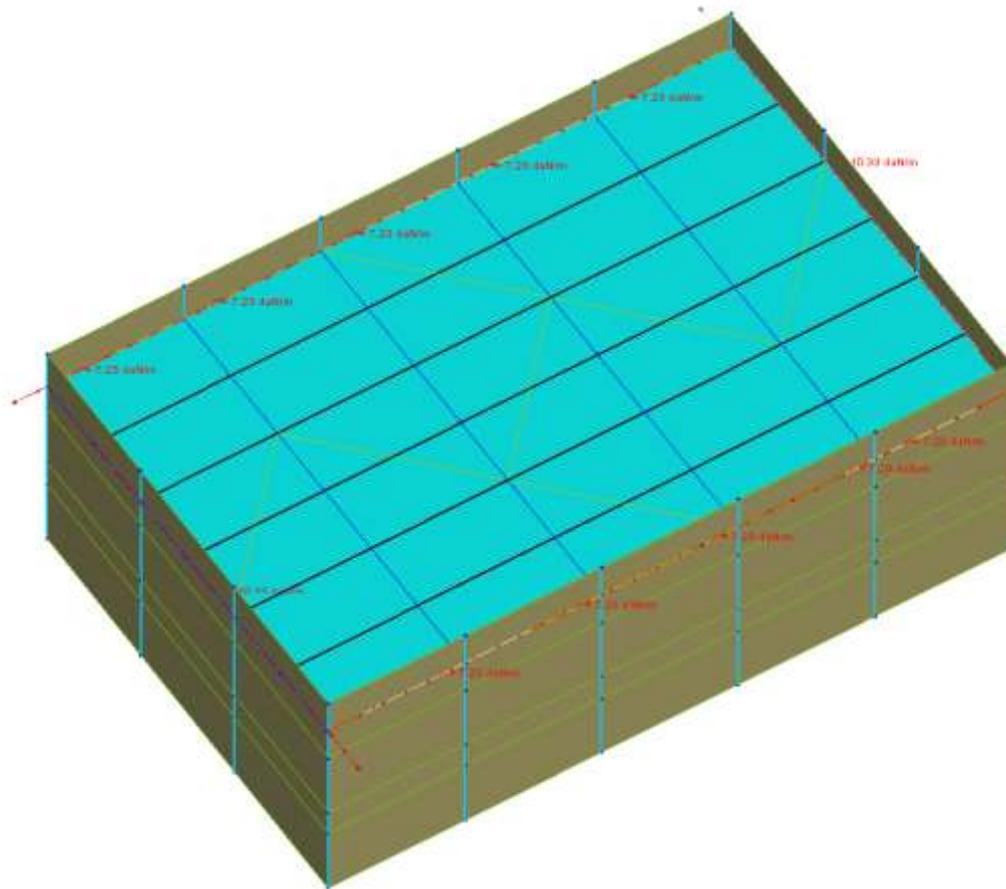


Figure 50 : Répartition des efforts dus à la torsion accidentelle sous superposition x

5.3.9.4 Combinaison des effets des composantes d'action sismique

Les actions sismiques sont combinées dans l'analyse 3D conformément au §4.3.3.5 de l'EC8, en intégrant les effets liés aux moments de torsion accidentels :

- $G \pm E_x \pm 0,3E_y \pm E_{x,torsion} \pm 0,3E_{y,torsion}$
- $G \pm 0,3E_x \pm E_y \pm 0,3 E_{x,torsion} \pm E_{y,torsion}$

Ce qui fait au total 32 combinaisons.

5.3.9.5 Résultats

Les taux de sollicitation maximaux en situation de séisme dans les éléments de contreventement donnés par l'analyse sont les suivants :

Analyse modale	Combinaison $G-E_x-0,3E_y-E_{ax}-0,3E_{ay}$			Combinaison $G-0,3E_x-E_y-0,3E_{ax}-E_{ay}$		
	N°	Effort (kN)	Taux ELU	N°	Effort (kN)	Taux ELU
Mur	43	3,9	76%	39	6,8	71%
PAV de toiture	82	N = 33,7	86%	80	N = 53,4	65%

Tableau 17 : Efforts dans les éléments de contreventement et taux de travail – analyse modale

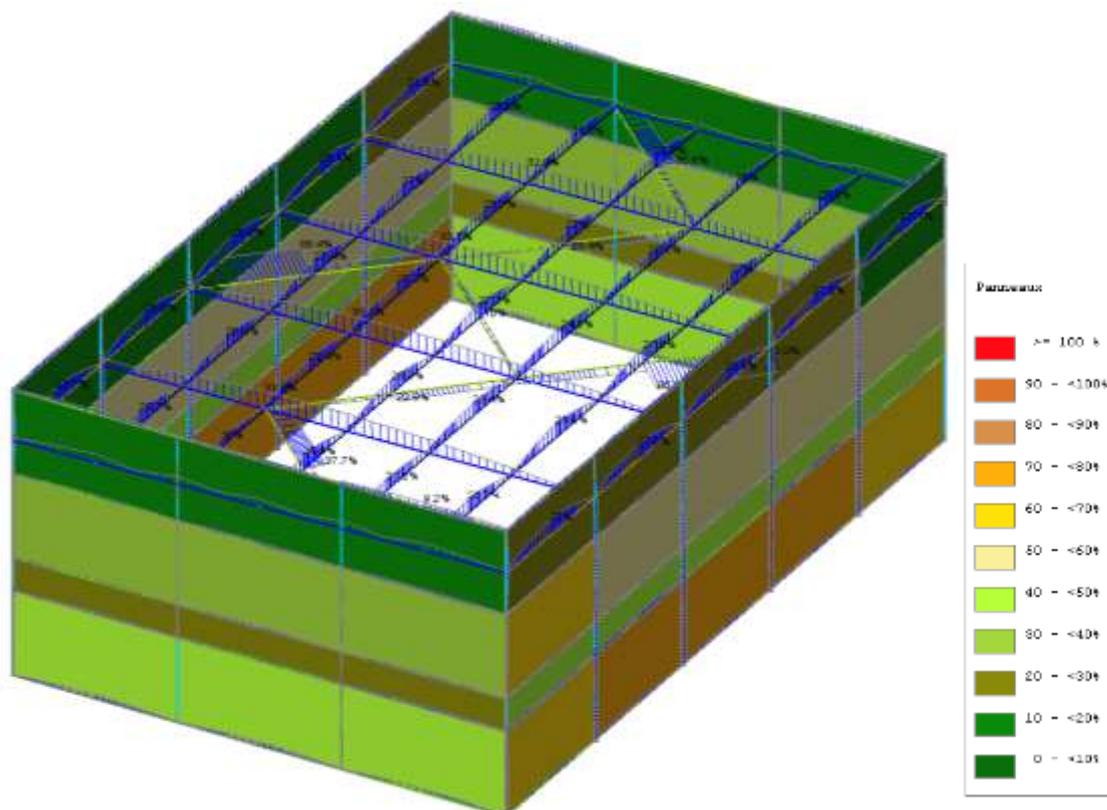


Figure 51 : Taux de sollicitation ELU-séisme sous combinaison $G-E_x-0,3E_y-E_{ax}-0,3E_{ay}$

5.3.10 Comparatif méthode des forces latérales/analyse modale

Les résultats obtenus avec les différentes méthodes sont récapitulée ci-dessous :

Méthode de forces latérales						
Modèles 2D séparés	$\delta.E_x.1,25 = 236 \text{ kN}$ soit 118 kN en tête de long-pan			$\delta.E_y.1,25 = 236 \text{ kN}$ soit 118 kN en tête de pignon		
Elément de contreventement	N°	Effort (kN)	Taux ELU	N°	Effort (kN)	Taux ELU
Mur	37	10,07	196%	33	28,8	304%
Modèle 3D	Combinaison G+Ex+0,3Ey			Combinaison G+Ey+0,3Ex		
Elément de contreventement	N°	Effort (kN)	Taux ELU	N°	Effort (kN)	Taux ELU
Mur	37	6,06	118%	33	12,22	129%
PAV	28	72,2	176%	76	53,4	131%

Tableau 18 : Résultats méthode des forces latérales

Analyse modale						
Modèle 3D	Combinaison G- $E_x-0,3E_y-E_{ax}-0,3E_{ay}$			Combinaison G- $0,3E_x-E_y-0,3E_{ax}-E_{ay}$		
Elément de contreventement	N°	Effort (kN)	Taux ELU	N°	Effort (kN)	Taux ELU
Mur	43	3,9	76%	39	6,8	71%
PAV	82	33,7	86%	80	25	65%

Tableau 19 : Résultats analyse modale

5.4 Bâtiment en R+1 stabilisé par ossature bois et CLT

5.4.1 Plans de structure et détails d'assemblages

Le bâtiment est un ouvrage à ossature bois. La charpente est une charpente traditionnelle en bois-lamellé. Il y a deux refends en CLT au RDC et au R+1. Le plancher haut du RDC est en CLT.

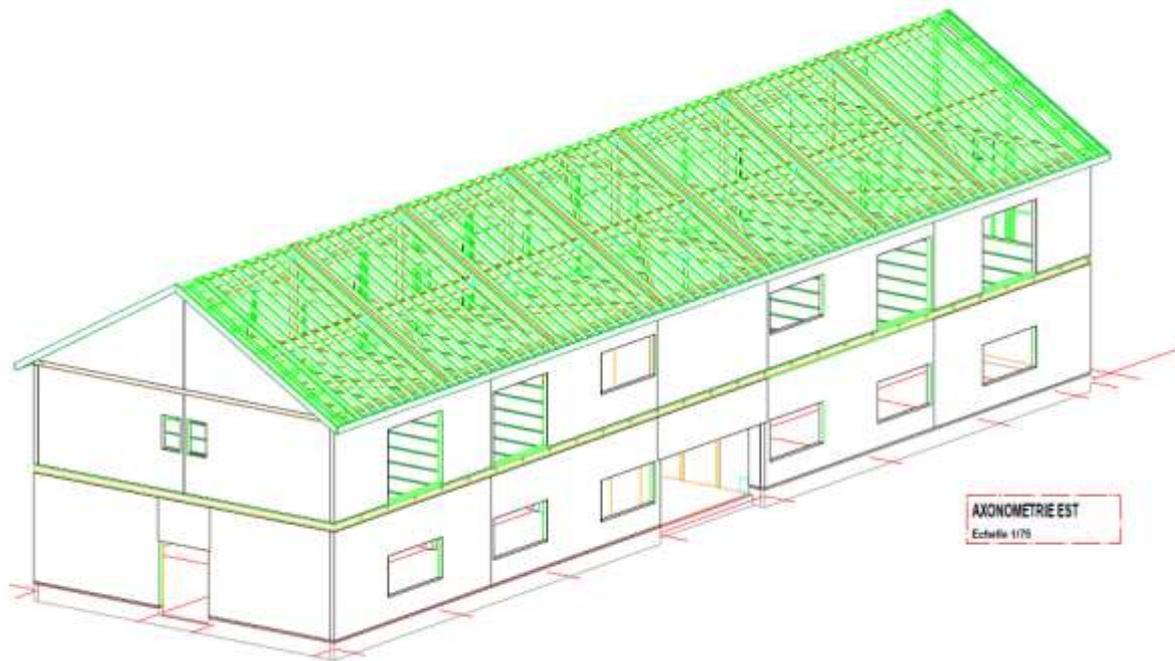


Figure 52 : Axonométrie

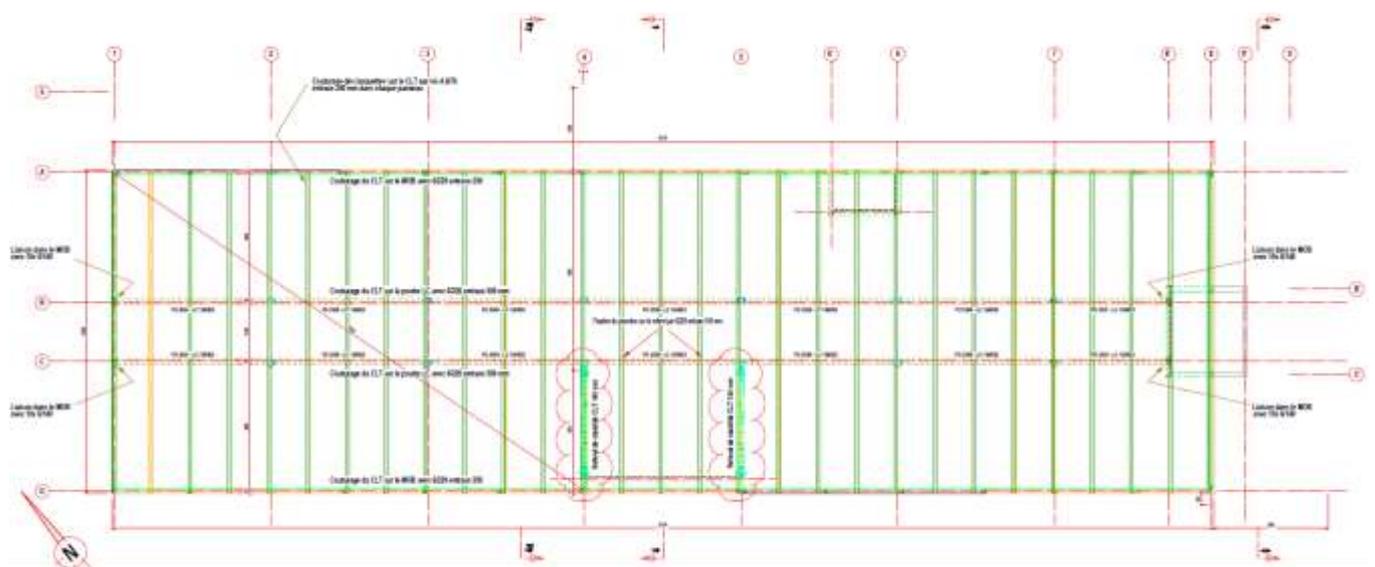


Figure 53 : Vue en plan plancher haut RDC

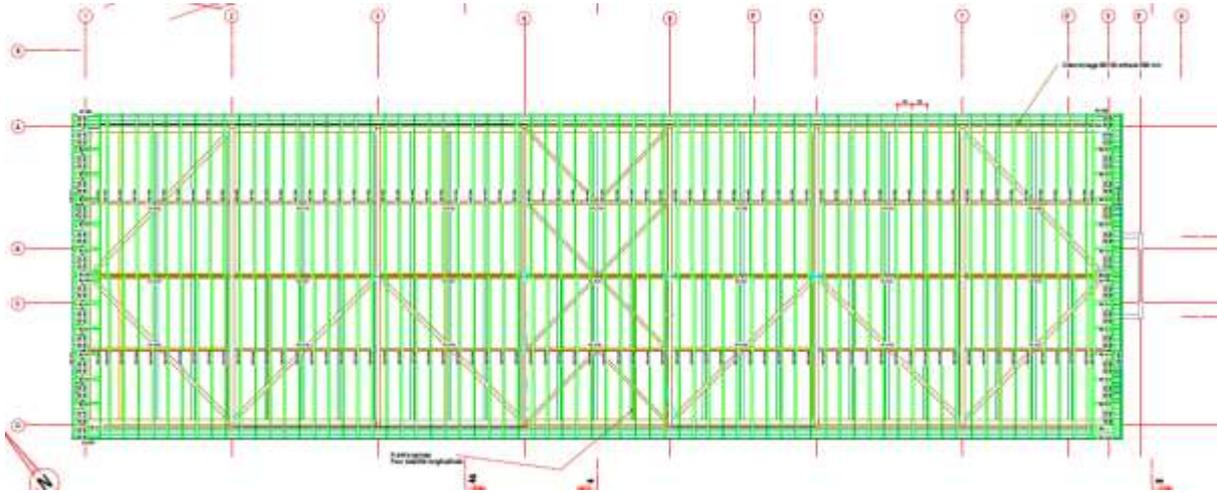


Figure 54 : Vue en plan plancher haut R+1 et charpente

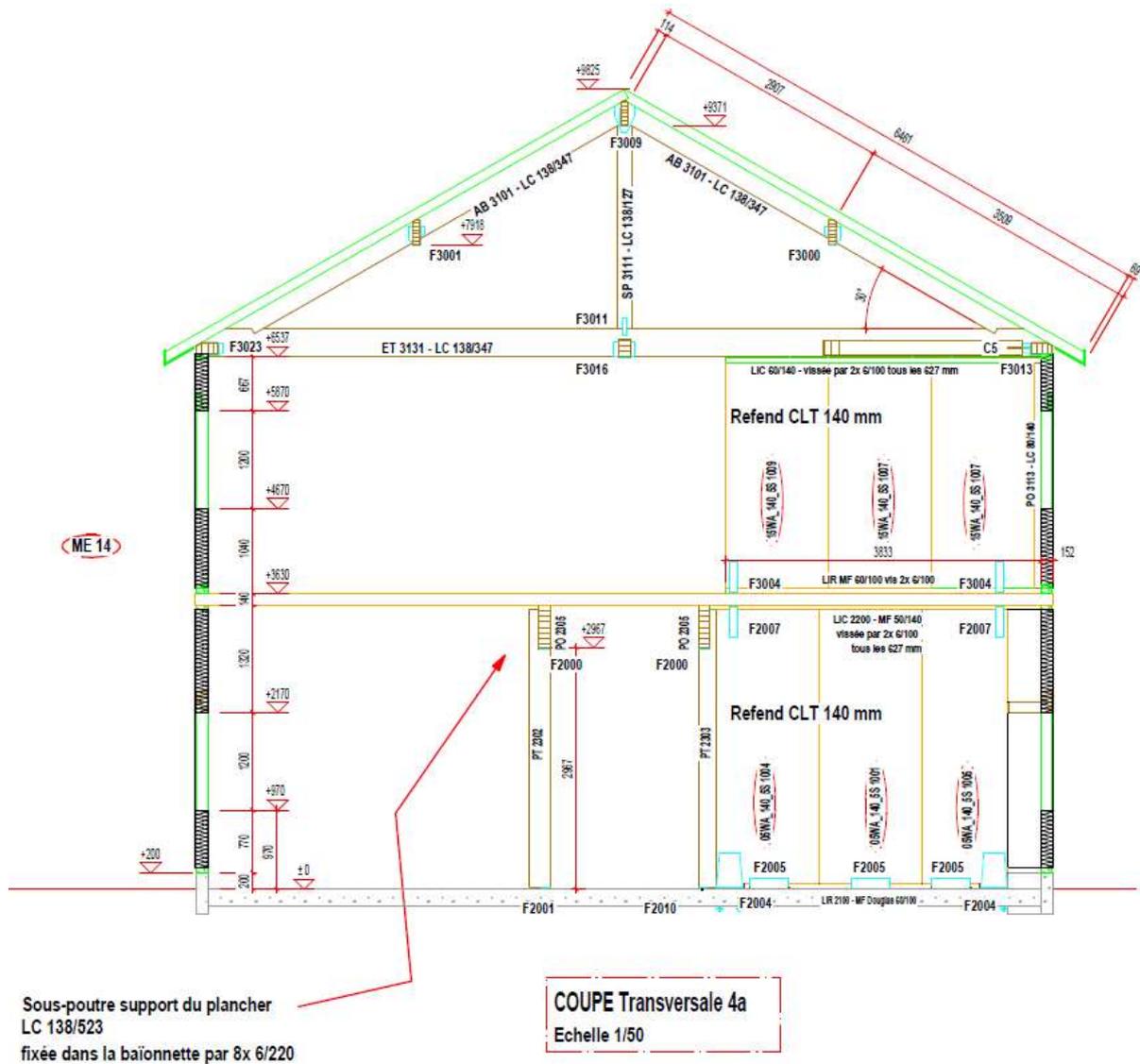


Figure 55 : Coupe 4a

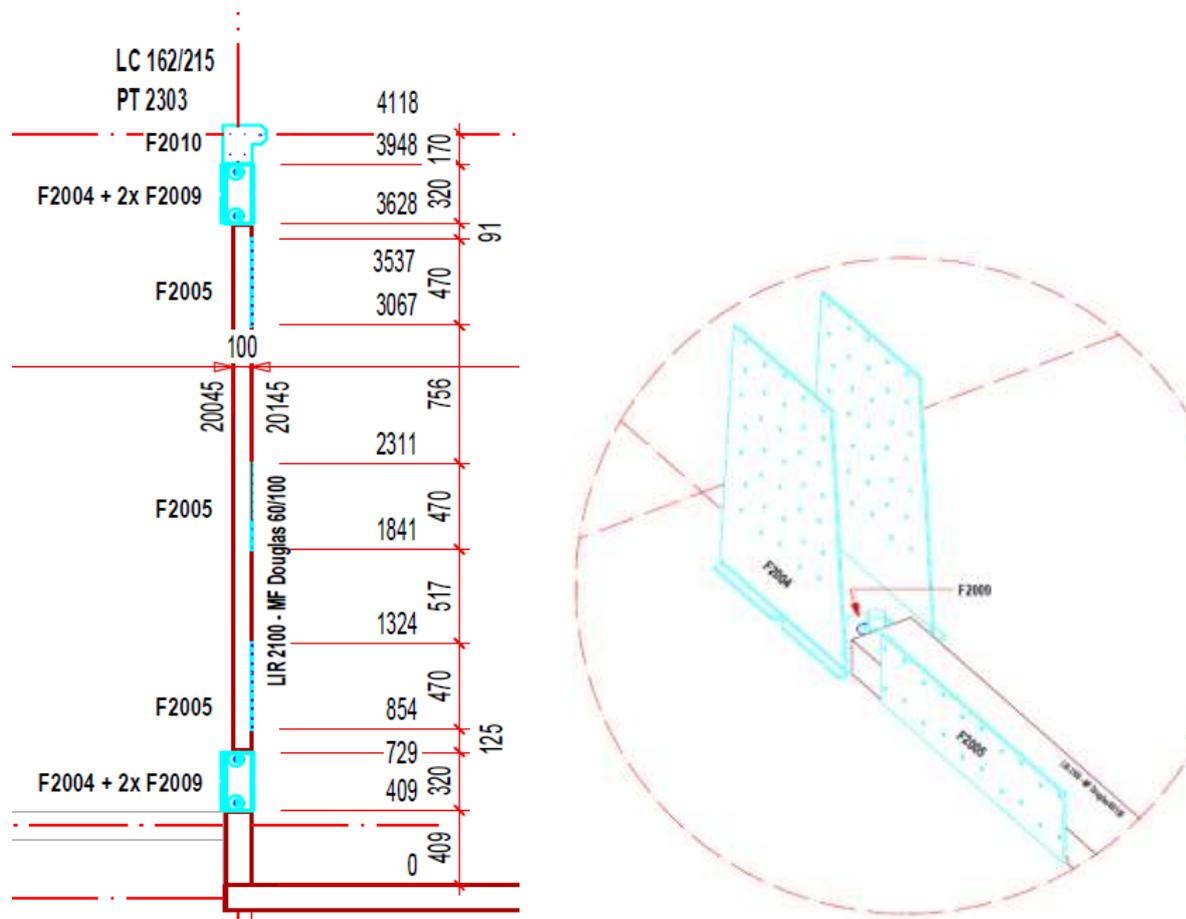


Figure 56 : Détail ancrage voiles CLT

5.4.2 Orientation sur la conception en situation sismique

Il y a lieu de respecter les règles du chapitre 4 du présent document. En outre, afin de garantir la plastification des assemblages, les éléments en bois doivent être dimensionnés en sur-résistance avec un coefficient de sur-résistance suffisant.

5.4.3 Charges et hypothèses

Les charges sont les suivantes :

- Charges permanentes toiture : 66 DaN/m² compris divers et chevrons hors poids propre charpente ;
- Charges permanentes murs ossature bois : 60 DaN/m² compris poids propre ;
- Charges permanentes plancher : 200 DaN/m² compris divers hors poids propre ;
- Charges d'exploitation - Catégorie C1 : $q_k = 250$ DaN/m² ; $Q_k = 300$ DaN ;
- Neige : région A1, altitude inférieure à 200m ;
- Vent : région 2, site IIIb
- Séisme : zone 3, classe de sol B, catégorie d'importance II

Les hypothèses sont les suivantes :

- Lamellé-collé en GL24h ;
- Bois massif en C24 ;

5.4.4 Régularité du bâtiment

5.4.4.1 En plan

Selon le paragraphe 4.2.3.2 de la NF EN 1998-1, un bâtiment classé comme régulier en plan doit respecter toutes les conditions suivantes :

- La structure du bâtiment doit être approximativement symétrique en plan par rapport à deux directions orthogonales, en ce qui concerne la raideur latérale et la distribution de la masse.
 - Le bâtiment étudié peut être considéré comme approximativement symétrique en plan par rapport aux deux directions principales en termes de raideur latérale et de distribution de la masse. Cette condition est respectée.
- La configuration en plan doit être compacte, c'est-à-dire qu'elle doit être délimitée pour chaque plancher par un contour polygonal curviligne. Lorsqu'il existe des retraits par rapport à ce contour (angles rentrants ou retraits en rive), la régularité en plan peut toujours être considérée comme satisfaite si ces retraits n'affectent pas la raideur en plan et si, pour chacun d'eux, la surface comprise entre le contour du plancher et le contour polygonal convexe enveloppant le plancher ne dépasse pas 5 % de la surface du plancher.
 - La configuration en plan du bâtiment est un rectangle et présente un retrait au RDC dont la surface est inférieure à 5% de la surface du plancher. Elle est donc compacte. Cette condition est respectée.
- La raideur en plan des planchers doit être suffisamment importante, comparée à la raideur latérale des éléments verticaux de structure, pour que la déformation du plancher ait peu d'effet sur la distribution des forces entre les éléments verticaux de structure. Il convient de considérer l'application du présent paragraphe vis-à-vis du comportement d'ensemble du bâtiment.
 - Cette exigence n'est pas satisfaite. En effet, si le plancher haut du RDC peut être considéré comme suffisamment rigide, le plancher haut du R+1 ne peut pas l'être. En effet, une étude comparative menée sur la structure avec les raideurs réelles et la structure avec le plancher haut du R+1 infiniment raide met en évidence une variation des efforts de l'ordre de 30% dans certains murs.
- L'élanement L_{\max} / L_{\min} de la section en plan du bâtiment ne doit pas être supérieur à 4, où L_{\max} et L_{\min} sont respectivement la plus grande et la plus petite dimension en plan du bâtiment mesurées dans les directions orthogonales.
 - Dans le cas présent on a $L_{\max} / L_{\min} = 3,4$. Cette exigence est satisfaite.
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul x et y , l'excentricité structurale doit vérifier les deux conditions ci-dessous, qui sont exprimées pour la direction de calcul y :

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x$$

$$r_x \geq l_s$$

où :

e_{ox} est la distance entre le centre de rigidité et le centre de gravité, mesurée suivant la direction x perpendiculaire à la direction de calcul considérée ;

r_x est la racine carrée du rapport de la rigidité de torsion à la rigidité latérale dans la direction y (" rayon de torsion ") ;

I_s est le rayon de giration massique du plancher en plan (racine carrée du rapport entre le moment d'inertie polaire du plancher en plan par rapport au centre de gravité du plancher et la masse du plancher).

Comme le précise EN 1998-1, dans les bâtiments comportant plusieurs étages, seules des définitions approximatives du centre de rigidité et du rayon de torsion sont possibles. Il est possible d'utiliser une définition simplifiée, pour classer la structure comme régulière en plan ou non et pour l'analyse approximative des effets de torsion, si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- tous les éléments du contreventement, comme les noyaux centraux, les murs ou les portiques, sont continus depuis les fondations jusqu'au sommet du bâtiment ;
- les déformations des éléments individuels de contreventement soumis à des charges horizontales ne sont pas très différentes. Cette condition peut être considérée comme satisfaite dans le cas de systèmes de portiques et de systèmes de murs. En générale, elle n'est pas satisfaite avec des systèmes à contreventement mixte.

Dans le cas présent, la quasi-totalité des murs est continue depuis les fondations jusqu'au sommet du bâtiment et les déformations des éléments individuels de contreventement peuvent ne pas être considérées comme très différentes étant donné qu'il n'y a que des systèmes à base de murs. L'approximation qui va être alors faite dans le cadre du présent exemple, étant donné la régularité géométrique du bâtiment, est de faire le calcul au RDC uniquement.

De la même manière que précédemment, on obtient :

$CR_x = -226$ mm par rapport à G supposé confondu avec le centre géométrique du bâtiment ;

$CR_y = 666$ mm par rapport à G supposé confondu avec le centre géométrique du bâtiment ;

$e_{ox} = 226$ mm ;

$e_{oy} = 666$ mm ;

$r_x = 9765$ mm ;

$r_y = 12712$ mm ;

$I_s = 10588$ mm.

On a bien

$e_{ox} \leq 0,3 \times r_x$;

$e_{oy} \leq 0,3 \times r_y$;

$r_y > I_s$.

Mais

$r_x < I_s$

Au regard de ce qui précède, il apparaît que le bâtiment n'est pas régulier en plan, les conditions sur la rigidité du diaphragme et sur le rapport r_x/I_s n'étant pas vérifiées.

5.4.4.2 En élévation

Selon le paragraphe 4.2.3.3 de la NF EN 1998-1, un bâtiment classé comme régulier en élévation doit respecter toutes les conditions suivantes :

- Tous les éléments de contreventement, comme les noyaux centraux, les murs ou les portiques, doivent être continus depuis les fondations jusqu'au sommet du bâtiment ou, lorsqu'il existe des retraits à différents niveaux, jusqu'au sommet de la partie concernée du bâtiment ;
 - Les éléments de contreventement sont globalement continus depuis les fondations jusqu'au sommet du bâtiment. Cette exigence est donc satisfaite.
- La raideur latérale et la masse de chaque niveau doivent demeurer constantes ou sont réduites progressivement, sans changement brutal, entre la base et le sommet du bâtiment considéré.
 - Il n'y a pas de changement brutal de la masse ni de la raideur entre la base et le sommet du bâtiment. Cette exigence est donc satisfaite.
- Dans les bâtiments à ossature, le rapport entre la résistance effective de chaque niveau et la résistance exigée par le calcul ne doit pas varier de manière disproportionnée d'un niveau à l'autre.
 - Il n'y pas de variation disproportionnée du taux de travail d'un niveau à l'autre. Cette exigence est donc satisfaite.
- Lorsque l'ouvrage présente des retraits, des dispositions spécifiques doivent être respectées.
 - Le bâtiment concerné ne comporte pas de retrait significatif (inférieur à 5% de la surface du plancher)

Au regard de ce qui précède, il apparaît que le bâtiment est régulier en élévation.

5.4.5 Choix du modèle et de la méthode d'analyse

Le bâtiment étant régulier en élévation mais pas en plan, au regard du tableau 8 du présent document, il faut réaliser un modèle spatial conformément au paragraphe 4.3.3.1(9) de la NF EN 1998-1, l'exigence c) du paragraphe 4.3.3.1(8) n'étant pas vérifiée (rigidité des planchers suffisamment importante).

5.4.6 Orientations sur la modélisation

La charpente est modélisée en prenant en compte la raideur latérale des éléments de contreventement (diagonales et K entre pannes). Comme évoqué au paragraphe 5.1.3 du présent document, un jeu total de 2mm est pris en compte les diagonales. Les chevrons n'ont pas été modélisés.

Les murs ossature bois sont modélisés par des diagonales de substitution entre les poteaux sur lesquels ils sont fixés. Les propriétés des diagonales de substitution du modèle sont définies de manière à obtenir la déformation en cisaillement des éléments de mur.

Avec le logiciel de calcul utilisé, Acord-Bat 3D, les diagonales sont automatiquement générées à partir de la définition des panneaux. Conformément à la méthode A de l'EC5, seuls les panneaux de largeur supérieur à $h/4$ sont pris en compte. Les charges gravitaires des murs sont appliquées aux poteaux.

Les panneaux CLT sont considérés rigides dans leur plan. La raideur des assemblages entre panneaux, par l'intermédiaire de diagonales fictives avec une rigidité équivalente, est prise en compte ainsi que la raideur des ancrages.

Pour éviter la présence de modes de vibration parasite, on pourra ajouter de la raideur où cela est nécessaire (ex : vibration des sablières hors plan étant donné la présence de nœuds intermédiaires) en prenant toutefois garde de ne pas modifier le comportement de la structure.

Des charges surfaciques sont appliquées. Il y aura lieu de veiller à ce que les charges surfaciques permanentes et une partie des charges d'exploitation soient bien prises en compte dans la masse.

5.4.7 Détermination du coefficient de comportement

Conformément au paragraphe 5.4.5 du présent document, le bâtiment étant régulier en élévation, la valeur de référence du coefficient de comportement peut être utilisée.

Conformément au paragraphe 4.4 du présent document, les valeurs limites hautes des coefficients de comportement pour les deux types de structure concernées sont les suivantes :

Type de structure	DCM	DCH
Bâtiment en CLT	2	3
Bâtiment ossature bois	2.5	3 ⁽¹⁾
⁽¹⁾ La version de la NF EN 1998-1 en cours de révision disponible au moment de la rédaction du présent document propose des valeurs de coefficient de comportement de 4 pour ces types de structure. En cohérence avec la démarche de l'annexe nationale française en vigueur actuellement, ces valeurs ont été limitées à 3 dans le cadre du présent document.		

Tableau 20 : Valeurs limites hautes des coefficients de comportement – Extrait

Etant donné que les deux types de structures sont conçues conformément aux préconisations évoquées aux paragraphes 4.6.4 et 4.9.3 du présent document pour la classe de ductilité H, un coefficient de comportement égal à 3 est pris en compte.

5.4.8 Analyse modale

La modélisation est effectuée conformément au paragraphe 5.4.6 du présent document. Le modèle est le suivant :

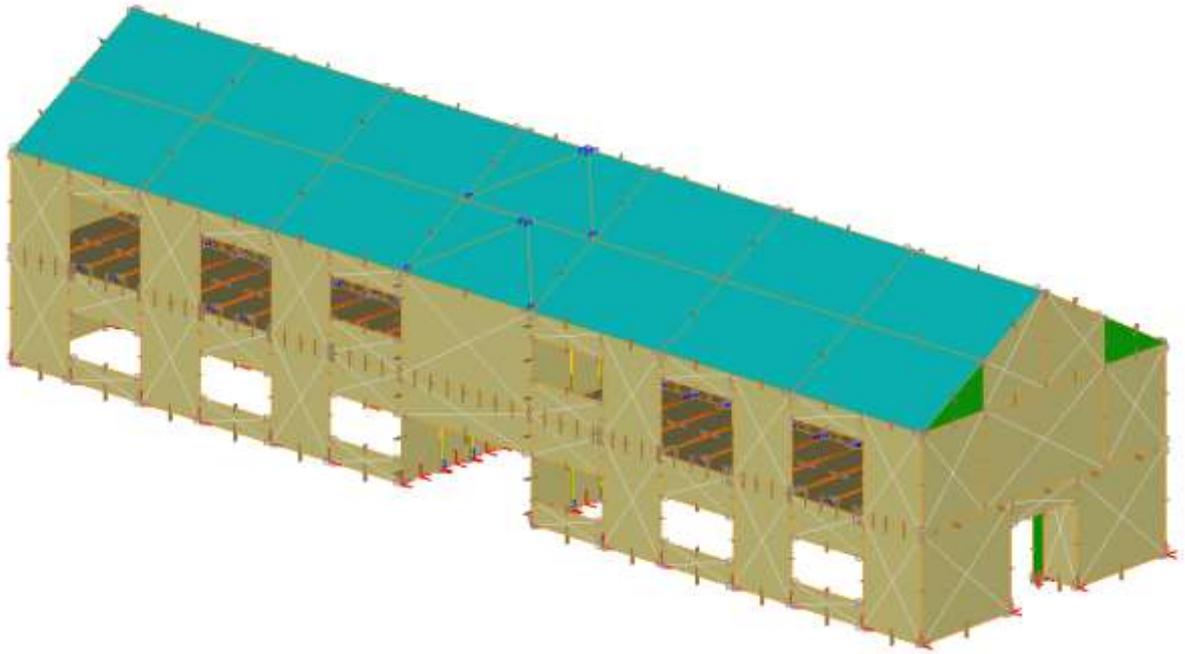


Figure 57 : Modèle

Les modes de vibration déterminés au moyen de l'outil de calcul sont les suivants :

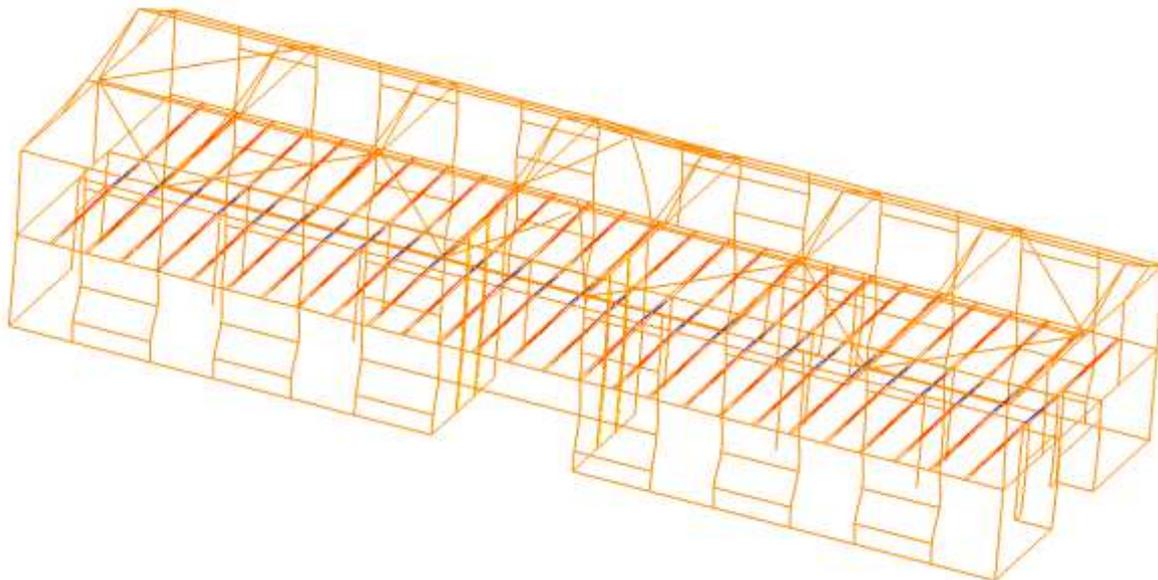


Figure 58 : Mode principal selon x, $T = 0.58s$

Note 1 : on note un manque de rigidité hors plan de la charpente.

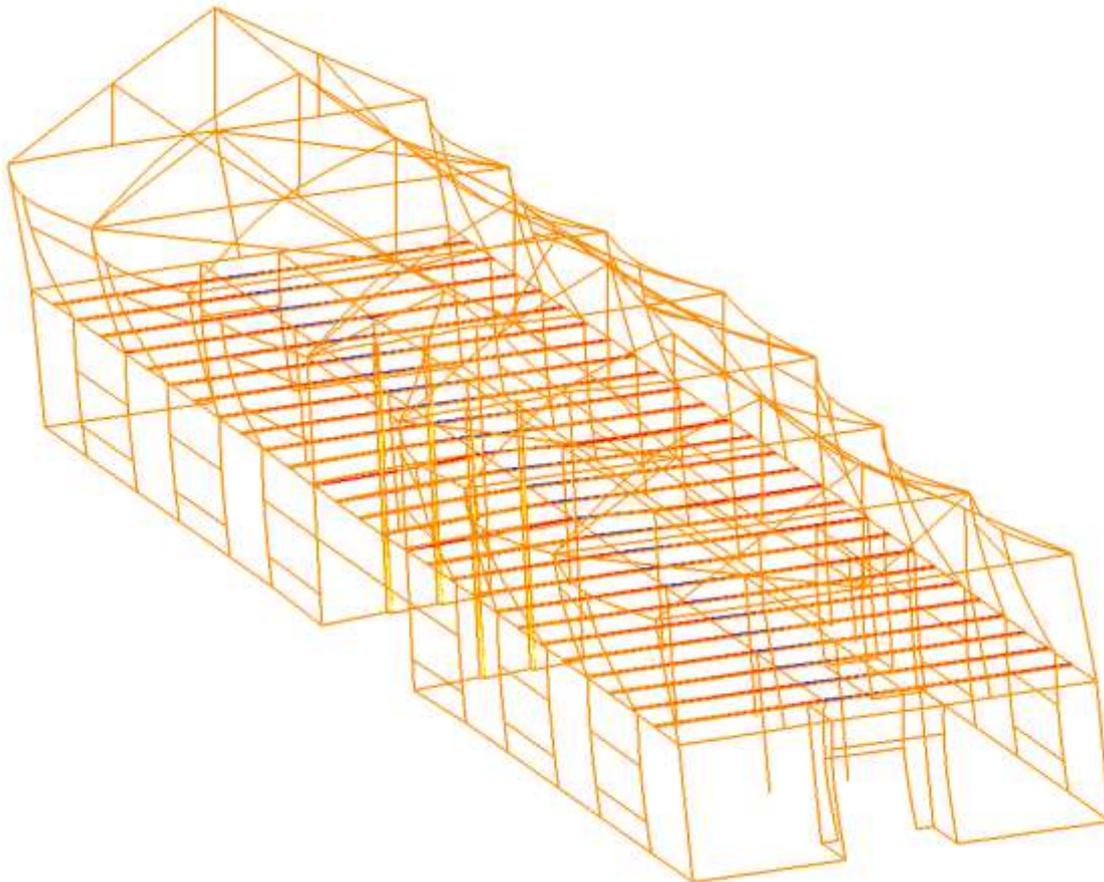


Figure 59 : Mode principal selon y, $T = 0.27s$

Les efforts sont ensuite déterminés au moyen de l'outil de calcul avec la prise en compte des effets de la torsion conformément au paragraphe 5.2.9 du présent document.

Note 2 : La NF EN 1998-1 précise au paragraphe 4.3.3.3.1 que les réponses de tous les modes de vibration contribuant de manière significative à la réponse globale doivent être prises en compte. Cette préconisation peut être considérée comme satisfaite si une des deux conditions suivantes peut être démontrée :

- *la somme des masses modales effectives pour les modes considérés atteint au moins 90 % de la masse totale de la structure ;*
- *tous les modes dont la masse modale effective est supérieure à 5 % de la masse totale sont pris en compte*

Le concepteur devra s'assurer qu'au moins une de ces deux exigences est satisfaite, en augmentant, le cas échéant, le nombre de modes considéré par l'outil de calcul utilisé.

Note 3 : Le paragraphe 4.3.3.3.2 de la NF EN 1998-1 impose d'utiliser des procédures spécifiques, telle que la combinaison quadratique complète, pour la combinaison des réponses modales maximales si les réponses des modes de vibration ne sont pas indépendantes. Dans le cadre du présent document, la procédure de la combinaison quadratique complète est systématiquement utilisée.

Enfin, le dimensionnement doit être effectué conformément à la NF EN 1995-1-1 et les documents associés (hors du cadre du présent document) en prenant en compte toutes les cas de charges.