UCLouvain

epl

École polytechnique de Louvain

Étude du comportement au vent de bâtiments multi-étagés en ossature bois

Auteur: **Nathan Van Minnenbruggen**
Promoteur: **Catherine Doneux**
Lecteurs: **Ferdinand De Schoutheete de Tervarent, João Saraiva Esteves Pacheco De Almeida, Jérôme Schumacher**
Année académique 2018–2019
Master [120] : ingénieur civil des constructions

Remerciements

De nombreuses personnes ont permis la réalisation de ce travail de fin d'études. Je tiens à les remercier pour leur soutien et leur aide précieuse.

Je remercie particulièrement Madame Catherine Doneux pour sa disponibilité, son soutien continu, ses conseils judicieux et ses corrections durant cette année de réalisation.

Mes remerciements vont également vers Monsieur Jérôme Schumacher, ingénieur en stabilité chez MOBIC pour son aide et la documentation fournie, Monsieur Bertrand Dubois, responsable du département R&D chez Scidus (filiale de Mobic), Monsieur Julien Geno de chez iMax Pro, et Madame Audrey Skowron, chef de laboratoire adjoint au CSTC, pour son aide et le temps qu'elle m'a accordé lors de notre entretien.

Je remercie aussi l'entreprise Mobic qui a mis des ressources et informations à ma disposition. Elle a entre autre permis la réalisation des tests au plancher au laboratoire LEMSC en fournissant les murs en ossature bois et réalisé le montage de ceux-ci.

Il faut aussi citer le personnel du laboratoire du Génie Civil de l'UCL pour son encadrement quant au montage du dispositif d'essais et de leurs conseils. Un grand merci à Monsieur Christophe Bayart, Monsieur Guy Henriet, Monsieur Alex Bertholet, Monsieur Samuel Laurent, Monsieur Damien Christiaens, Monsieur Vincent Forzee, Monsieur Quentin Mestrez et Monsieur Stéphane Gorski pour leur aide concernant la réalisation du montage et l'instrumentation pour les mesures expérimentales.

Pour terminer, je remercie le secrétariat de l'Unité de Génie Civil et Environnemental pour l'aspect organisationnel du travail de fin d'études.

Table des matières

I Introduction **5**

1 Présentation **6**
1.1 Objectifs du travail et démarche générale 6
1.1.1 Objectifs 6
1.1.2 Démarche générale 7
1.2 Contexte historique et économique 7
1.3 Entreprise Mobic 11

2 La structure en ossature bois **12**
2.1 Le système porteur en ossature bois 12
2.1.1 Composition d'un mur en ossature bois 13
2.1.2 Systèmes plateform frame et balloon frame 15
2.2 Contreventement d'une structure en ossature bois 15
2.2.1 Reprise des efforts au vent 15
2.2.2 Comportement des systèmes de murs 18
2.3 Comportement des planchers 19
2.3.1 Rigidité du diaphragme 19
2.4 Descente des charges d'une structure en ossature bois 20
2.4.1 Les lisses 23
2.4.2 Les poutres de ceinture 24
2.5 Récapitulatif des critères de dimensionnement 24

II Etude à l'échelle d'un mur en ossature bois **25**

3 Détermination de la raideur des murs **26**
3.1 Estimation de la raideur (ELS) 26
3.1.1 Approche analytique proposée par le Lignum 27
3.1.2 Modèle proposé par Källsner & Girhammar (2009) 29
3.1.3 Modèle proposé par Casagrande et al.(2015) et Seim et al.(2014) 30
3.1.4 Autres contributions à la raideur des panneaux 31
3.1.5 Détermination de la rigidité d'un système de murs 32
3.2 Comparaisons des résultats théoriques aux ELS et conclusions 33
3.2.1 Conclusions 35
3.3 Influences d'autres paramètres sur la raideur 36
3.3.1 Influence des connecteurs sur la raideur des panneaux 36
3.3.2 Influence de l'ancrage 37
3.3.3 Influence de l'élancement des panneaux 38

4 Détermination de la capacité résistante des murs (ELU) 41
4.1 Méthode A . . . 43
4.1.1 Résistance au cisaillement d'un système de mur . . . 44
4.1.2 Répartition de la reprise des charges horizontales . . . 44
4.2 Méthode B . . . 46
4.3 Méthode C . . . 47
4.4 Conditions de pénétration d'une pointe . . . 48
4.5 Rupture au cisaillement des connecteurs . . . 48
4.6 Autres vérifications . . . 51
4.6.1 Traction au niveau des montants . . . 51
4.6.2 Résistance au flambement des montants . . . 51
4.6.3 Vérification à la compression transversale avec risque d'écrasement (ELU) . . . 52
4.7 Comparaisons des résultats théoriques aux ELU et conclusions . . . 53
4.8 Adaptation aux valeurs de résistance moyennes et au fractile 95% . . . 54

5 Analyse de paramètres pour l'amélioration au contreventement des panneaux 57
5.1 Analyse des variations de paramètres . . . 58
5.1.1 Analyse de la portance locale . . . 58
5.2 Résultats . . . 63
5.3 Conclusion . . . 65

6 Essais expérimentaux en laboratoire 66
6.1 Présentation des objectifs . . . 66
6.2 Configurations de murs testés . . . 66
6.3 Description du dispositif d'essais . . . 69
6.3.1 Le dispositif . . . 69
6.3.2 L'instrumentation . . . 70
6.4 Réalisation des essais . . . 71
6.4.1 Détermination expérimentale de la raideur d'un mur . . . 72
6.4.2 Détermination expérimentale de la résistance d'un mur . . . 72
6.4.3 Remarques et anomalies durant la réalisation des essais . . . 73
6.5 Résultats des essais et interprétations . . . 75
6.5.1 Comparaison des résistances théoriques et expérimentales . . . 75
6.5.2 Comparaison des raideurs théoriques et expérimentales . . . 76
6.6 Conclusions concernant les essais . . . 82

III Analyse à l'échelle globale : étude d'un bâtiment théorique 84

7 Prédimensionnement des systèmes de contreventement 85
7.1 Présentation . . . 85
7.2 Conclusions . . . 89

8 Analyse d'un bâtiment théorique 90
8.1 Présentation du bâtiment de référence . . . 90
8.1.1 Hypothèses . . . 92
8.2 Détermination des efforts au vent . . . 95
8.2.1 Calcul des pressions au vent . . . 95
8.2.2 Pression dynamique de pointe . . . 96
8.2.3 Efforts sollicitant le bâtiment multi-étagés . . . 97

8.2.4 Cisaillement en base du au vent 98
8.3 Détermination des cas de charges et combinaisons de charges 99
8.3.1 Charges permanentes 99
8.3.2 Charges d'exploitation 100
8.3.3 Charges variables 100
8.3.4 Cas de charges sur les différents éléments structurels 100
8.3.5 Combinaisons de charges à appliquer 101
8.3.6 Dimensionnement des éléments porteurs 101
8.3.7 Dimensionnement des linteaux 102
8.3.8 Dimensionnement des poutres de ceinture 102
8.3.9 Valeurs considérées pour l'étude du bâtiment de référence 102
8.4 Démarche de l'analyse du bâtiment soumis au vent 103
8.5 critères de déplacement à respecter 104
8.5.1 critère de déplacement en tête pour un étage 105
8.5.2 Critère de déplacement global 105
8.6 Déplacement des étages 106
8.6.1 Résistance au cisaillement des systèmes de murs 108
8.6.2 Vérification aux descentes des charges 109
8.7 Résultats 111
8.7.1 Dimensionnement des équerres d'ancrage 112
8.8 Conclusions 114

IV Conclusions et propositions d'améliorations 115

9 Aboutissement du travail 116
9.1 Résumé et conclusions générales 116
9.2 Propositions de pistes d'améliorations 118
9.2.1 Amélioration à l'aide de collage au niveau des joints 119
9.2.2 Installation de tirants précontraints 121
9.2.3 Système de reprise avec une croix 122
9.2.4 Renfort des murs au niveau des angles 123

Première partie

Introduction

Chapitre 1

Présentation

1.1 Objectifs du travail et démarche générale

1.1.1 Objectifs

Ce sujet de mémoire a été proposé par l'entreprise Mobic, spécialisée dans la construction en ossature bois.
Actuellement, au sujet des constructions en ossature bois, on constate un retard entre la rédaction des normes européennes (plus particulièrement de l'Eurocode 5) concernant les bâtiments multi-étagés, et la demande d'un marché en plein essor ainsi que le besoin des concepteurs à se fier à des normes pertinentes[17][36]. Un des intérêts de ce travail consiste à aborder différentes approches analytiques pour estimer la raideur (en se limitant au domaine élastique) et la résistance des murs en ossature bois. Ces estimations seront ensuite comparées à des valeurs obtenues expérimentalement en laboratoire. Grâce à cela, le nombre d'étages pouvant être atteint au sein d'un bâtiment théorique sera estimé au chapitre 8 de ce document, aussi bien aux états limites de service qu'aux états limites ultimes. Vous trouverez également dans ce mémoire des propositions d'innovations sur base de réflexions ou de littérature scientifique.



FIGURE 1.1 – construction réalisée par l'entreprise Mobic [33]

1.1.2 Démarche générale

Un des inconvénients majeurs concernant le dimensionnement de structures en ossature bois réside dans la détermination des déplacements à des efforts horizontaux. Ces derniers sont par exemple engendrés via les pressions dynamiques dues au vent sur les façades d'un bâtiment.

Aujourd'hui, la dernière version de l'Eurocode 5 et sa norme nationale belge ne fournissent aucune méthode pour déterminer le déplacement horizontal d'une structure en ossature en bois aux états limites de service et ultimes [36]. Par conséquent, une tentative d'estimation de déplacements horizontaux aux ELS, de la raideur des panneaux, murs et systèmes de murs au sein d'une structure permettrait de garantir un dimensionnement sécuritaire pour des bâtiments en ossature bois excédant deux étages, ce qui est une limitation courante en Belgique actuellement [36].

Dans le cadre de ce travail, l'étude se limitera aux charges horizontales dues aux effets du vent, ce qui est le type de cas de charge la plus pertinente et courante en Belgique étant donné la faible activité sismique. Les charges sollicitantes dues au vent deviendraient même déterminantes pour les bâtiments excédant quatre étages[8].

Plusieurs approches et hypothèses vont être abordées pour estimer théoriquement dans un premier temps la résistance globale d'un panneau en ossature bois, puis étendre cette analyse à un mur. Le déplacement d'un mur en ossature bois soumis à un effort horizontal en tête de paroi sera aussi un point de départ pour ensuite tenter d'estimer le déplacement horizontal total d'un bâtiment de référence théorique et vérifier entre autre les critères de déplacement aux ELS au niveau des étages.

Ceci permettra par la suite de comparer les résultats obtenus théoriquement avec ceux obtenus expérimentalement pour différentes configurations de murs. Ensuite, il sera possible de déterminer l'efficacité de ceux-ci ainsi que le nombre d'étages théoriques qu'il serait possible d'atteindre avec de telles configurations en introduisant les valeurs de résistance et raideurs obtenues au sein d'un projet théorique. L'étude se limite à la physique du bâtiment : les vérifications quant à la protection aux incendies, l'acoustique ou le comportement thermique ne sont pas abordés. Entre autre, l'analyse du comportement global aux ELU permettra de vérifier les modes de rupture ainsi que les points faibles apparaissant au sein du bâtiment de référence en fonction du nombre d'étages. Ceci permettra de donner des indications quant aux mesures à adopter pour contrecarrer ces modes de ruine.

1.2 Contexte historique et économique

On peut constater une certaine logique dans le choix des modes de constructions et du choix des matériaux à travers l'Europe et le temps. Par exemple, on peut remarquer que la construction en pierre est largement courante dans le pourtour du bassin méditerranéen et l'utilisation de l'argile dans les plaines sans arbre. Bien évidemment, l'Europe du nord et occidentale, particulièrement boisées, n'échappent pas à cette observation[28].

Cependant, la révolution industrielle au 19^{e} siècle a fortement marqué le paysage européen : les avancées en métallurgie ont notamment permis l'utilisation de la fonte et de l'acier à des fins structurelles, permettant de nouvelles méthodes de construction. De plus, la progression technologique au niveau des transports a facilité le déplacement de quantités conséquentes de matériaux sur de longues distances. En parallèle à cela, l'accroissement démographique a engendré l'accroissement des villes et l'apparition de besoins nouveaux au sein de la population ainsi que de nouveaux postes de travail[28].

Toutefois, on remarque cependant un bref regain d'intérêt pour le bois durant les périodes de crise : la figure 1.2 illustre ce phénomène à la fin des années 20 et début des années 30 (la Grande Dépression de 1929) ainsi que durant les deux guerres mondiales (1914-1918 et 1939-1945). Cela s'explique par la restriction des ressources qui a poussé la réutilisation de bois local pour la construction, plus aisée à l'exploitation. Une vague de recherches a suivi la vague de consumérisme entre les années 1950 et 1980. En effet, "le ralentissement de l'économie a conduit à une réduction et à une simplification des détails architecturaux et constructifs" (J. Kolb, 2012). Cependant, les exigences techniques, elles, s'intensifiaient[28].

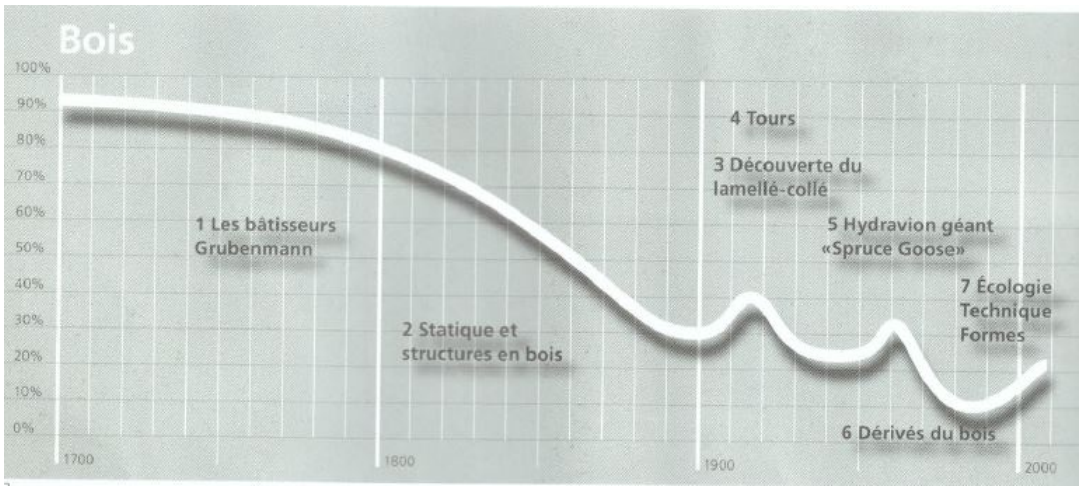
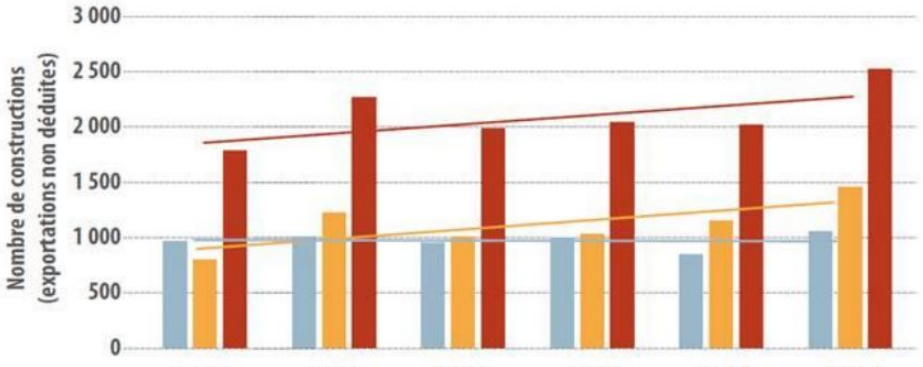


FIGURE 1.2 – évolution de l'utilisation du bois et des techniques de construction de 1700 à 2010 [28]

On voit donc que les principes marquant l'avenir de la construction en bois consistent à envisager une construction économe en énergie et durable, tout en répondant aux exigences de confort des utilisateurs : le marché recherche des solutions minimales pour des exigences maximales[28].

Depuis le début du 21e siècle, l'industrie de la construction en bois reprend un vif essor en Europe. Cette dernière se détache aujourd'hui des anciens chalets ou de constructions pour des milieux défavorisés. Elle ne se limite plus non plus aux maisons unifamiliales[28].
L'évolution des constructions en bois, marquées par leur évolution technique et leurs modes de construction complexes présente un regain d'intérêt au sein de la population[28]. La sensibilisation au respect de l'environnement et à la durabilité des ouvrages sont aussi des facteurs qui influencent cet attrait. Etant donné la forte pression démographique au sein des milieux urbains, construire des bâtiments en bois plus haut tout en conservant un aspect économique présente un intérêt sur le plan sociétal.

Les graphiques et tableaux présentés aux figures 1.3 et 1.4 illustrent l'augmentation de la construction en bois en Belgique. On en ressort comme information la part de marché écrasante de l'ossature bois par rapport aux autres types de systèmes porteurs en bois à travers les figures 2.1 et 2.2[21].



	2011	2012	2013	2014	2015	2016
Wallonie	972	1016	957	995	854	1054
Flandre	805	1224	1006	1032	1155	1455
Total	1711	2240	1963	2027	2009	2509

FIGURE 1.3 – évolution du nombre de constructions en bois en Wallonie et Flandre de 2011 à 2016 [21]

	2011	2012	2013	2014	2015	2016
Permis de bâtir, logements résidentiels – constructions neuves	27 094[1]	23 519[1]	24 767[2]	23 822[2]	25 553[3]	21 928[3]
Nombre de maisons en bois construites (total des maisons fabriquées)	1 777	2 241	1 963	2 027	1 788	2 248
Exportations	175	342	180	135	101	213
Pourcentage des constructions en bois en Belgique ((total – exportations)/ constructions neuves)	**5,91 %**	**8,08 %**	**7,20 %**	**7,94 %**	**6,60 %**	**9,28 %**

FIGURE 1.4 – évolution de la proportion de constructions en bois en Belgique de 2011 à 2016 [21]

Aspect environnemental

Contrairement aux idées reçues, l'exploitation forestière bien comprise est la meilleure garantie de survie de la forêt. Ainsi, dans les pays producteurs de bois pour la construction, la forêt grandit de façon continue. De plus, le bois fixe le dioxyde de carbone alors que les autres matériaux en dégagent. Par conséquent, il constitue un moyen efficace pour lutter contre la pollution et pour limiter l'effet de serre. En effet, le bois absorbe via le phénomène de photosynthèse l'équivalent de 1 tonne de CO_2 pour $1m^3$ produit et rejette en plus 0.7 tonne de O_2[31].

Dès lors, le bois représente un matériau de construction le moins énergivore en terme de production, ce qui en fait un excellent substitut à d'autres matériaux comme l'acier, l'aluminium, le béton ou certains plastiques. Le tableau 1.1 présente un comparatif de la quantité d'énergie nécessaire à la production d'une tonne de matériau[31].

Matériaux	coût énergétique(kWh/t)
Bois	700
Béton	790
Acier	11000
Laine de verre	13000
Aluminium	33000

TABLE 1.1 – coût énergétique en kWh/t comparé à la filière bois[31]

Le bilan carbone total peut être considéré comme positif étant donné que l'arbre retient du CO_2 : la filière bois produit six fois moins de gaz à effet de serre que le béton et quatre fois moins que l'acier[10]. La figure 1.5 illustre ce propos.

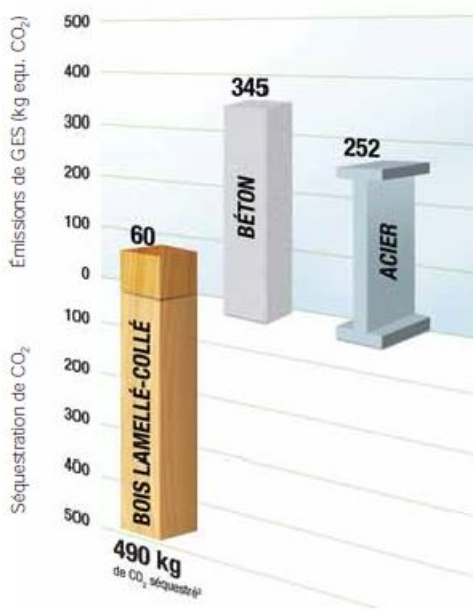


FIGURE 1.5 – données comparatives du cycle de vie d'un bâtiment[10]

En outre, la construction en bois contribue aussi à l'efficacité énergétique du bâtiment grâce à la faible conductivité thermique du matériau. Ceci a pour effet de réduire les ponts thermiques[10].

1.3 Entreprise Mobic



FIGURE 1.6 – logo de l'entreprise Mobic



FIGURE 1.7 – logo de la filiale Scidus

Mobic est une entreprise dont le siège se situe à Harzé dans la province de Liège. Elle érige et développe depuis 1998 des structures en ossature bois, principalement en Wallonie et est à l'origine de plusieurs brevets, comme les toitures VigiToit, les charpentes VigiFermes, les murs VigiMurs et VigiMbob, ainsi que les caissons acoustiques VigiSol. L'entreprise dispose à ce jour de huit brevets[33].

Bien que l'entreprise ait été créée officiellement en 1998, iMax Pro, fondé en 1988 par Monsieur Patrick Moutschen, entrepreneur, représente le point de départ de ce qui deviendra Mobic une décennie plus tard. Il s'agit d'une entreprise au départ axée sur le cabling et la production de panneaux solaires. Elle se réorientera ensuite vers la robotique et deviendra la première ligne de production automatisée de l'ossature bois en utilisant des robots issus de l'industrie automobile. En 2019, Mobic possède six halls de production (8500m^2 au total)[33].



FIGURE 1.8 – visite d'un hangar de production de Mobic (Harzé, 4 février 2019)

La scierie Scidus est quant à elle une filiale de Mobic. Une volonté de l'entreprise, respectueuse de l'environnement, consiste à adopter une stratégie de circuit court. Ceci a pour conséquence de limiter les transports pour la manufacture des éléments préfabriqués sur mesure. Aujourd'hui, Mobic est l'auteur de 150 constructions en ossature bois par an en Belgique[33]. De plus, la préfabrication, bien que plus énergivore et chronophage en amont de conception de projets, permet de réduire la durée des chantiers tout en garantissant une certaine propreté et gestion des déchets [34].

Chapitre 2

La structure en ossature bois

Au sein de ce chapitre, le comportement d'une structure en ossature bois sera expliqué brièvement ainsi que la composition de celle-ci. Le fonctionnement des descentes de charges ainsi que le contreventement seront expliqués de manière résumée. Cependant, ce résumé se focalisera surtout sur le fonctionnement des diaphragmes composés par les murs de refend et le plancher : le comportement de la toiture ne sera pas abordée.

2.1 Le système porteur en ossature bois

Le système porteur en ossature en bois reste largement prédominant sur le marché belge.

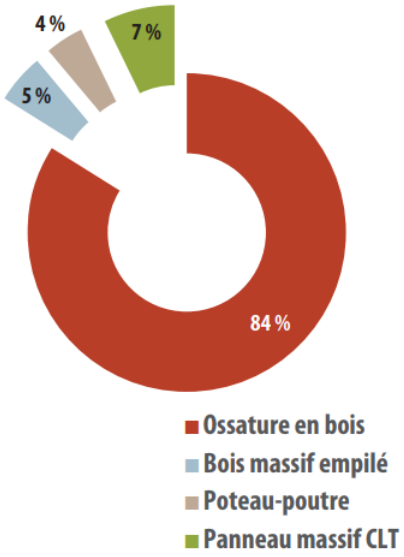


FIGURE 2.1 – proportion des différents types de systèmes porteurs en bois pour les constructions neuves en Belgique en 2016 [21]

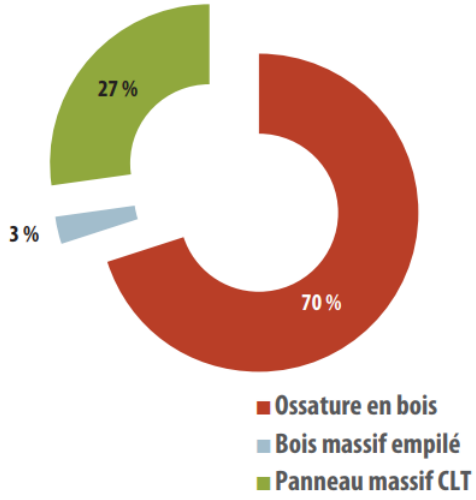


FIGURE 2.2 – proportion des différents types de systèmes porteurs en bois pour les constructions non résidentielles en Belgique en 2016[21]

Avantages

Les avantages de la structure en ossature bois sont [34] :
— une grande préfabrication possible
— la légèreté de la structure permettant une manutention aisée
— le manque de fondations imposantes requises du à cette légèreté
— une intégration directe des éléments isolants dans la paroi
— les faibles coûts de construction pour des habitations résidentielles de faible hauteur
— l'isolation thermique correctement réalisable, réduisant les coûts énergétiques
— le rapidité du montage de la structure (en quelques jours)

Inconvénients

Par contre, ces structures présentent aussi certains inconvénients[29] :
— d'un point de vue acoustique, la conception doit être bien réalisée en amont du projet, les parois fonctionnant comme des caisses de résonance
— ce sont des structures présentant une faible inertie thermique : il faut dès lors songer à rajouter de la masse dans la structure pour compenser cette faiblesse
— les exigences concernant la pose du pare-vapeur sont primordiales : un percement accidentel par les occupants est courant, tout comme un problème de discontinuité lors de la réalisation de l'ouvrage (voir 2.4)

2.1.1 Composition d'un mur en ossature bois

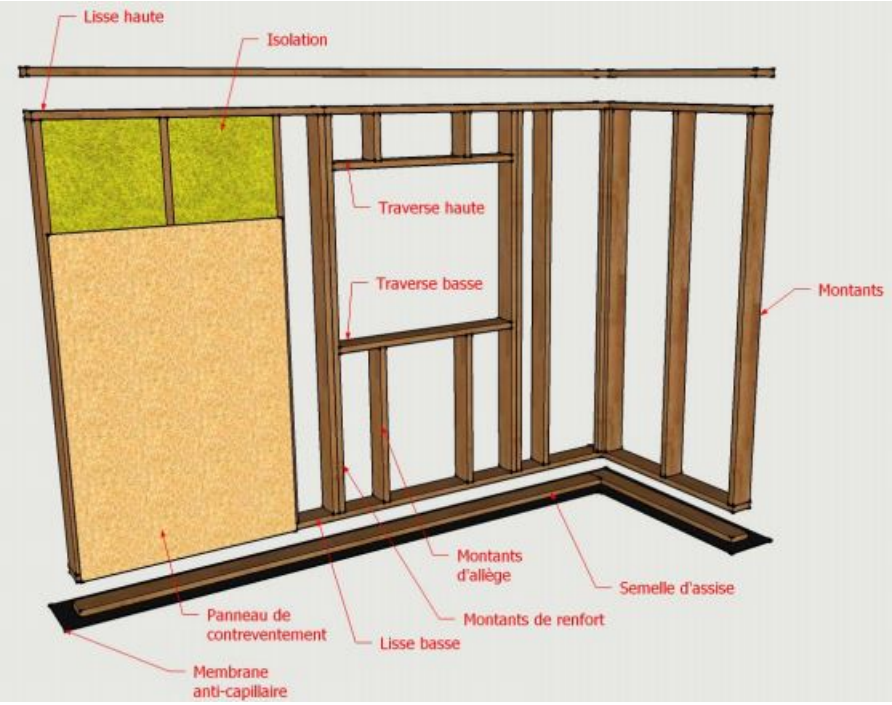


FIGURE 2.3 – terminologie composant la structure en ossature bois [16]

— les **montants** (ou aussi parfois appelés colombages [10]) sont les éléments verticaux de l'ossature. Il est très courant de surdimensionner les montants afin d'introduire l'épaisseur nécessaire d'**isolants** au sein du caisson (en général de 160 à 400mm maximum)

— les **lisses hautes** (ou aussi appelées parfois "sablières hautes") sont les éléments horizontaux composant le haut du caisson. La lisse haute est très couramment dédoublée via des **lisses de chaînage** afin de rigidifier le sommet des caissons et ainsi répartir les charges linéairement
— les **lisses basses** (ou aussi appelées parfois "sablières basses") constituent les éléments horizontaux de la base du caisson
— les **traverses hautes** et **traverses basses** constituent l'ossature des allèges (ouvertures au sein des parois)
— les caissons reposent sur les **semelles d'assises** (ou aussi appelées "lisses de réglage"). Celles-ci sont fixées sur les fondations qui sont généralement en béton ou des blocs de béton cellulaire (comme des blocs Ytong) afin de réduire les ponts thermiques. Celles-ci reposent sur des membranes anti-capillaires afin d'éviter tout phénomène de gonflement ou pourrissement du bois
— les **panneaux de contreventement** (généralement en OSB,en contreplaqué ou constitués de fibres de bois durs) sont fixés sur les montants et lisses à l'aide de connecteurs (généralement des clous, vis ou agrafes).

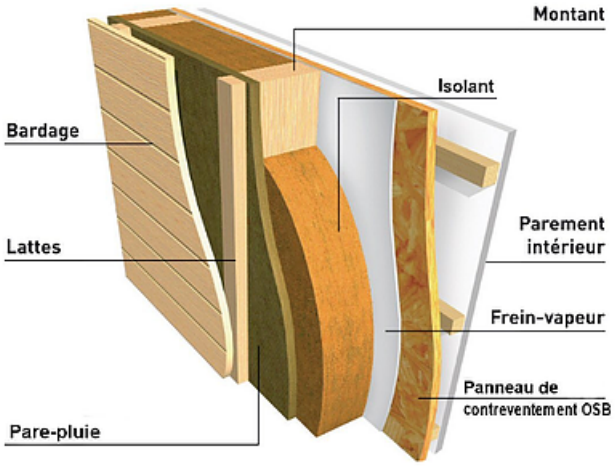


FIGURE 2.4 – composition technologique d'un mur en ossature bois avec un bardage en guise de parement[29]

2.1.2 Systèmes plateform frame et balloon frame

On peut distinguer deux types de mise en oeuvre des montants : le système "plateform frame", consistant à superposer les étages en interrompant la hauteur des montants. En opposition, on distingue le système "balloon frame" ne présentant aucune interruption des montants entre les étages.

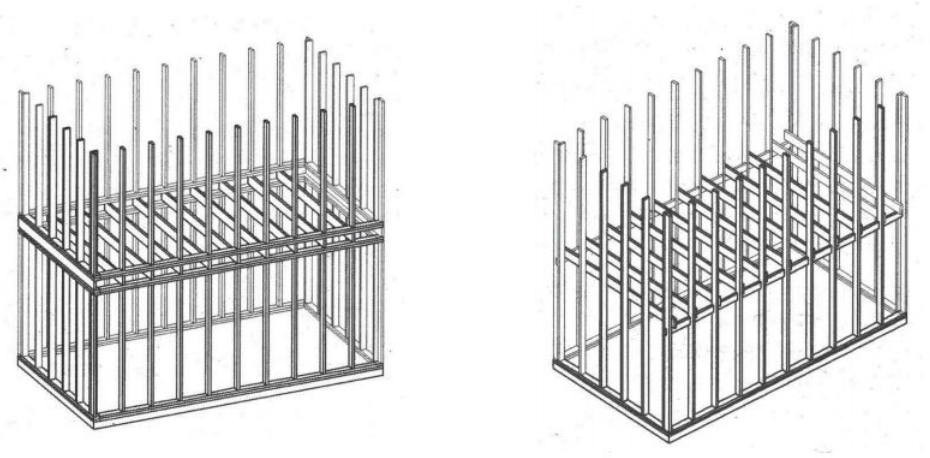


FIGURE 2.5 – différence entre un système plateform frame (à gauche) et balloon frame (à droite) [29]

2.2 Contreventement d'une structure en ossature bois

La reprise des efforts horizontaux tels que le vent au sein des murs est garantie par l'utilisation de panneaux de contreventement. Ceux-ci sont en général des panneaux en OSB (3 ou 4 en fonction de la classe de service attendue),en contreplaqué ou en fibres de bois durs (MDF, HDF). Il existe entre autre d'autres types de panneaux structuraux, comme le Duripanel ou le Fermacell par exemple. Il s'agit respectivement de panneaux composés de ciment et particules de bois, tandis que le Fermacell sont des panneaux en gypse et cellulose [5]. On peut notamment citer aussi l'existence de panneaux structuraux en plâtre, servant dès lors aussi à la protection de la structure face aux incendies. Cependant, ces types de panneaux ne sont pas encore pris en compte au sein de l'Eurocode 5 pour déterminer leur résistance au contreventement.

2.2.1 Reprise des efforts au vent

Les charges latérales dues au vent appliquées sur le pignon ou le long du pan du bâtiment doivent être reprises par les murs de refend, les cloisons intérieures ainsi que le diaphragme de toit et de planchers. Les murs face au vent transmettent la moitié de la charge de vent venant sur les parois à l'étage supérieur et l'autre moitié à l'étage inférieur au niveau des planchers. Ces efforts sont donc transmis au niveau des diaphragmes de planchers agissant comme une poutre horizontale [35] (ce point sera détaillé dans la section 2.3.1).
Ensuite, le diaphragme transmet la charge aux murs de refend et cloisons internes. Par après, les charges sont transmises d'étage en étage jusqu'à atteindre les fondations grâce à la transmission par cisaillement au sein des connecteurs retransmettant ces charges aux montants et diaphragmes[10].

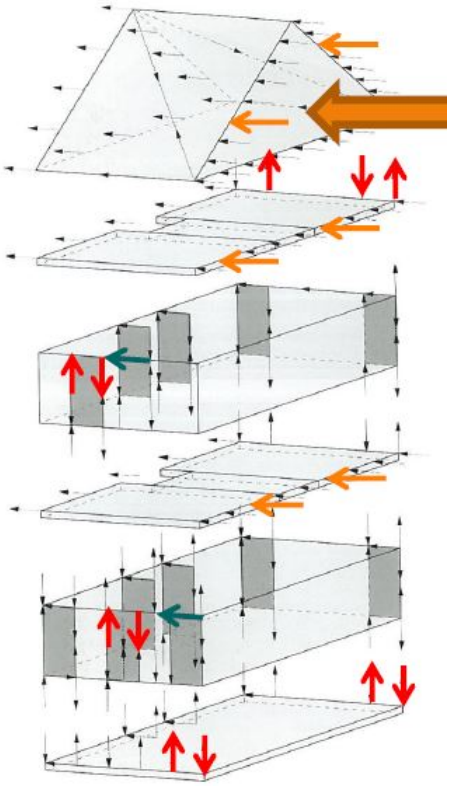


FIGURE 2.6 – représentation de la reprise des efforts au vent par les systèmes de contreventement [37]

La résistance au cisaillement au niveau du rez-de-chaussée du bâtiment ainsi que la capacité résistante aux moments basculants via les dispositifs d'ancrage sont primordiaux pour assurer la stabilité de l'ouvrage. En effet, les systèmes de contreventement au rez-de-chaussée doivent être capables d'accumuler non seulement des charges des étages supérieurs, mais aussi de l'accumulation du cisaillement transmis d'étage en étage afin de les retransmettre aux fondations.

On peut distinguer quatre modes de déformations au sein d'un bâtiment multi-étagés en ossature bois [41] (voir la figure 2.7) :

1. mode du à la flexion avec résistance suffisante(b)
2. mode du à la flexion avec rupture entre les étages(c)
3. mode du au cisaillement avec résistance suffisante(d)
4. mode du au cisaillement avec rupture entre les étages(e)

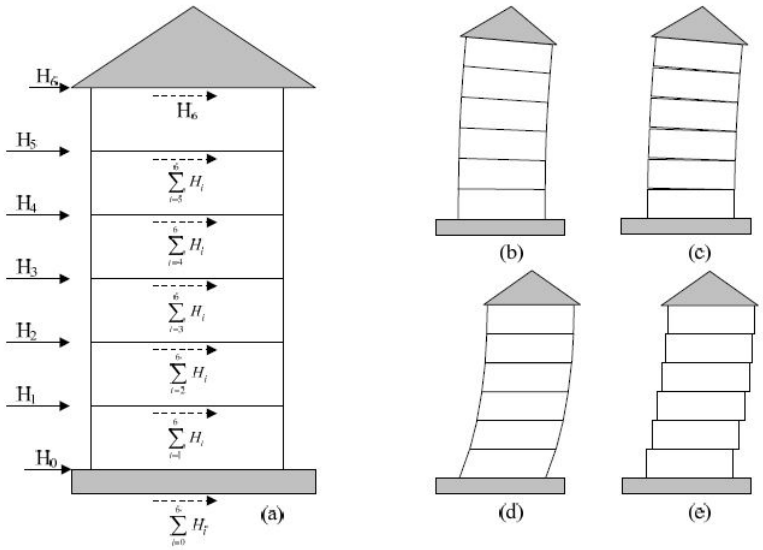


FIGURE 2.7 – répartition des efforts de cisaillement et mode de déformation d'une structure multi-étagées[41]

Ces problèmes de stabilité pour les structures multi-étagées en ossature bois peuvent s'expliquer par la légèreté de la structure[41].

2.2.2 Comportement des systèmes de murs

Il convient tout d'abord de définir le panneau en ossature bois, ses composants ainsi que le fonctionnement global d'un bâtiment réalisé avec ce système porteur. La définition des termes à ce stade de la lecture est indispensable car la même nomenclature sera utilisée à travers l'intégralité de ce travail.

Nomenclature de la composition des murs

En partant hiérarchiquement par ordre croissant, on parle d'un **panneau** quand il s'agit d'un élément composé d'un panneau de contreventement cousu sur les montants et lisses.
Un assemblage de panneaux forme des **murs** et on peut parler de **diaphragmes** quand il s'agit d'assemblages de panneaux situés avant une allège (ouverture dans la paroi, comme pour la présence de portes ou fenêtres).
L'ensemble de ces murs constitue ce qu'on appelle une **paroi** ou encore un **système de murs**.

Pour résumer, on peut parler d'un panneau "p" au sein d'un mur "m" lui-même constituant un système "s". Ce point est important car cette nomenclature sera constamment présente au sein des notations au chapitre lié à la résistance et à la raideur des murs[7].

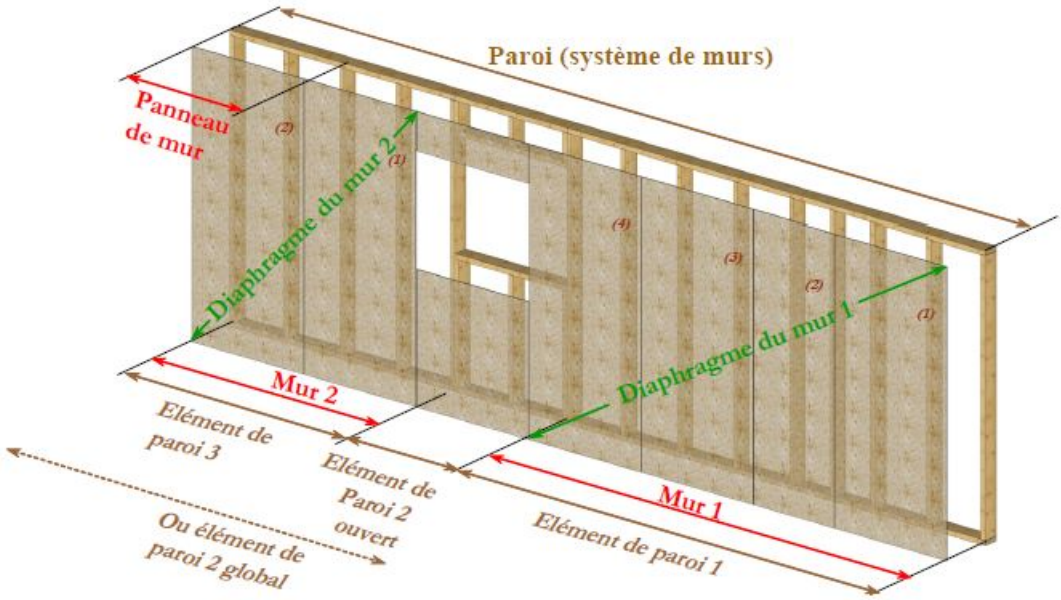


FIGURE 2.8 – vocabulaire lié aux éléments constituant un système de murs[7]

2.3 Comportement des planchers

2.3.1 Rigidité du diaphragme

Il est important de souligner que le concept de rigidité d'un diaphragme est relatif : la rigidité d'un plancher se définit par rapport à la raideur des voiles de contreventement reprenant les efforts de cisaillement. Les figures 2.9 et 2.10 illustrent ce concept. En fonction du rapport entre la raideur des voiles et du plancher, on distingue trois comportements[14][9] :

— le diaphragme est considéré comme **rigide** : les efforts repris par le plancher se répartissent au sein des voiles proportionnellement à leur rigidité
— le diaphragme est considéré comme **semi-rigide** : il s'agit d'un état intermédiaire exigeant une analyse plus poussée
— le diaphragme est considéré comme **flexible** : les efforts repris par le plancher sont alors retransmis aux têtes des voiles proportionnellement à la surface d'influence des voiles

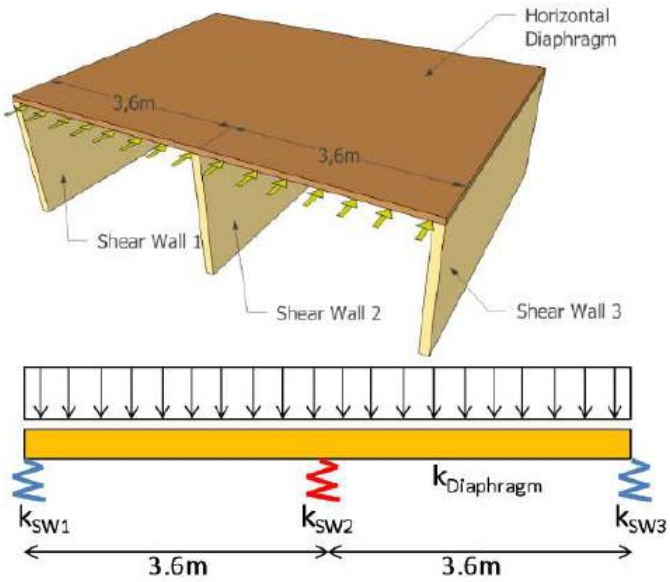


FIGURE 2.9 – représentation schématique de la répartition de reprise des efforts en fonction de la raideur[9]

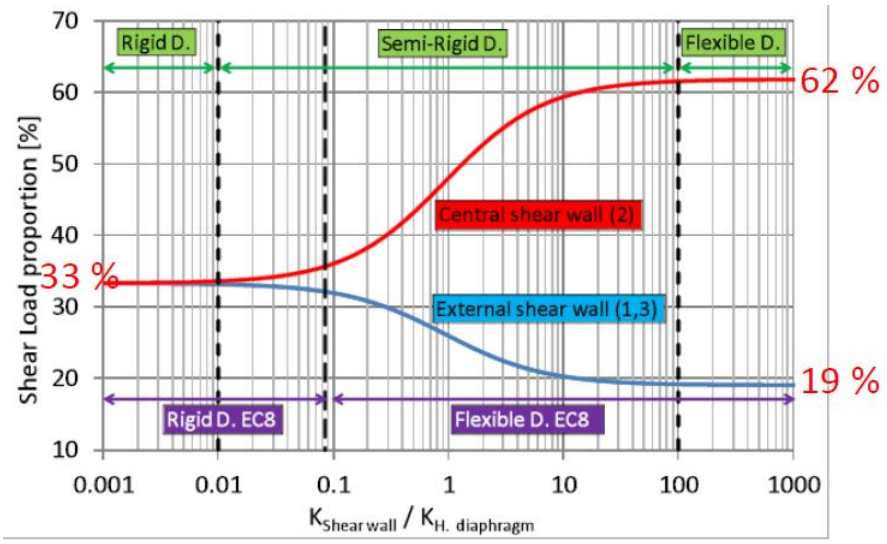


FIGURE 2.10 – définition de la rigidité du diaphragme de plancher en fonction de la raideur des voiles de contreventement et du plancher[9]

Au sein de la littérature, il est couramment admis que l'on puisse considérer les planchers comme rigides par rapport à la raideur des systèmes de murs présents aux étages(B. Kasal, M.S. Collins, O. Paevere et G.C. Foliente, 2004) [2].

2.4 Descente des charges d'une structure en ossature bois

La section présente concerne la descente des charges verticales d'une structure en ossature bois.

Le système plate-forme avec alignement des ossatures permet une descente de charges simple "et donc, de diminuer les charges sollicitantes sur chaque élément considéré séparément" (T. Lejeune, Y. Chashanovski, 2014-2015). Les charges provenant de la toiture (poids propre, charges d'exploitation, neige et vent) sont réparties sur les ossatures porteuses du bâtiment qui les transmettent jusqu'aux fondations.
Au niveau de chaque étage, les charges de plancher (poids propre et charges d'exploitations) sont transmises aux poutres porteuses qui les retransmettent sur les ossatures[11].

Le parcours et cumul des charges se retrouvent en tête de parois des ossatures : on distingue les charges de neige, de vent (donc variables), les permanentes, d'exploitation et de poids propre au niveau supérieur des étages. On peut émettre, "suivant la rigidité de flexion des éléments transversaux disposés dans les parties supérieures des différents niveaux de la construction, que les charges se modélisent souvent avantageusement comme des charges réparties. Les poutres de ceinture, plusieurs lisses supérieures superposées, la présence de poutres de reprise, linteaux ou de chevêtres peuvent jouer le rôle d'éléments de répartition. Cependant, si ces éléments sont absents ou que la rigidité de flexion des pièces est trop faible, les charges sont alors considérées comme ponctuelles"(Programme AQCEN EC5, 2009)[7].
Il est en général admis de considérer que chaque montant reprend la même surface de charge, soit 600mm couramment pour l'entraxe des montants, tant qu'il ne reprend aucune charge ponctuelle, comme par exemple grâce à l'appui d'une poutre. La figure 2.12 présente ce détail structurel.

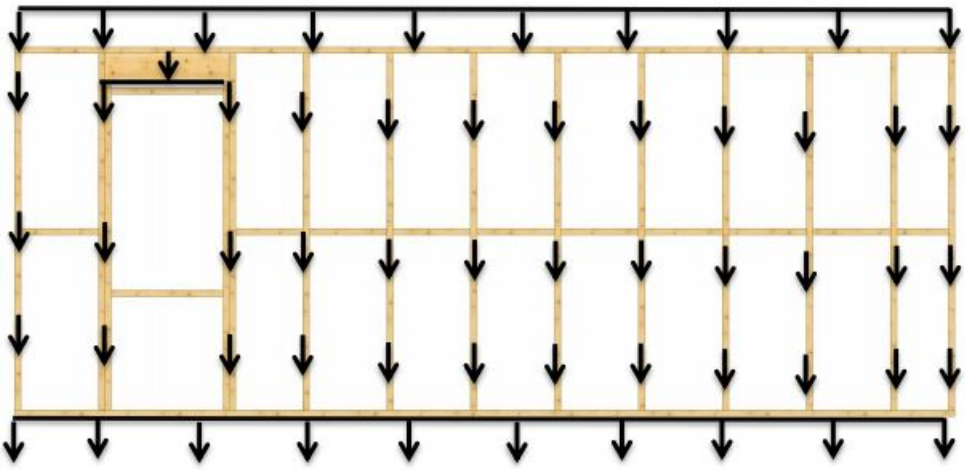


FIGURE 2.11 – schéma de la descente des charges sur un mur en ossature bois [26]

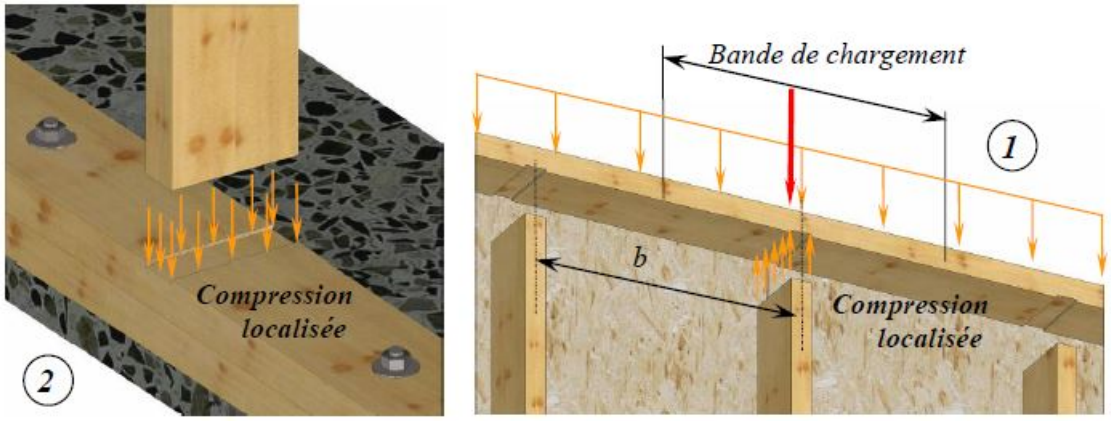


FIGURE 2.12 – compression localisée dans les assemblages des montants [7]

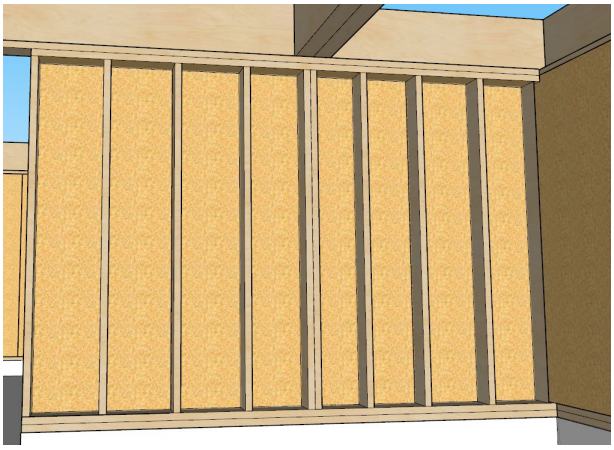


FIGURE 2.13 – renfort des montants au niveau des appuis des poutres

En guise de reprises de charges, les poutres porteuses et de ceinture jouent aussi des rôles importants au sein d'une structure en ossature bois comme on peut le voir sur la figure 2.14.

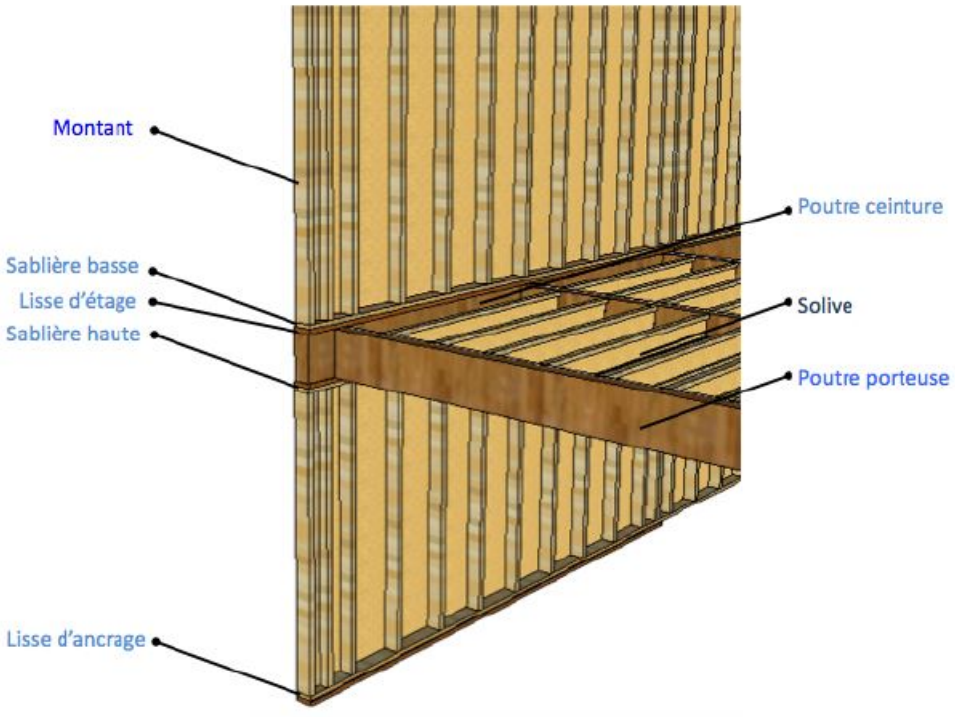


FIGURE 2.14 – éléments de la structure porteuse [11]

2.4.1 Les lisses

Les lisses hautes, basses ainsi que les lisses de chaînage/semelles d'assise sont sollicitées en compression perpendiculaire aux fibres. Il faut dont les dimensionner afin d'éviter l'écrasement des fibres : la résistance des lisses constitue un point critique dans un système multi-étagés à ossature bois[11].

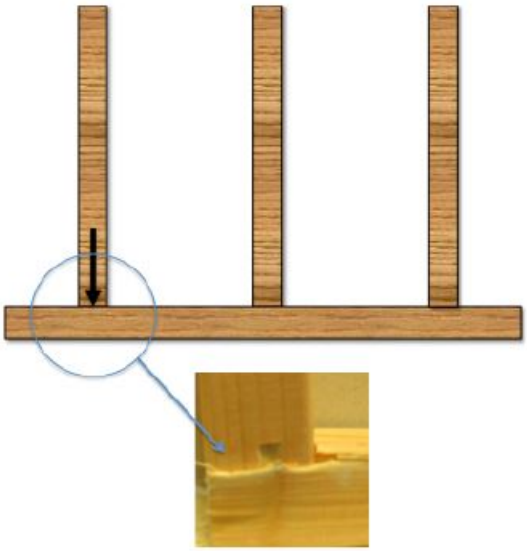


FIGURE 2.15 – écrasement des fibres par compression perpendiculaire en pied de montant [11]

Pour augmenter la résistance de ces dernières, on peut[11] :
— utiliser des essences de bois avec $f_{c,90,k}$ supérieur, ce qui est le cas des feuillus
— augmenter la taille des montants pour augmenter la surface d'appui
— utiliser un dispositif à la jonction pour augmenter localement la surface d'appui des montants sur les lisses (voir figure 2.16 et 6.15)

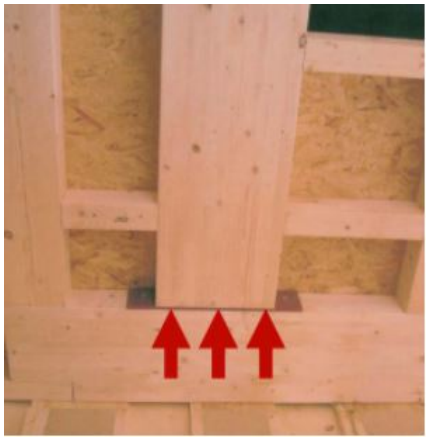


FIGURE 2.16 – dispositif de répartition locale des efforts en pied de montant [11]

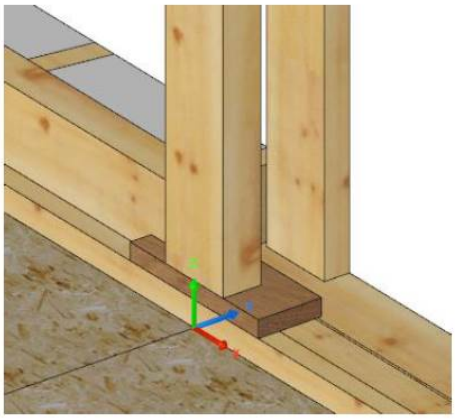


FIGURE 2.17 – dispositif de renfort à l'aide d'un support en hêtre pour la répartition locale des efforts en pied de montant

2.4.2 Les poutres de ceinture

"Les poutres de ceinture sont dimensionnées de façon identique aux sablières : c'est-à-dire à la compression transversale. Cette compression transversale vient d'une part des étages supérieurs et d'autre part des solives de plancher. En ce qui concerne les charges des étages supérieurs, les appuis des éléments sont continus et non ponctuels comme c'est le cas à la jonction des montants et sablières"(T. Lejeune, Y. Chashanovski, 2014-2015)[11].

En ce qui concerne les poutres porteuses, celles-ci reprennent la moitié des charges s'appliquant sur les planchers, ainsi que le poids propre des parois reposant dessus.

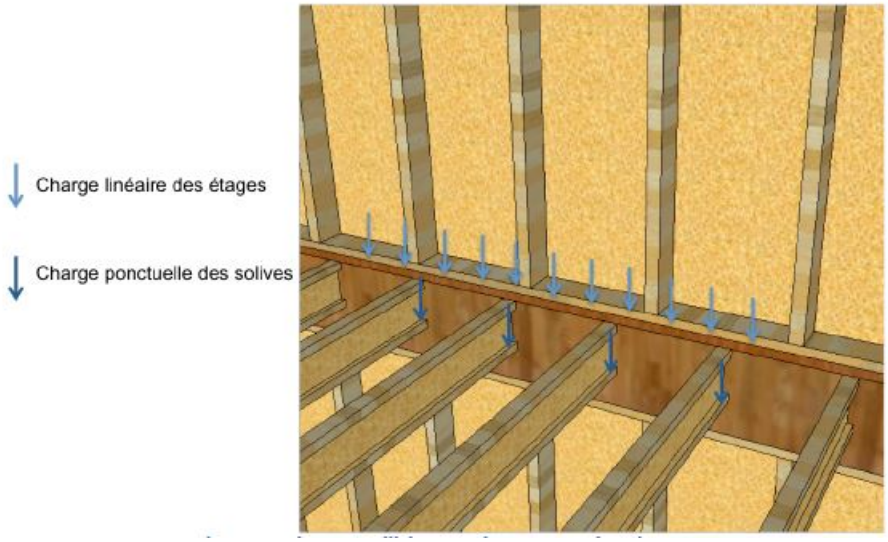


FIGURE 2.18 – charges sollicitantes des poutres de ceinture [11]

2.5 Récapitulatif des critères de dimensionnement

En terme de dimensionnement, le tableau ci-dessous reprend l'ensemble des critères à vérifier pour chaque type d'éléments[11].

Type d'élément	**Critère de dimensionnement**
Montant	ELU : compression axiale
Poutre porteuse	ELU :flexion/cisaillement ELS :déformation
Solive	ELU :flexion/cisaillement ELS :déformation
Poutre de ceinture	ELU :compression transversale
Lisse et sablière	ELU :compression transversale

Deuxième partie

Etude à l'échelle d'un mur en ossature bois

Chapitre 3

Détermination de la raideur des murs

Au sein de ce chapitre, plusieurs méthodes analytiques pour estimer la raideur (dans le domaine élastique) vont être abordées. La contribution des déformations pour chaque méthode sera aussi estimée. Ceci permettra de comparer par la suite avec les résultats obtenus expérimentalement au sein du chapitre 6 pour voir si une méthode semble plus appropriée qu'une autre.

3.1 Estimation de la raideur (ELS)

L'estimation des déplacements horizontaux des structures réalisées en panneaux à ossature bois est au centre de nombreuses discussions concernant les méthodes fiables et sécuritaires à utiliser. Comme expliqué lors de l'introduction, l'Eurocode 5 est malheureusement muet concernant les méthodes à adopter pour le bon dimensionnement des structures. On peut cependant remarquer qu'un grand nombre d'essais ont notamment été réalisés à travers le monde et plusieurs propositions de méthodes figurent au sein d'articles scientifiques. On peut par exemple citer les travaux menés par *Källsner & Girhammar (2009)* pour déterminer analytiquement la raideur d'un élément d'un panneau de mur qui est aujourd'hui la plus communément admise par la communauté [7].

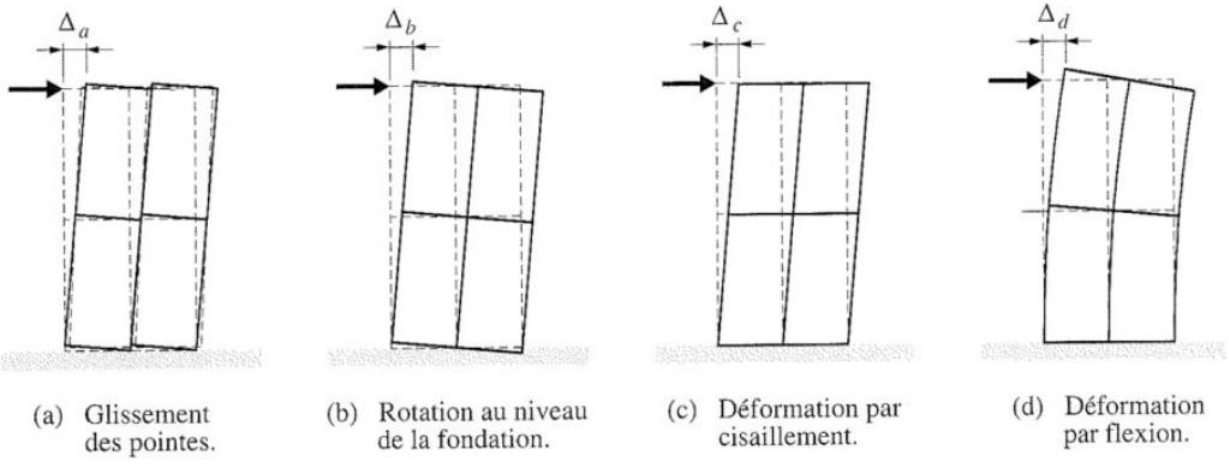


FIGURE 3.1 – quatre modes de déformations possibles suite au contreventement d'un mur en ossature bois [27]

En guise de rappel, la formule liant la force sollicitante et le déplacement engendré est la suivante :

$$F = K \cdot \Delta$$

où F= est la charge en Newton[N], K la constante de raideur en Newton par millimètre [N/mm], Δ est le déplacement engendré en millimètre [mm].

On peut aussi citer les réflexions menées par Casagrande et al. (2015) ainsi que Seim et al. (2014) aboutissant à des expressions différentes de la raideur. Celles-ci sont définies plus loin au sein de cette section. Le Lignum utilisé en Suisse présente une autre approche, bien qu'il se réfère plutôt à l'utilisation d'agrafes en guise de connecteurs.

En terme d'hypothèse, les murs constitués de panneaux en ossature bois fonctionnent sur le principe du cantilever : les panneaux prennent appui les uns sur les autres. Dans ce cas, la raideur du mur équivaut à un système définit par la somme des raideurs des panneaux (hypothèses de systèmes de ressors en série).

3.1.1 Approche analytique proposée par le Lignum

Le Lignum propose plutôt une approche analytique pour le calcul des déplacements d'un mur. Il est dès lors possible d'en tirer directement les différentes contributions à la rigidité des voiles en ossature bois :

- **"la part de raideur due à la sollicitation à l'effort tranchant du revêtement** K_p : celui-ci est sollicité en cisaillement pur parallèlement au bord par le flux de cisaillement dans les moyens de liaison" (R. Brunner et al., 2010) L'hypothèse d'une sollicitation constante au cisaillement sur la hauteur totale de la paroi est établie [8] (1 sur la figure 3.2).
- **la part de raideur due au flux de cisaillement dans les connecteurs** K_{cp} : il s'agit de "la part de déformation des moyens de liaisons mécaniques d'une paroi en ossature revêtue sur une face, résultant d'un flux de cisaillement dans les connecteurs" (R. Brunner et al., 2010) [8] (2 sur la figure 3.2)
- **la part de raideur résultant de la sollicitation à l'effort normal des montants de bord** K_E : on émet "l'hypothèse que la semelle et lisse haute sont interrompues au droit des montants de bord. La reprise des charges dans la zone des joints de parois a lieu par contact des poteaux de bord, ou directement par les pièces métalliques et les moyens de connexion au passage des étages" (R. Brunner et al., 2010) [8] (3 sur la figure 3.2).
- **la part de raideur due à l'ancrage de la paroi** K_h : l'hypothèse est faite que les réactions d'appuis ne sont reprises que par les moyens de connexion. "Il s'ensuit une rotation de la paroi lors de sollicitation par un moment" (R. Brunner et al., 2010) en raison de l'élasticité des ancrages et liaisons de parois [8] (4 sur la figure 3.2).

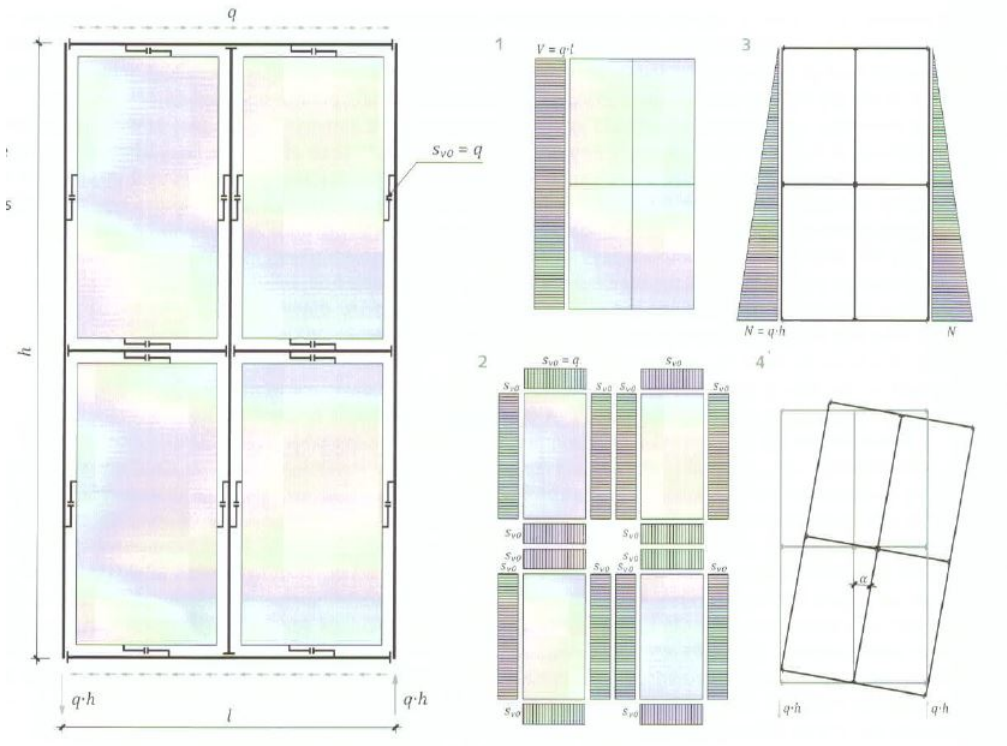


FIGURE 3.2 – modèle rhéologique proposé par le Lignum [8]

L'expression des équations sont les suivantes :

Raideur de cisaillement des panneaux de revêtement

$$K_p = \frac{G \cdot t_p \cdot l}{h}$$

où :
— G est le module de cisaillement du revêtement $[N/mm^2]$
— t_p est l'épaisseur du revêtement [mm]
— l est la longueur de la voile[mm]
— h est la hauteur de la voile [mm]

Raideur de cisaillement des connecteurs

$$K_{cp} = \frac{K_{ser,i} \cdot l^2}{s \cdot 2 * \left[(1+n) \cdot l + (1+m) \cdot h\right]}$$

où :
— s est l'entraxe moyen des connecteurs [mm]
— h la hauteur de la paroi [mm]
— $K_{ser,i}$ est le module de glissement des connecteurs [N/mm] (voir section 3.3.1)
— l est la longueur de la paroi [mm]
— m est le nombre de joints verticaux du revêtement
— n est le nombre de joints horizontaux du revêtement

Raideur due à l'effort axial des montants

$$K_E = \frac{3}{2} \cdot \frac{E_i \cdot A_i \cdot l^2}{h^3}$$

où :

— E_i est le module d'élasticité parallèle aux fibres $[N/mm^2]$
— A_i est la surface des montants $[mm^2]$
— l est la longueur de la paroi [mm]
— h est la hauteur de la paroi [mm]

Raideur due à l'ancrage des parois

$$K_h = \frac{K_{ser,ancrage} \cdot l^2}{h^2}$$

où :

— $K_{ser,ancrage}$ est le module de glissement des assemblages d'ancrage [kN/m]
— l est la longueur de la paroi [mm]
— h est la hauteur de la paroi [mm]

Remarque

Si les voiles sont composées d'un revêtement sur chaque face pour le contreventement, il faut additionner les raideurs K_{cp} et K_p de chaque face.

3.1.2 Modèle proposé par Källsner & Girhammar (2009)

Källsner & Girhammar (2009) ont proposé une formule analytique pour estimer la raideur d'un panneau de murs [7]. Cette formule est la plus communément admise à ce jour. L'expression analytique est la suivante :

$$K_{cp,Källsner} = \frac{F_{v,Ed,S,m,p}}{\Delta_{v,Ed,S,m,p}} = \left[\left(\frac{2}{k_{ser,f} \cdot (b_p + \frac{h}{3}) + k'_{ser,f} \cdot \frac{h}{6}} + \frac{2 \cdot h^2}{k_{ser,f} \cdot b_p^2 \cdot (h + \frac{b_p}{3})} \right)^{-1} \right]$$

où :

— $k_{ser,f} = \frac{K_{ser}}{s}$ et K_{ser}[N/mm/mm] est la rigidité de l'organe d'assemblage aux ELS
— s l'espacement entre les organes sur les montants et traverses périphériques du panneau de mur
— b_p est la longueur de la base du mur[mm]
— $k'_{ser,f} = \frac{K_{ser}}{s'}$[N/mm/mm] représente la rigidité de la couture des montants intermédiaires et s' l'espacement entre les organes sur le montant intermédiaire du panneau
— h représente la hauteur du panneau[mm]
— $F_{v,Ed,S,m,p}$ est respectivement la force horizontale (due au vent) sollicitante à l'ELS s'exerçant en tête de paroi[N]
— $\Delta_{v,Ed,S,m,p}$ représente le déplacement engendré en tête de paroi [mm]

La formule établie par Källsner et Girhammar met en évidence la faible contribution de la couture sur le montant intermédiaire quant à la raideur globable du panneau et tient principalement compte de la contribution de la déformation du panneau due au cisaillement des connecteurs.

La démonstration complète figure au sein des annexes.

3.1.3 Modèle proposé par Casagrande et al.(2015) et Seim et al.(2014)

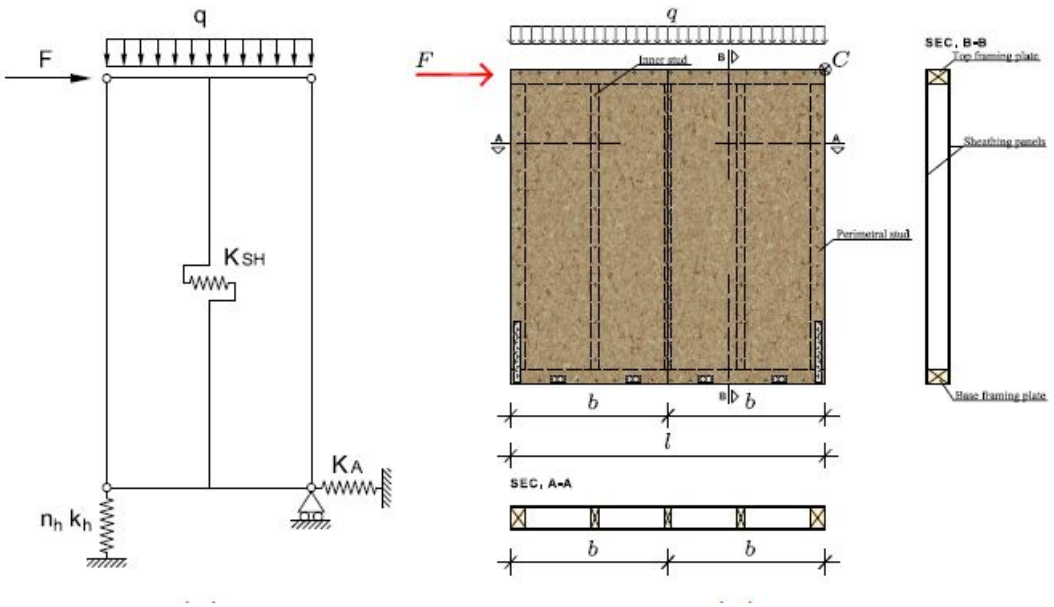


FIGURE 3.3 – modèle rhéologique proposé par Casagrande et al. (2015) [13]

Au sein de la thèse de doctorat de Y. Verdret, d'autres propositions d'estimations de la raideur de murs en ossature bois sont présentes. Celles-ci sont proposées par Casagrande et al. (2015)[13] ainsi que Seim et al.(2014). Un résumé du modèle proposé par Casagrande et al. figure dans les annexes.

Casagrande et al.

Casagrande et al. (2015) ont notamment déterminé comme expression de raideur totale d'un panneau :

$$K_{cp,Casagrande} = \frac{n_{bs} \cdot K_{ser} \cdot b_p}{\lambda(\alpha) \cdot s}$$

où :
— n_{bs} représente le nombre de panneaux de revêtement présents (un ou deux)
— $\lambda(\alpha) = 0.81 + 1.85 \cdot \alpha$
— $\alpha = \frac{h}{b_p}$ et est un facteur tenant compte de l'élancement du panneau
— K_{ser} est le module de glissement des connecteurs [N/mm]

Seim et al.

Seim et al.(2014) ont quant à eux une autre expression avec une formule similaire

$$K_{cp,Seim} = \frac{n_p \cdot K_{ser} \cdot b_p}{\beta(n_p) \cdot s}$$

où :
— $\beta(n_p) = 2 \cdot [1 + 2 \cdot (n_p + 1)]$
— n_p représente le nombre de connecteurs présents sur les montants intermédiaires

3.1.4 Autres contributions à la raideur des panneaux

Selon les auteurs, la nature des autres contributions varient.

D'après Casagrande et al. (2015), on doit aussi tenir compte de[40] :

— la raideur de rotation de corps rigide K_h

— la raideur de translation de corps rigide K_a

— la raideur de déformation du panneau K_p

D'après Seim et al.(2014), les autres contributions sont[40] :

— la raideur de translation de corps rigide K_a

— la raideur de déformation du panneau K_p

— la raideur de déformation axiale des montants K_E

— la raideur de compression des montants K_c

Les contributions supplémentaires à la raideur du panneau prennent en compte les caractéristiques mécaniques et géométriques des éléments le constituant.

$$\frac{1}{K_h} = \frac{h^2}{\tau^2 \cdot b_p^2 \cdot K_{ser,ancrage}}$$

$$\frac{1}{K_a} = \frac{1}{K_{éq} \cdot n_{éq}}$$

$$\frac{1}{K_p} = \frac{h}{G_{OSB} \cdot t_p \cdot b_p}$$

$$\frac{1}{K_E} = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{EA} \cdot \left[b_p + \frac{h^3}{b_p^2} \right]$$

$$\frac{1}{K_c} = \frac{v_{90}}{1.2 \cdot A_{ef} \cdot k_{c,90} \cdot f_{c,90}}$$

où :

— $\tau \cdot b_p$ est la longueur effective de rotation (τ est considéré comme unitaire)

— $\frac{S_{eq}}{b_p} = n_{eq}$ représente le nombre d'équerres de cisaillement en pied de montant

— K_{eq} désigne la raideur des équerres de cisaillement en pied de murs $[N/mm]$

— G_p est le module de cisaillement du panneau $[N/mm^2]$

— t_p est l'épaisseur du panneau [mm]]

— E est le module d'élasticité parallèle aux fibres $[N/mm^2]$

— A est la section du montant $[mm^2]$

— $k_{c,90}$ est le coefficient de modification pour différents types de déformation en compression

— v_{90} désigne un facteur d'échelle pour la déformation en compression perpendiculaire

— $f_{c,90}$ correspond à la contrainte de compression perpendiculaire $[N/mm^2]$

— A_{ef} est la section effective et vaut $A_{ef} = (b_{montant} + 30) \cdot h_{montant} [mm^2]$

Par conséquent, la raideur totale d'un panneau devient donc :

$$K_{Källsner} = \frac{1}{\frac{1}{K_{cp,Källsner}}}$$

$$K_{Lignum} = \frac{1}{\frac{1}{K_{cp}} + \frac{1}{K_E} + \frac{1}{K_p} + \frac{1}{K_h}}$$

$$K_{Casagrande} = \frac{1}{\frac{1}{K_{cp,Casagrande}} + \frac{1}{K_h} + \frac{1}{K_a} + \frac{1}{K_p}}$$

$$K_{Seim} = \frac{1}{\frac{1}{K_{cp,Seim}} + \frac{1}{K_E} + \frac{1}{K_a} + \frac{1}{K_p} + \frac{1}{K_c}}$$

De manière générale, la raideur totale d'un panneau en ossature bois peut être déterminée via la formule suivante :

$$K_{S,m,p} = \frac{1}{\sum_i^n \frac{1}{K_i}}$$

3.1.5 Détermination de la rigidité d'un système de murs

Par après, il conviendra d'introduire un coefficient d'équivalence en composant les panneaux pour constituer un mur : dans ce cas, la raideur du mur équivaut à la somme des raideurs de chacun des panneaux le constituant :

$$K_{S,m} = \sum_p K_{S,m,p}$$

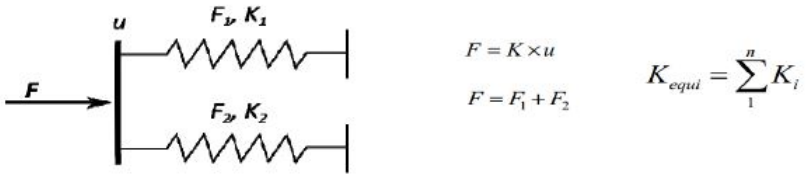


FIGURE 3.4 – modélisation des panneaux constitués de deux revêtements [17]

Ce qui est le principe de la modélisation d'un système de ressors en parallèle, valable si on émet l'hypothèse que "le déplacement d'un système de murs équivaut au déplacement de chacun de ses éléments" (T. Fischer, 2014) [17]. Dans les faits, les calculs sont simplifiés via le coefficient d'équivalence $C_{eq,S,m,P}$ et est défini comme le ratio entre la raideur d'un panneau de murs (p) appartenant à un mur (m) du système du murs (S) par rapport à la raideur du panneau de mur le plus large ou rigide $K_{p,ref}$. Ce dernier est considéré comme le mur de référence de l'ensemble du système de murs.

$$C_{eq,S,m} = \frac{\sum_p K_{S,m,p}}{K_{p,ref}} = \sum_p C_{eq,S,m,p}$$

Ce point sera mis en application dans le chapitre consacré à l'étude du bâtiment de référence (voir 8.6).

3.2 Comparaisons des résultats théoriques aux ELS et conclusions

Le tableau 3.1 présente la contribution des différentes sources de raideur (en [N/mm]) en fonction des méthodes (et donc des modèles rhéologiques) proposées pour un mur constitué de deux panneaux. C'est en effet la configuration qui sera testée par la suite en laboratoire.

La configuration du panneau estimée est la suivante :

— les montants et lisses sont de classe C24 (200x60mm)
— les connecteurs sont des clous crantés de ∅ 3.3x60mm de longueur
— les dimensions des panneaux sont de $1200x2400mm$
— huit équerres de cisaillement Titan TTF200 de chez Rothoblaas [32] ($K_{ser} = 8479N/mm$)
— deux équerres d'ancrage WHT 540 de chez Rothoblaas [32] ($K_{ser} = 6609N/mm$)

méthode	K_{cp}	K_h	K_a	K_p	K_E	K_c	K_{tot}
Lignum [N/mm]	2827.02	14061.26		16890.50	87037.87		**2018**
% (déformation)	71.38	14.35		11.95	2.32		**100**
Källsner [N/mm]	1887.01						**3774.02**
% (déformation)	100						**100**
Casagrande et al. [N/mm]	1890.86	14061.26	33916	8445.25			**2674.26**
% (déformation)	70.72	9.51	3.94	15.83			**100**
Seim et al. [N/mm]	1713.40		33916	8445.24	28777.98	133437.2	**2584.74**
% (déformation)	75.43		3.81	15.30	4.49	0.97	**100**

TABLE 3.1 – comparaison de la contribution des déformations en fonction des méthodes proposées (mur standard, entraxe s=150mm)

méthode	K_{cp}	K_h	K_a	K_p	K_E	K_c	K_{tot}
Lignum [N/mm]	2827.02	-		16890.50	87037.87		**2356.14**
% (déformation)	83.34	0		13.95	2.71		**100**
Källsner [N/mm]	1887.01						**3774.02**
% (déformation)	100						**100**
Casagrande et al. [N/mm]	1890.86	-	33916	8445.25			**2955.29**
% (déformation)	78.15	0	4.36	17.50			**100**
Seim et al. [N/mm]	1713.40		33916	8445.24	28777.98	133437.2	**2584.73**
% (déformation)	75.43		3.81	15.30	4.49	0.97	**100**

TABLE 3.2 – comparaison de la contribution des déformations en fonction des méthodes proposées en supposant un ancrage total (mur standard, entraxe s=150mm)

méthode	K_{cp}	K_h	K_a	K_p	K_E	K_c	K_{tot}
Lignum [N/mm]	5654.04	14106.36		33781	87037.87		**3459.32**
% (déformation)	61.18	24.60		10.24	3.94		**100**
Källsner [N/mm]	3774.02						**7548.04**
% (déformation)	100						**100**
Casagrande et al. [N/mm]	3781.73	14061.26	33916	16890.50			**4714.35**
% (déformation)	62.33	16.76	6.95	13.96			**100**
Seim et al. [N/mm]	3426.79		33916	16890.50	28777.98	133437.2	**4730.93**
% (déformation)	69.03		6.97	14	8.22	1.77	**100**

TABLE 3.3 – comparaison de la contribution des déformations en fonction des méthodes proposées avec deux revêtements en OSB

méthode	K_{cp}	K_h	K_a	K_p	K_E	K_c	K_{tot}
Lignum [N/mm]	5654.04	14061.26		16890.50	87037.87		**3137.98**
% (déformation)	55.50	22.32		18.58	3.61		**100**
Källsner [N/mm]	3814.95						**7629.90**
% (déformation)	100						**100**
Casagrande et al. [N/mm]	3781.83	14061.26	33916	8445.25			**4137**
% (déformation)	54.70	14.71	6.10	24.49			**100**
Seim et al. [N/mm]	3426.80		33916	8445.25	28777.98	133437.2	**4149.77**
% (déformation)	60.55		6.12	24.57	7.21	1.55	**100**

TABLE 3.4 – comparaison de la contribution des déformations en fonction des méthodes proposées avec un entraxe de 75mm

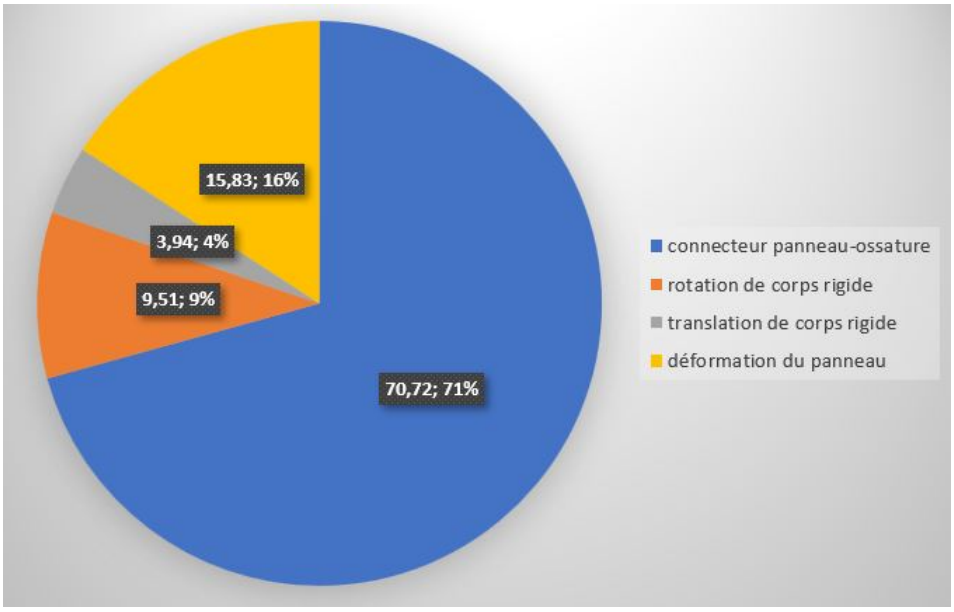


FIGURE 3.5 – contribution des déformations d'un panneau "standard" via la méthode de Casagrande

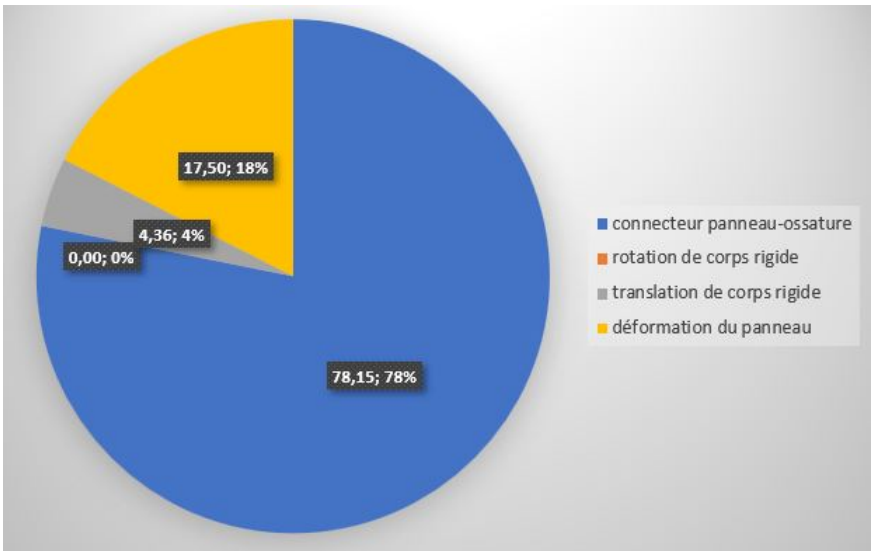


FIGURE 3.6 – contribution des déformations d'un panneau "standard" via la méthode de Casagrande en supposant un ancrage complet

3.2.1 Conclusions

On peut tirer comme conclusions que la méthode proposée par Källsner semble donner des valeurs la raideur des panneaux et murs, tandis que les méthodes proposées par Casagrande et al. ainsi que Seim et al. donnent des estimations de la raideur fort proches.
Si l'on considère un ancrage complet des murs en ossature bois, on remarque sur base du graphique 3.6 que les contributions majeures à la déformation totale sont majoritairement celles dues aux cisaillement des connecteurs ainsi que la déformation des panneaux de contreventement. Cependant, les autres modèles peuvent présenter trop de paramètres (comme le module de glissement des ancrages et équerres), ce qui n'est pas toujours aisé à intégrer dans un contexte de prédimensionnement. Un modèle "alternatif" ne prenant en compte que la contribution de la raideur apportée par le cisaillement des connecteurs ainsi que la déformation des panneaux peut être une approche intéressante afin d'estimer rapidement la raideur d'un mur en ossature bois.

$$K_{alt} = \frac{1}{\frac{1}{K_{cp}} + \frac{1}{K_p}}$$

En guise de comparaison, on obtient comme valeurs :

configuration	**méthode**	$K_i[N/mm]$	$K_{alt}[N/mm]$	**ratio**
s=150mm	Lignum	2018	2421.69	1.20
	Casagrande	2674.26	3089.91	1.16
	Seim	2584.74	2848.82	1.10
s=75mm	Lignum	3137.98	4236.04	1.35
	Casagrande	4714.35	6179.81	1.31
	Seim	4159.77	5697.64	1.37
2 panneaux OSB	Lignum	3459.32	4843.39	1.40
	Casagrande	4714.35	6179.82	1.31
	Seim	4730.93	5697.64	1.20

TABLE 3.5 – comparaison des raideurs totales des murs étudiés en fonction de la méthode

On remarque au sein du tableau 3.5 qu'à l'exception de la méthode du Lignum avec une configuration d'entraxe des connecteurs de 75mm, cette méthode alternative surestime entre 10 à 40 % la raideur des murs.

3.3 Influences d'autres paramètres sur la raideur

3.3.1 Influence des connecteurs sur la raideur des panneaux

D'après William McCutcheon, le comportement d'arrachement des connecteurs au sein d'un mur dépend surtout de la résistance et raideur de ces derniers. Il est possible de prédire la performance du mur si l'on connaît le comportement charge-déplacement de celui-ci. Cette dernière peut être déterminée via la norme EN 26891. Par conséquent, il s'agit d'un paramètre influençant grandement la raideur d'un panneau [20].

L'Eurocode 5 propose comme formules d'estimation du module de glissement des connecteurs :

$$\begin{cases} K_{ser} = \frac{\rho_m^{1.5} \cdot d^{0.8}}{30} & \text{pour l'utilisation de clous et vis} \\ K_{ser} = \frac{\rho_m^{1.5} \cdot d^{0.8}}{80} & \text{pour l'utilisation d'agrafes} \end{cases}$$

où $\rho_m \sqrt{\rho_{m,1} \cdot \rho_{m,2}}$ où $\rho_{m,1}$ et $\rho_{m,2}$ sont respectivement les masses volumiques moyennes des panneaux de contreventement et des montants.

On remarque cependant que l'Eurocode 5 ne prend pas en compte la longueur des connecteurs dans l'estimation du module de glissement. De nombreux essais au sein de la littérature scientifique témoignent aussi de l'influence d'autres paramètres non pris en compte par l'Eurocode 5, comme la présence de moisissure, le matériau du panneau et son épaisseur, ainsi que la résistance élastique des connecteurs[20].

Du graphique trouvé dans le mémoire de monsieur Tunis Hoekstra présentant le déplacement de connecteurs dans des panneaux d'OSB, on peut constater plusieurs observations :

— augmenter directement le diamètre des connecteurs augmente directement la raideur de l'assemblage, mais le palier plastique présente une allure fortement similaire mais décalée (en atteignant leur résistance maximale aux mêmes déplacements pour une épaisseur de panneau identique)

— on assiste à un gain de résistance et raideur en plaçant les connecteurs dans le sens parallèle aux fibres du montant

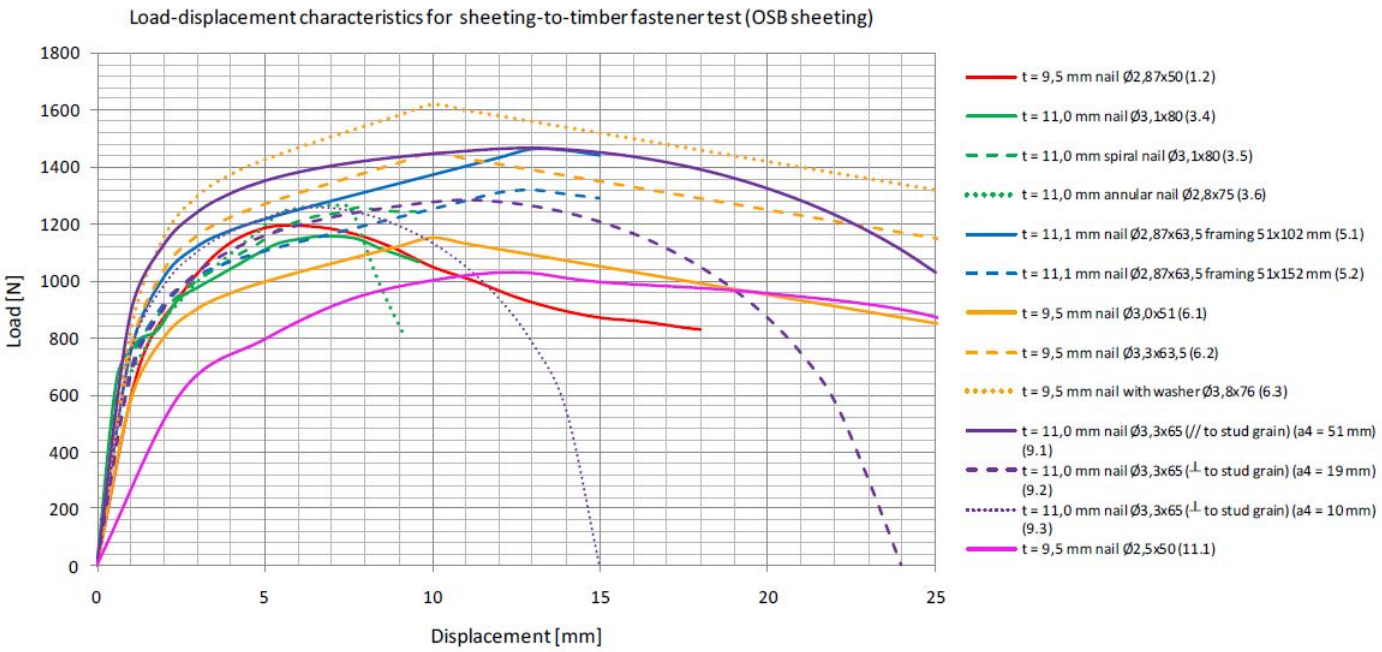


FIGURE 3.7 – courbe force/déplacement des connecteurs dans des panneaux d'OSB[20]

3.3.2 Influence de l'ancrage

Si aucune charge verticale n'est appliquée sur la lisse haute d'un mur en ossature bois, il convient d'installer des dispositifs d'ancrage (souvent des équerres) suffisants pour éviter l'entrée en rotation du mur et ainsi l'arrachement des connecteurs au niveau de la lisse basse, ainsi que les vis entre le pied du montant et la lisse basse. En effet, comme il est illustré au sein de la figure 3.8, l'absence ou l'inefficacité d'un dispositif d'ancrage engendre la reprise des efforts en traction $F_{i,t,Ed}$ par les connecteurs à la base du panneau. Ceux-ci engendre alors des efforts parasitaires perpendiculaires au sens de sollicitation des connecteurs au cisaillement, provoquant ainsi une rupture fragile à la base du panneau[20].

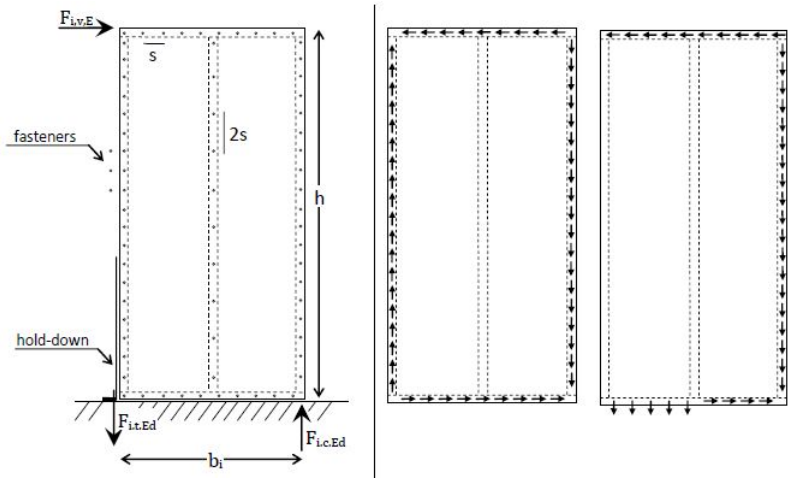
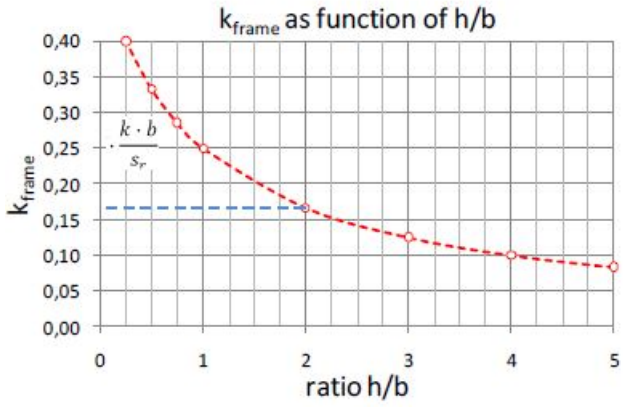


FIGURE 3.8 – distribution et orientation des contraintes dans les connecteurs en cas d'ancrage complet (à gauche) et partiellement encastré (à droite)[20]



[H]

FIGURE 3.9 – raideur du mur k_{frame} en fonction de l'élancement h/b (Källsner & Girhammar (2009))[20]

3.3.3 Influence de l'élancement des panneaux

Ce paramètre est pertinent à prendre en compte car les exigences architecturales contraignent couramment les concepteurs à installer des panneaux de faible largeur au sein des murs (présence d'allèges pour les fenêtres, baies vitrées, présence de portes etc).

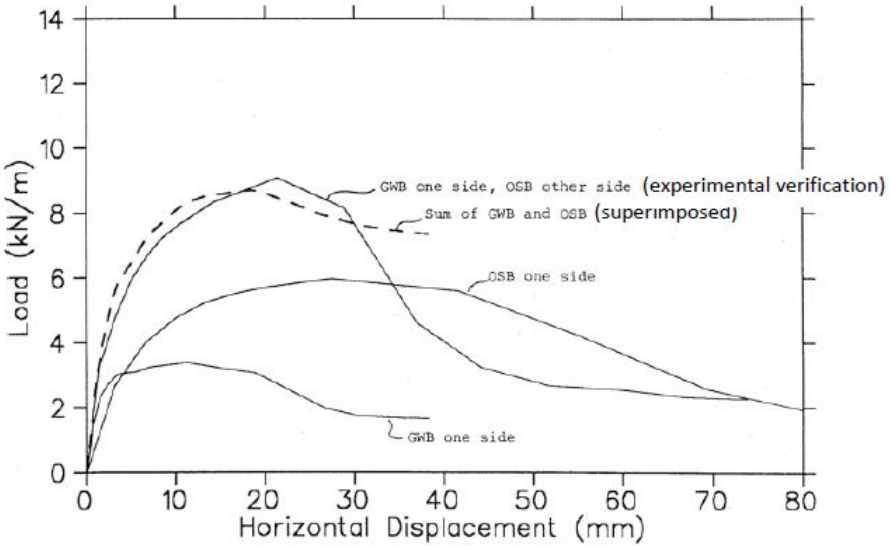
Des essais réalisés par Salenikovich (2000) ont pu mettre en évidence qu'un panneau disposant d'un élancement important engendre des déplacements plus importants dus à la rotation de celui-ci, sans pour autant atteindre la rupture par plastification des connecteurs (Källsner & Lam, 1995)[20].

Källsner & Girhammar ont aussi proposé en 2009 une méthode analytique basée sur le ratio hauteur/base d'un panneau. Il s'agit d'un modèle plastique basé sur l'hypothèse d'ancrage complet du panneau. La raideur du tableau est approximée par :

$$k_{frame} = \frac{k \cdot b}{2 \cdot (1 + \frac{h}{b}) \cdot s}$$

où k est le module de glissement des connecteurs (en [N/mm]), b la base du panneau en [mm], h la hauteur du panneau en [mm] et s l'entraxe des connecteurs en [mm]. Intuitivement, la raideur est décroissante avec l'augmentation de l'élancement du panneau. On remarque que la raideur d'un panneau élancé voit sa raideur réduite de 50% pour des élancements supérieurs ou égaux à 4 :1 par rapport au panneau standard (2 :1). Il est à préciser que dans la pratique, le ratio ne peut être inférieur à deux pour des raisons technologiques. En effet, la largeur standard des panneaux de contreventement sur le marché est couramment de 1,2m, pour des hauteurs de murs d'environ 2.4m [20].

Dans le cas de murs composés de plusieurs panneaux, le ratio ne peut être diminué en considérant la largeur totale du mur car les panneaux finissent par entrer en rotation individuellement lors de la mise en charge des murs. Il est aussi à noter qu'on peut rencontrer des contradictions au sein de la littérature : certaines sources affirment que la raideur d'un diaphragme peut être estimée en sommant la raideur individuelle des panneaux. D'autre part, certains tests semblent souligner que la raideur d'un diaphragme de mur ne dépend pas du nombre de panneaux à cause de la mise en rotation et du glissement de ceux-ci lors de la mise en charge.



[!h]

FIGURE 3.10 – courbe force/déplacement en combinant de l'OSB et des panneaux de gypse (Ceccotti & Karacabeyli(2002))[20]

Influence de l'asymétrie des panneaux en cas de double voilement

Dans ce cas de configuration, il est couramment admis qu'on puisse modéliser la raideur équivalente d'un panneau comme la mise en parallèle de deux ressors de raideurs k_1 et k_2 (voir section 3.1.5)[20].

$$F_{total} = F_1 + F_2 = (k_1 \cdot u) + (K.u) = (k_1 + k_2) \cdot u$$

Et donc, $k_{eq} = k_1 + k_2$

En effet, des essais monotones menés par Ceccotti & Karacabeyli (2002) ont pu mettre en évidence en testant des caissons munis d'OSB, de GWB (panneaux de gypse) puis les deux simultanément que la loi de superposition restait valide jusqu'à des déplacements de 50mm (voir figure 3.10)[20]

Sinha et Gupta ont démontré que jusqu'à rupture du panneau de gypse, ce dernier reprenait des charges quatre fois supérieures à l'OSB grâce à la plus grande raideur du gypse par rapport à l'OSB : le panneau le plus raide reprend logiquement le plus d'efforts au sein du système de ressors mis en parallèle. Après la rupture des panneaux de gypse, les déformations au sein de l'OSB s'accroissent de manière bien plus significative. Les tests ont dévoilé l'incrément de raideur de 50%, mais ne représentent un gain de résistance que de 0.8% [20].

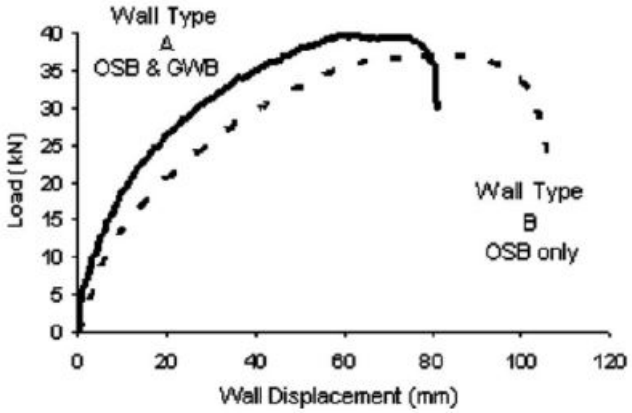


FIGURE 3.11 – graphique force/déplacement en combinant de l'OSB et des panneaux de gypse (Sinha & Gupta, 2009)

Chapitre 4

Détermination de la capacité résistante des murs (ELU)

Au sein de chapitre, plusieurs méthodes d'estimation de la résistance d'un panneau en ossature bois seront présentées. Sur base des estimations de résistance théoriques de murs en ossature bois, ces dernières seront ensuite comparées avec les valeurs obtenues expérimentalement. Des configurations de murs lors des essais ont par la suite été choisies de telle manière à observer une différence significative de résistance et raideur. Le mode de rupture attendu théoriquement sera aussi vérifié lors des essais en laboratoire.

L'estimation de la résistance au cisaillement des panneaux est réalisée en théorie de façon sécuritaire et est fournie par l'Eurocode 5[12]. Celle-ci propose deux méthodes : la A et la B. Au sein de la méthode AQCEN, une proposition de méthode C est suggérée. Comme on peut le constater, une méthode unique n'a pas encore été établie à l'échelle européenne et "la démultiplication du nombre de méthodes de vérification constitue un frein à l'uniformisation des démarches à travers l'Europe"(Programme AQCEN, 2009) [7].

Au sein de la littérature scientifique, plusieurs approches peuvent être trouvées concernant la distribution des efforts au sein des connecteurs.

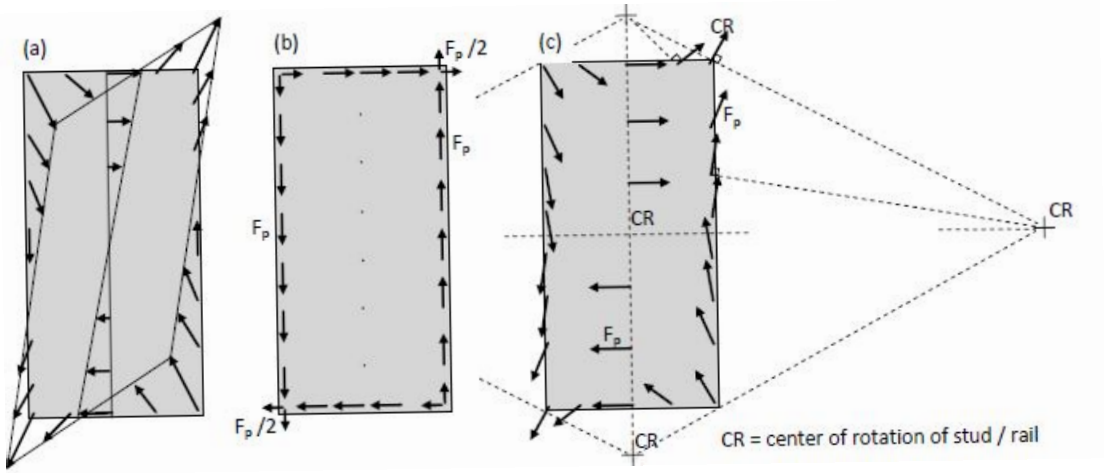


FIGURE 4.1 – efforts au sein des connecteurs pour un panneau complètement ancré (h/b=2). a) distribution élastique des efforts, b) distribution plastique selon la "lower bound method", c) distribution plastique des forces selon la "upper bound method"[4]

La figure 4.1 (a) présente une distribution des forces au sein des connecteurs suivant un modèle

linéaire élastique. Pour ce type de modèle, la raideur des connecteurs est indépendante de la direction des forces et la charge sollicitant chaque clou diffère en fonction de sa position au sein du panneau. Cependant, des campagnes d'essais ont pu mettre en évidence que cette approche a tendance à sous estimer la véritable résistance des panneaux en ossature bois [4].

La figure 4.1 (c) présente une distribution plastique des efforts au sein des connecteurs, basée sur la "upper bound method" : les trois montants et deux lisses pivotent suivant leur centre de rotation. Vu qu'on émet comme hypothèse la plastification des connecteurs, ces derniers sont tous soumis aux mêmes contraintes de cisaillement. Cette méthode est approchée via un théorème cinématique, et plus particulièrement via le principe des travaux virtuels (le travail interne de tous les connecteurs équivaut à la somme des forces externes). Cependant, des essais ont mis en évidence la surestimation de la résistance des panneaux via cette approche.[4]

La figure 4.1 (b) présente une distribution plastique suivant la "lower bound method". On suppose ici un pur flux de cisaillement le long des coutures sur le caisson. Par conséquent, chaque connecteur est considéré comme sollicité au maximum de sa capacité de résistance plastique. De plus, on considère que les éléments qui composent le caisson sont flexibles (courant pour une structure en ossature bois). Par conséquent, la distribution des forces est considérée comme parallèle aux lisses et montants[4].

Cette dernière méthode a montré une forte concordance par rapport aux observations et résultats obtenus expérimentalement. De plus, cette dernière a pour avantage d'apporter des estimations de résistance au maximum valant l'approche de la "upper bound method" (donc sécuritaire). De plus, elle est aisément calculable sans émettre des hypothèses ou modélisations complexes. Par conséquent, c'est cette dernière qui a été incluse au sein de l'Eurocode 5, que l'on retrouve encore aujourd'hui sous le nom de "méthode A".

En Belgique, la majorité des bureaux d'études utilise principalement la méthode A. La méthode B prend en compte l'effet stabilisant des descentes de charges verticales sur les montants (contribue à empêcher le soulèvement du montant en traction). Cependant, cette méthode est considérée comme peu représentative de la réalité si les charges verticales appliquées sont trop faibles ou importantes[17]. Quant à la C, celle-ci est une méthode proposée en 2006 par Bod Griffiths, Vahik Enjily, Hans Blass et Bo Källsner en 2006. Celle-ci est une alternative à la méthode A et B mais n'est encore qu'au stade de "prémisse" [7].

4.1 Méthode A

Cette méthode de vérification ne peut s'appliquer que si[7] :

1. les montants au vent aux extrémités d'un mur sont ancrés rigidement au sol ou à la structure située en dessous lorsque ces montants sont tendus
2. elle n'est applicable que si la raideur des ancrages engendre un déplacement en tête de panneau n'excédant pas 20% du déplacement total
3. elle admet que les systèmes de murs et ses composants fonctionnent en cantilever

Par conséquent, la méthode A néglige la contribution des ancrages quant à la résistance des murs travaillants. De plus, le mur est considéré comme un système en porte-à-faux.

Résistance au cisaillement d'un panneau de mur

Donc, la résistance au cisaillement d'un panneau de mur est obtenue comme[7] :

$$F_{v,Rd,S,m,p} = 1,2 \cdot n_{S,m,p} \cdot \frac{F_{f,Rd} \cdot b_{S,m,p} \cdot c_{S,m,p}}{s}$$

où

$$c_{S,m,p} = \begin{cases} 1 & \text{pour } b_0 \leqslant b_{S,m,p} \text{ et b en [mm]} \\ \frac{b_{S,m,p}}{b_0} & \text{avec } b_0 = \frac{h_{S,m}}{2} \text{ et h en [mm]} \end{cases}$$

$$n_{S,m,p} = \begin{cases} 1 & \text{si un voile travaillant sur une seule face du mur} \\ 2 & \text{si deux voiles travaillants parfaitement identiques} \\ \frac{F_{v,Rd,max,S,m,p+0,75 \cdot F_{v,Rd,\min\ S,m,p}}}{F_{v,Rd,\max\ S,m,p}} & \text{si deux voiles travaillants différemment avec raideur identiques} \\ \frac{F_{v,Rd,max,S,m,p+0,5 \cdot F_{v,Rd,\min\ S,m,p}}}{F_{v,Rd,\max\ S,m,p}} & \text{si deux voiles travaillants différemment} \end{cases}$$

— $F_{v,Rd,\max\ S,m,p}$ est la résistance au contreventement du côté le plus résistant
— $F_{v,Rd,\min\ S,m,p}$ est la résistance du contreventement du côté le moins résistant
— $F_{f,Rd}$ est la résistance au cisaillement d'un organe de fixation du panneau (ici des pointes) incluant l'effet de corde[N]
— $b_{S,m,p}$ est la largeur du panneau de mur[mm]
— $n_{S,m,p}$ est le coefficient de composition du panneau de murs
— $c_{S,m,p}$ est le coefficient de dimension du panneau de murs
— s est l'espacement constant des organes à la périphérie du panneau de murs[mm]
— $h_{S,m}$ est la hauteur du panneau du mur

De plus, la résistance au cisaillement du mur est égale à la somme des résistances des organes de liaison placés sur la largeur du panneau $b_{S,m,p}$.

Pour rappel, cette méthode émet aussi l'hypothèse que la distribution des efforts au sein des connecteurs est uniforme sur les bords du panneau et qu'ils sont sollicités dans la même direction. Cette hypothèse est vérifiable lorsque la largeur du panneau est supérieure à $h_{S,m,p}/2$. Dans le cas contraire, la résistance au cisaillement du panneau est amoindrie. On peut constater avec le graphique que la résistance du panneau est négligée si sa largeur est inférieure à $h_{S,m,p}/4$.

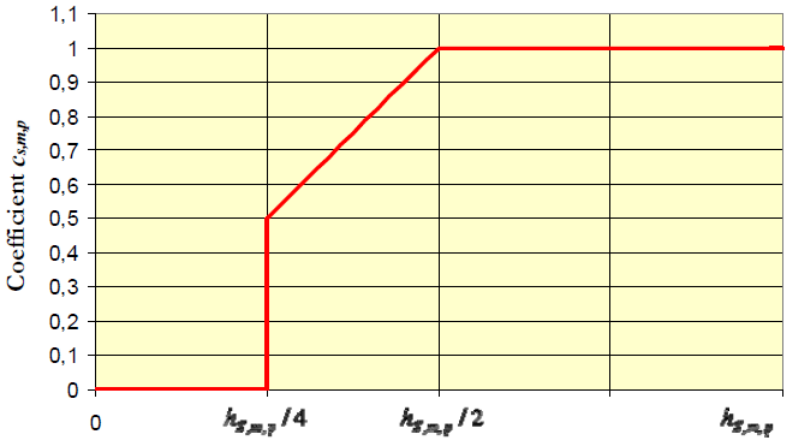


FIGURE 4.2 – réduction de la résistance du panneau en fonction de sa largeur[7]

Remarque

Dans l'expression de la résistance d'un panneau de mur à la page 43, le coefficient de 1,2 est justifié par la prise en compte d'une hypothèse liée aux connecteurs : "le nombre d'organes de petite taille est imposant sur le pourtour du panneau. Dans ce cas, il est peu pertinent que la résistance au cisaillement du panneau équivaut à n fois la résistance caractéristique d'un organe. Dans les faits, on considère que la résistance au cisaillement est plus proche de n fois la résistance moyenne d'un organe. Par conséquent, on admet une augmentation de 20% de la résistance au cisaillement" (Programme AQCEN, 2009) [7].

4.1.1 Résistance au cisaillement d'un système de mur

La résistance au cisaillement d'un mur résulte de la somme des résistances des panneaux de murs dont la largeur est supérieure à h/4[12].

$$F_{v,Rd,S} = \sum F_{v,Rd,S,m}$$

et

$$F_{v,Rd,S,m} = \sum F_{v,Rd,S,m,p}$$

dont :
- $F_{v,Rd,S}$ est la résistance d'un système de murs
- $F_{v,Rd,S,m}$ est la résistance d'un mur
- $F_{v,Rd,S,m,p}$ est la résistance d'un panneau de murs

4.1.2 Répartition de la reprise des charges horizontales

Une façon de dimensionner les murs de contreventement en tenant compte des ouvertures consiste à prendre en compte uniquement les portions verticales sans ouverture. Il est alors possible de distribuer les forces horizontales $F_{v,Ed,S}$ sur les différents murs constituant le système[27].

Cependant, il faut poser comme hypothèse que la rigidité d'une paroi est directement proportionnelle à la largeur l_i du mur i (ce qui est vérifié si la configuration des panneaux ne varie pas au sein du système). La force introduite $F_{v,Ed,S,i}$ dans le mur i vaut donc :

$$F_{v,Ed,S,i} = F_{v,Ed,S} \cdot \frac{l_i}{\sum_{i=1} l_i}$$

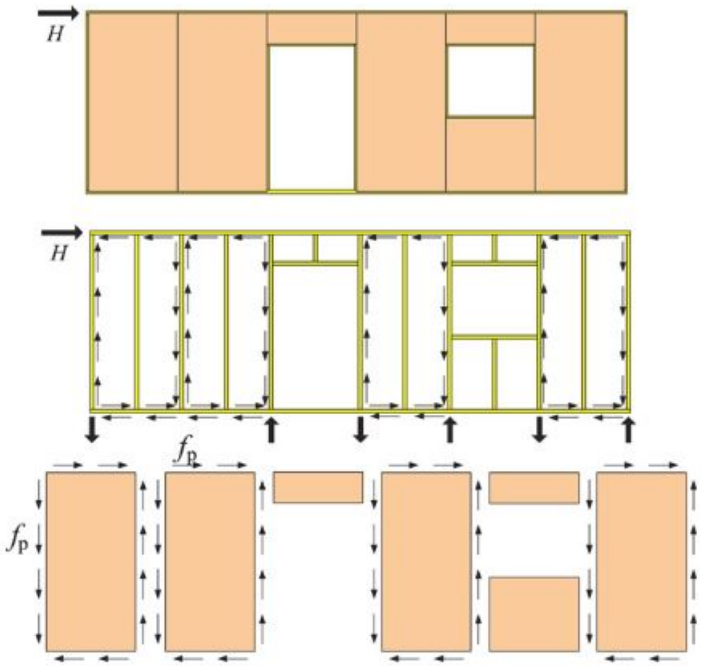


FIGURE 4.3 – répartition des efforts au sein d'un système de murs en ossature bois [4]

Il est cependant important de souligner que la simplicité de l'hypothèse reste approximative car dans les faits, le voile ne se comporte pas comme une succession de consoles. En outre, cette simplification impose d'introduire des ancrages pour chaque mur ou panneau [27].

Une alternative pour tenir compte de la contribution de la résistance au niveau des allèges est possible et est formulée à travers la méthode AQCEN. La partie sous l'allège peut transférer une partie de l'effort horizontal si celle-ci se situe du côté du mur sous le vent. En effet, une partie de l'effort de cisaillement peut "se diffuser dans une partie de panneau délimitée par le cône de diffusion définit par la hauteur d'allège et un angle de 45°"(Programme AQCEN, 2009).On prend alors en compte une résistance supplémentaire en adoptant une longueur effective du mur $l_{efS,m}$ au lieu de $l_{S,m}$. On en arrive par conséquent à l'expression suivante[7] :

$$l_{efS,m} = l_{S,m} + min(h_{wS,m}, l_{wS,m} - \sum l_{wssS,m})$$

où :
— $l_{efS,m}$ est la longueur effective du mur
— $l_{S,m}$ est la longueur du diaphragme du mur
— $l_{ssS,m}$ est la largeur du panneau du diaphragme inférieure à h/4
— $l_{wS,m}$ est la longueur du diaphragme située sous l'ouverture
— $l_{wssS,m}$ est la largeur de panneau sous l'ouverture de largeur inférieure à h/4
— $h_{wS,m}$ est la hauteur de l'allège sous le vent

La soustraction des longueurs $l_{lwssS,m}$ s'exprime par le fait que l'Eurocode 5 considère qu'un panneau dont la longueur est inférieure à h/4 n'apporte aucune rigidité significative pour être prise en compte dans le calcul[7].

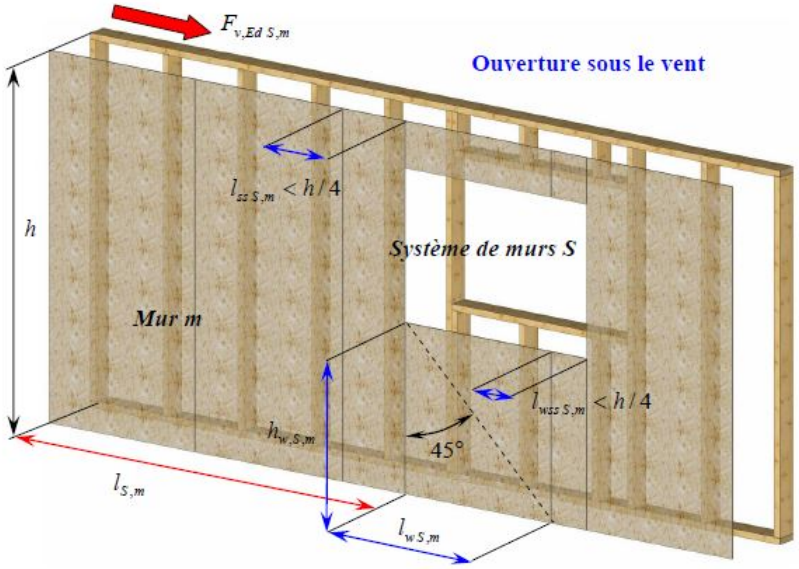


FIGURE 4.4 – détermination de la longueur effective d'un mur[7]

4.2 Méthode B

La méthode B est historiquement une simplification de la méthode utilisée couramment au Royaume-Uni[7]. On distingue notamment trois différences par rapport aux hypothèses émises dans la méthode A :

— il s'agit d'une méthode basée sur des résultats empiriques et non analytiques. Par conséquent, le coefficient de 1,2 est déjà pris en compte dans la résistance des connecteurs
— on prend en compte les charges verticales dues aux descentes des charges au sein des montants, ce qui a un effet en théorie bénéfique sur la résistance au cisaillement des panneaux (empêche notamment le soulèvement des montants en traction exposés au vent)
— on estime directement la résistance d'un mur et non de chaque panneau individuel

Il faut notamment que la résistance minimum des liaisons entre les montants des panneaux de murs soit de $2.5kN/m$. L'hypothèse de fonctionnement en cantilever est conservée au sein de la méthode A.

On retrouve la relation :

$$F_{v,Rd,S} = \sum F_{v,Rd,S,m}$$

où :

— $F_{v,Rd,S}$ représente la résistance d'un système de murs
— $F_{v,Rd,S,m}$ est la résistance d'un mur

La résistance au cisaillement d'un mur est obtenue via la formule suivante :

$$F_{v,Rd,S,m} = \frac{F_{f,Rd} \cdot l_{S,m}}{s_0} \cdot k_{d,S,m} \cdot k_{q,S,m} \cdot k_{s,S,m} \cdot k_{n,S,m}$$

où :

— $F_{f,Rd}$ est la résistance au cisaillement d'un organe de fixation du panneau incluant l'effet de corde
— $l_{S,m}$ est la longueur du mur
— $k_{d,S,m}$ est un coefficient tenant compte de la dimension du mur

— $k_{q,S,m}$ est un coefficient tenant compte du chargement du mur dépendant du sens de l'action sur celui-ci
— $k_{s,S,m}$ est un coefficient tenant compte de l'espacement entre les connecteurs
— $k_{n,S,m}$ est un coefficient tenant compte de la composition d'un mur
— k_s est un coefficient lié à l'espacement entre les connecteurs
— s_0 est l'espacement de référence des organes de liaison
Le développement des termes sont présents au sein des annexes.

4.3 Méthode C

Il s'agit ici d'une méthode proposée en vue de remplacer les deux méthodes présentées précédemment[7].

Elle prend en compte :
— les charges verticales en tête de panneau et les phénoménologies liées en considérant les éléments connexes à un mur dans une ossature
— les parties en allège d'une ouverture située du côté sous le vent dans la participation à la résistance au contreventement d'un mur
Comme précédemment, le calcul de la capacité résistante au cisaillement d'un système de murs équivaut à la somme de la résistance au cisaillement de chacun des murs le constituant du à l'effet cantilever.

De plus, via cette méthode, il n'est plus nécessaire d'émettre comme hypothèse la garantie d'ancrage des montants.
Par effet cantilever,

$$F_{v,Rd,S} = \sum F_{v,Rd,S,m}$$

$$F_{v,Rd,S,m} = k_{f,S,m} \cdot k_{j,S,m} \cdot k_{n,S,m} \cdot k_{W,S,m} \cdot \frac{F_{f,Rd} \cdot l_{ef,S,m}}{s}$$

où :
— $F_{f,Rd}$ est la résistance au cisaillement d'un organe de fixation du panneau
— $l_{ef,S,m}$ est la longueur effective du mur de la paroi
— $k_{f,S,m}$ est un coefficient lié à la nature du panneau assemblé
— $k_{j,S,m}$ est un coefficient lié à la rigidité de la liaison de l'ossature
— $k_{n,S,m}$ est un coefficient lié à la composition du mur
— $k_{W,S,m}$ est un coefficient lié au chargement du mur et à la capacité d'ancrage
— s est l'espacement des connecteurs à la périphérie des panneaux de murs
Le développement des termes sont présents au sein des annexes (partie B).

Au sein de la littérature scientifique, les conditions d'ancrage du mur sont particulièrement mises en exergue quant à leur contribution à la résistance[39]. B. Källsner et U.A. Girhammar (2015) ont notamment proposé des méthodes analytiques pour estimer la longueur effective de murs contribuant à la reprise des efforts horizontaux en cas d'ancrage partiel [3]. La taille et la distance entre les goujons d'ancrage ont une importance significative sur le mode de rupture des lisses (rupture à la base de la lisse, du bord de la lisse ou de la connexion panneau/lisse)[18]. B. Källsner et U.A. Girhammar (2010) ont notamment établi une série de recommandations quant aux moyens d'ancrage de la lisse basse à l'aide de goujons[38] : la référence est disponible au sein de la bibliographie à l'attention du lecteur intéressé.

4.4 Conditions de pénétration d'une pointe

La pénétration minimale du côté de la pointe t_2 doit être de six fois au minimum le diamètre d de celle-ci pour les pointes annelées ou torsadées et quatorze si on utilise des agrafes[6].

$$t_2 \geqslant 6d$$

4.5 Rupture au cisaillement des connecteurs

On suppose que les pointes travaillent en cisaillement. La capacité résistante caractéristique $F_{f,Rk}$ est déterminée pour un organe et un plan de cisaillement. Six modes de rupture au sein de l'assemblage sont possibles grâce à la théorie de Johansen et peuvent être calculées de la manière suivante (la valeur minimum équivaut au mode de rupture à considérer et les modes de ruptures sont représentés à la figure 4.6).

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} t_1 d & \text{(a)} \\ f_{h,2,k} t_2 d & \text{(b)} \\ \dfrac{f_{h,1,k} t_1 d}{1+\beta}\left[\sqrt{\beta + 2\beta^2\left[1 + \dfrac{t_2}{t_1} + \left(\dfrac{t_2}{t_1}\right)^2\right] + \beta^3\left(\dfrac{t_2}{t_1}\right)^2} - \beta\left(1 + \dfrac{t_2}{t_1}\right)\right] & \text{(c)} \\ 1{,}05\dfrac{f_{h,1,k} t_1 d}{2+\beta}\left[\sqrt{2\beta(1+\beta) + \dfrac{4\beta(2+\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d {t_1}^2}} - \beta\right] + \dfrac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(d)} \\ 1{,}05\dfrac{f_{h,1,k} t_2 d}{1+2\beta}\left[\sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \dfrac{4\beta(1+2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d {t_2}^2}} - \beta\right] + \dfrac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(e)} \\ 1{,}15\sqrt{\dfrac{2\beta}{1+\beta}}\sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \dfrac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(f)} \end{cases}$$

FIGURE 4.5 – capacité résistante latérale en simple cisaillement pour les organes métalliques de type "tige" (section 8.2.2 de la NF EN 1995)[12]

où il s'agit respectivement des modes de ruptures suivants(voir 4.6) :
— a : écrasement du bois dans le panneau
— b : écrasement du bois dans le montant
— c : écrasement du bois dans le panneau et le montant
— d : écrasement du bois dans le panneau et formation d'une rotule plastique dans la pointe
— e : écrasement du bois dans le montant et formation d'une rotule plastique

— f : écrasement du panneau et du montant et formation d'une rotule plastique dans la pointe

où :

— t_1 est la longueur de la pointe dans le panneau [mm]
— t_2 est la pénétration de la pointe dans le montant [mm]
— d est le diamètre de la pointe [mm]
— $f_{h,1,k}$ est la portance locale dans le panneau $[N/mm^2]$
— $f_{h,2,k}$ est la portance locale dans l'ossature $[N/mm^2]$
— β est le ratio de portances locales et vaut : $\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}}$
— f_u est la valeur habituelle de la résistance en traction du fil d'acier $[N/mm^2]$
— $M_{y,Rk}$ est le moment caractéristique d'écoulement plastique $[N \cdot mm]$
— $F_{ax,Rk}/4$ est l'effet de corde (voir section suivante)

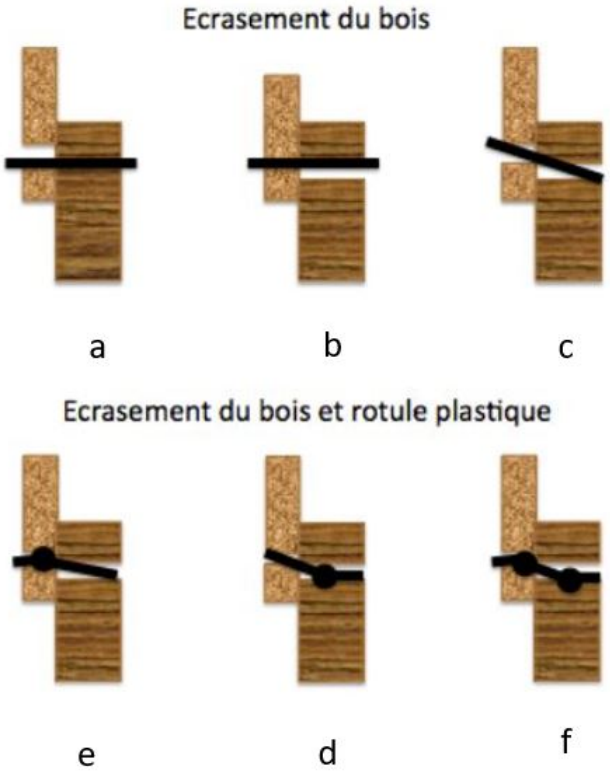


FIGURE 4.6 – schéma des six modes de ruptures possibles au sein de l'assemblage montant/panneau

et les portances locales peuvent être calculées via les formules suivantes si on a affaire à des pointes de diamètres inférieures à 8mm :

$$f_{h,k} = \begin{cases} = 0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3} & \text{pour du bois massif ou LVL} \\ = 0,11\rho_k \cdot d^{-0,3} & \text{pour du contreplaqué} \\ = 30d^{-0,3} \cdot t^{0,6} & \text{pour des panneaux de fibre durs} \\ = 65d^{-0,7} \cdot t^{0,1} & \text{pour des panneaux de particules et OSB} \end{cases}$$

Le moment d'écoulement plastique définit la résistance de la pointe. Si la pointe est de section circulaire, ce dernier vaut :

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_u \cdot d^{2,6}$$

et dans le cas d'une section carrée :

$$M_{y,Rk} = 0,45 \cdot f_u \cdot d^{2,6}$$

où :
— $M_{y,Rk}$ représente le moment caractéristique d'écoulement plastique $[N \cdot mm]$
— d le diamètre de la pointe [mm]
— f_u la résistance en traction du fil d'acier $[N/mm^2]$
Au final, la résistance de design du cisaillement des connecteurs à considérer est la suivante :

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

où :
— $k_{mod} = \sqrt{k_{mod,montant} \cdot k_{mod,panneau}}$. k_{mod} est un coefficient réducteur en fonction de la classe de service et du temps d'application de la charge
— γ_M est un coefficient à appliquer sur les assemblages en bois (1.3 pour le bois massif et 1.25 pour le lamellé-collé)

effet de corde

Dans le cas de la formation d'une rotule plastique au sein de la pointe, on peut tenir compte de l'incrément de résistance du à l'effet de corde. Cet incrément de résistance est limité à 25% pour les agrafes de section carrée et 50% pour les pointes non lisses.

Dans les faits, il convient d'effectuer un premier calcul sans tenir compte de l'effet de corde puis de réitérer le calcul si la mise en oeuvre de l'assemblage justifie la prise en compte de ce phénomène.

Il faut entre autre vérifier comme critère que la pénétration du côté de la pointe doit être de 8d pour les pointes torsadées ou annelées, c'est-à-dire :

$$8d \leqslant t_2$$

Cependant, la valeur de l'effort d'arrachement dépend du type de pointe, du diamètre, de sa pénétration du côté de la pointe et de la résistance du bois sous la tête. Par conséquent, il conviendra de prendre le minima entre la résistance de la pénétration du côté de la pointe dans le bois ou la résistance du panneau sous la tête :

$$F_{ax,Rk} = min \begin{cases} f_{ax,k} \cdot d \cdot t_{pen} \\ f_{head,k} \cdot d_h^2 \end{cases}$$

où :
— $f_{ax,k} = 20 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$ est la résistance caractéristique à l'arrachement $\left[N/mm^2\right]$
— $f_{head,k} = 70 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_k^2$ est la résistance caractéristique à la traversée de la tête $\left[N/mm^2\right]$
— d est le diamètre de la pointe [mm]
— d_h est le diamètre de la tête de la pointe [mm]
— t_{pen} est la longueur de pénétration du côté à la pointe, ou pour les pointes annelées, la longueur de la partie crantée dans la pièce de bois du côté pointe [mm]
— ρ_k est la masse volumique caractéristique du montant ou du panneau $\left[kg/m^3\right]$

4.6 Autres vérifications

4.6.1 Traction au niveau des montants

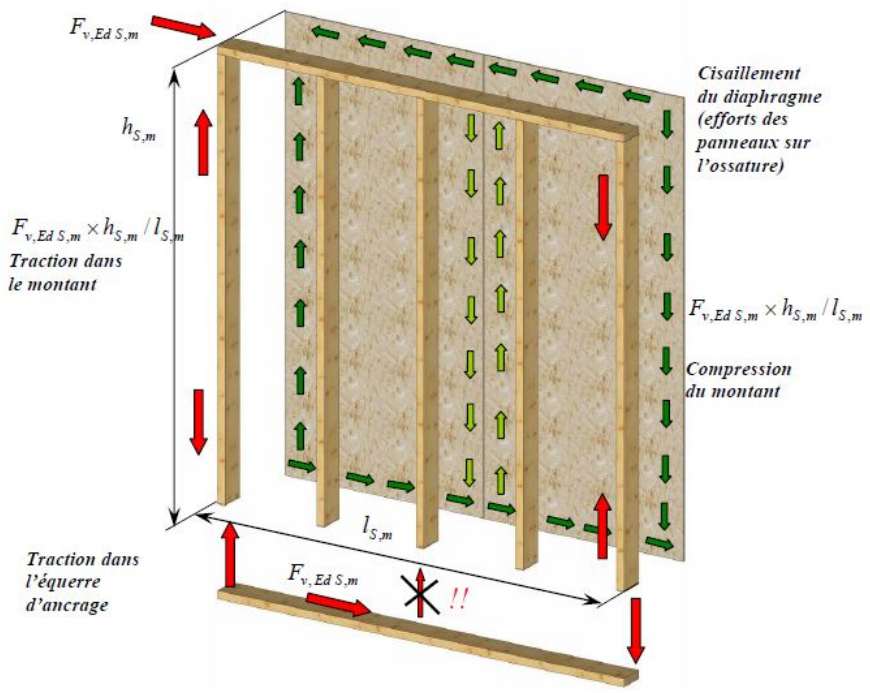


FIGURE 4.7 – équilibre des efforts en tête de paroi d'un mur[7]

Il convient aussi de prendre en compte les forces de traction et de compression engendrées dans les montants aux extrémités des murs. Il est important de souligner que seuls les montants aux extrémités du système subissent les efforts vu que les montants intermédiaires subissent des efforts normaux égaux et opposés : ces derniers subissent donc une résultante d'efforts nuls en leur sein.

$$F_{i,c,Ed} = F_{i,t,Ed} = \frac{F_{i,v,Ed,} \cdot h}{b_i}$$

Cependant, cette hypothèse d'efforts nuls au sein des montants intermédiaires n'est vérifiable que si les panneaux sont correctement liaisonnés entre eux afin de garantir la transmission des efforts. Si ce n'est pas le cas, des efforts de traction et compression seraient présents au niveau des montants intermédiaires[7]. Par conséquent, ce critère de rupture devient important dans le cas où un mur est grandement sollicité latéralement tout en étant peu chargé au niveau de sa lisse haute.

4.6.2 Résistance au flambement des montants

Etant donné la présence d'au minimum un panneau pour assurer le contreventement, l'hypothèse est émise que le risque de flambement du montant soumis à une sollicitation en compression ne peut avoir lieu que selon l'axe d'inertie fort. Si les panneaux sont fixés de manière continue le long d'un montant, on considère que les panneaux agissent comme un support latéral[11]. Par conséquent, la présence de panneaux de contreventement engendre un effet stabilisant important par rapport au flambement.

Le critère de compression parallèle aux fibres à vérifier est donc le suivant :

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{A} \leqslant k_c \cdot f_{c,0,d} = k_c \cdot \frac{k_{mod} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_m}$$

où

- $k_c = \frac{1}{k+\sqrt{k^2-\lambda_{rel}^2}}$ représente un coefficient réducteur permettant de tenir compte de la sensibilité au flambement
- $k = 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel} - 0.3) + \lambda_{rel}^2)$
- $\beta_c = 0.2$ pour le bois massif et 0.1 pour le BLC
- $\lambda_{rel} = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,k}}}$
- $\lambda = L_f \sqrt{\frac{A}{I}}$
- L_f est la longueur de flambement [mm]
- $f_{c,0,k}$ est la résistance caractéristique du bois du montant sollicité à une contrainte de compression perpendiculaire aux fibres$[N/mm^2]$
- γ_m est le coefficient de sécurité à appliquer au matériau (1.3 pour le bois massif et 1.25 pour le BLC)
- $E_{0,k}$ est le module d'élasticité caractéristique du montant du bois dans le sens parallèle aux fibres$[N/mm^2]$
- I est l'inertie du montant selon son axe fort $[mm^4]$
- A est la section du montant $[mm^2]$

4.6.3 Vérification à la compression transversale avec risque d'écrasement (ELU)

Etant donné que les montants sous le vent entrent en compression, il convient de vérifier la résistance locale à la compression perpendiculaire aux fibres sous ceux-ci. Ce critère est d'autant plus critique si la lisse haute du mur est chargée.

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{b \cdot l_{ef}} \leqslant k_{c,90} \cdot \frac{k_{mod} f_{c,90,k}}{\gamma_m}$$

où

- $l_{ef} = l + \frac{h}{3}$[mm] est la longueur efficace pour le montant aux extrémités du mur en compression ou $l_{ef} = l + \frac{2h}{3}$ si le montant se situe au sein du mur
- h vaut la valeur maximale entre la hauteur de l'élément et 40mm
- b est la base de la section étudiée (en [mm])
- $k_{c,90}$ est un coefficient permettant de rendre le critère compression perpendiculaire moins sévère.
- $f_{c,90,k}$ est la résistance caractéristique du bois soumis à un effort de compression perpendiculaire au sens des fibres. Pour $h \leqslant 2.5b$, $k_{c,90} = \left(2.38 - \frac{l}{250}\right)\left(\frac{l_{ef}}{l}\right)^{0.5}$
- l est la largeur de l'appui (ici la largeur des montants)

4.7 Comparaisons des résultats théoriques aux ELU et conclusions

Par conséquent, la résistance à considérer pour le mur en ossature bois est la résistance critique entre :

1. la résistance au cisaillement connecteurs liant les panneaux de contreventement R_1
2. la résistance au flambement du montant soumis à la compression R_2
3. la résistance à la traction dans le montant au vent R_3
4. la résistance à la compression perpendiculaire au niveau de la lisse basse R_4

En guise d'exemple, pour un mur de 2.5m de long (constitué de deux panneaux), 2.4m de haut avec des montants en C24 de section 60mmx200mm composé d'un panneau en OSB de 15mm d'épaisseur avec des clous crantés de $\varnothing$ 3.3mmx60, on obtient : min(11.88kN ;174.46kN ;120,46kN ;68.4kN)=11.88kN

Sur base des développements théoriques précédents, on peut à présent effectuer une rapide comparaison des différentes méthodes :

configuration	**méthode A**	**méthode B**	**méthode C**
s=150mm	11.88	8.34	9.90
s=75mm	23.77	12.95	19.81
2 voiles OSB	19.81	16.67	19.81

TABLE 4.1 – comparaison des résistances (en kN) en fonction de la configuration du mur avec une charge linéique de 0kN/m

composition	**méthode A**	**méthode B**	**méthode C**
s=150mm	11.88	11.58	9.90
s=75mm	23.77	17.98	19.81
2 OSB	19.81	23.15	19.81

TABLE 4.2 – comparaison des résistances (en kN) en fonction des méthodes pour une charge linéique de 5kN/m

composition	**méthode A**	**méthode B**	**méthode C**
s=150mm	11.88	14.49	9.90
s=75mm	23.77	22.50	19.81
2 OSB	19.81	28.98	19.81

TABLE 4.3 – comparaison des résistances (en kN) en fonction des méthodes pour une charge linéique de 10kN/m

composition	méthode A	méthode B	méthode C
s=150mm	11.88	17.07	9.90
s=75mm	23.77	26.51	19.81
2 OSB	19.81	34.14	19.81

TABLE 4.4 – comparaison des résistances (en kN) en fonction des méthodes pour une charge linéique de 15kN/m

On remarque sur base des tableaux 4.2, 4.2, 4.3 et 4.4 que l'estimation de résistance par la méthode A et C sont relativement proches, voire similaires, tandis que la méthode B a tendance à estimer une résistance quand aucune charge n'est appliquée sur le mur. Cette tendance s'inverse quand on surcharge le mur, la méthode B donnant alors une résistance supérieure aux méthodes A et C. Cependant, il est à préciser que la méthode B peut apparemment donner des valeurs de résistance s'éloignant trop de la réalité si une charge linéique trop importante est appliquée[17]. La méthode C permet de majorer la résistance du mur lors de la prise en compte d'une charge verticale, ce qui est plus réaliste et sécuritaire. Par conséquent, la méthode A est en général privilégiée car plus aisée à calculer.

4.8 Adaptation aux valeurs de résistance moyennes et au fractile 95%

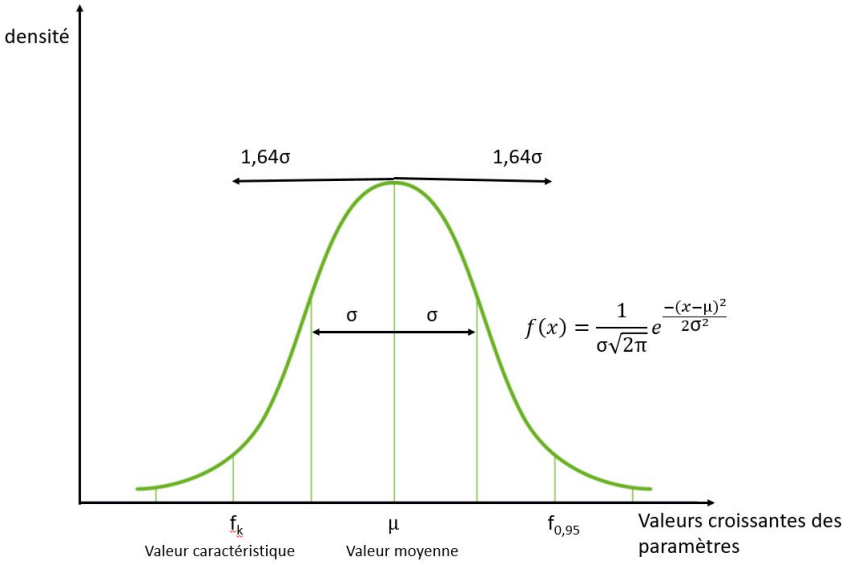


FIGURE 4.8 – Courbe de Gauss et ses principaux paramètres [15]

Pour effectuer une comparaison plus correcte avec les valeurs de résistances attendues lors des essais sur modèle réel, il convient de considérer lors de l'estimation de la résistance théorique des murs les valeurs de résistance moyennes f_m, voire au fractile 95% (soit $f_{0.95}$). En effet, les valeurs de "design" considérées lors de la conception d'un ouvrage équivalent aux valeurs caractéristiques f_k, correspondant conformément aux exigences de l'Eurocode 5 au fractile 5%. Pour rappel, cela signifie qu'il y a 95% de chance d'obtenir des valeurs de résistance supérieure au seuil du fractile à 5% f_k (en $[N/mm^2]$).

Pour déterminer la résistance moyenne ou au fractile 95% à partir des valeurs caractéristiques (pour une distribution gaussienne), on peut opter pour deux solutions[15] :

1. se référer aux tableaux présents dans l'EN 338 donnant les valeurs de résistance caractéristique et moyenne des différentes classes de bois. On peut dès lors en déduire l'écart-type σ (en $[N/mm^2]$) et ainsi symétriquement le fractile à 95%
2. résoudre un système de deux équations à deux inconnues pour déterminer la moyenne μ (en $[N/mm^2]$) de la distribution gaussienne

Pour le 2^e point, il convient de résoudre le système d'équation suivant :

$$\begin{cases} \text{C.V.} &= \frac{\sigma}{\mu} \\ \text{f}_k &= \mu\text{-}1.64{\cdot}\sigma \end{cases}$$

On obtient en résolvant le système l'expression suivante : $\mu = \frac{f_k}{(1-1.64 \cdot C.V.)}$ où C.V. corrrespond au coefficient de variation. Ce dernier vaut environ 30% pour le bois massif et 20% pour le bois lamellé collé pour les résistance en compression, flexion et traction[15]. La valeur plus faible du coefficient de variation pour le bois lamellé collé se justifie par l'homogénéisation plus prononcée du matériau due aux procédés de collage, garantissant de plus faibles variations des propriétés mécaniques du matériau produit.

configuration	f_k	μ	$f_{0.95}$	σ
portance locale OSB$[N/mm^2]$	36.95	72.73	108.51	21.82
portance locale panneau RWH $[N/mm^2]$	28.7	56.49	84.29	16.95
portance locale C24 $[N/mm^2]$	20.06	39.49	58.92	11.85
masse volumique OSB $[kg/m^3]$	558	620	682	37.80
masse volumique RWH $[kg/m^3]$	590	877.97	1309.94	263.39
masse volumique C24 $[kg/m^3]$	350	420	490	126
fu acier $[N/mm^2]$	803	851	892	-

TABLE 4.5 – variation des propriétés mécaniques et physiques en fonction des fractiles 5%, 50% et 95%

Dans le tableau 4.6, les valeurs de résistance correspondant aux configurations "OSB+RWH" ont été calculées en assimilant les panneaux RWH à des panneaux en fibres de bois durs contribuant aussi au contreventement. Ceci a été effectué afin d'être sécuritaire quant à l'estimation de la capacité du vérin lors des essais. Vu qu'il s'agit des estimations de résistance pour des murs testés expérimentalement, les coefficients de sécurité ont été considérés comme unitaires pour les valeurs de k_{mod} et γ_M

configuration	R_k**[kN]**	R_m**[kN]**	$R_{0.95}$**[kN]**
OSB, s=150mm	16.87	17.99	18.94
OSB, s=75mm	33.75	35.98	37.88
OSB+RWH, s=150mm	28.06	30.85	33.35
OSB+RWH, s=75mm	56.12	60.86	66.69
2 OSB, s=150mm	28.12	29.98	31.57

TABLE 4.6 – gain de résistance théorique des murs en fonction des valeurs caractéristiques mécaniques considérées (calculé avec la méthode A)

On peut remarquer sur base du tableau 4.6 que le gain de résistance est cependant faible en considérant le fractile à 95%. Cela peut sembler anormal au premier abord mais on trouve une explication au sein des formules de Johansen : le mode de rupture attendu pour les différents murs consiste en "l'écrasement du panneau de contreventemement ainsi que la formation d'une rotule plastique de la tige à l'intérieur du montant" (voir figure 4.9). La formule est pour rappel la suivante pour ce mode de rupture :

$$F_{v,Rk,d} = 1,05 \cdot \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2+\beta} \cdot \left[\sqrt{2\beta \cdot (1+\beta) + \frac{4\beta \cdot (2+\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot t_1^2 \cdot d}} - \beta \right]$$

Le faible gain de résistance peut s'expliquer par le fait que seul le coefficient β (ratio entre les capacités portantes du montant et panneau $\beta = \frac{f_{h,k,2}}{f_{h,k,1}}$) est impacté par le gain de capacité portante du montant $f_{h,k,2}$. En effet, la portance locale du panneau $f_{h,1,k}$ ne dépend pas des propriétés mécaniques figurant au tableau 4.6 (voir définition à la section 4.5). Cependant, le coefficient β apparaît aussi bien au dénominateur qu'au numérateur sous la racine, ce qui réduit considérablement le gain de résistance théoriquement calculé.

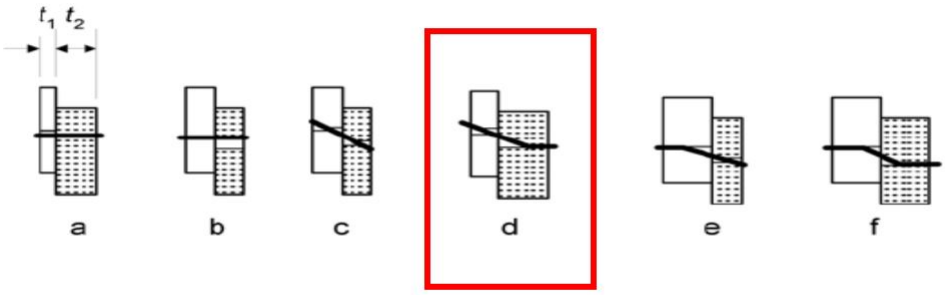


FIGURE 4.9 – mode de rupture attendu lors des essais à échelle réelle[12]

Chapitre 5

Analyse de paramètres pour l'amélioration au contreventement des panneaux

Ce chapitre présente les résultats d'une étude annexe basée sur les formules de Johansen afin de tenter à cibler quels paramètres sont à privilégier si on désire améliorer la résistance au cisaillement des connecteurs au sein d'un panneau en ossature bois.

Après avoir parcouru plusieurs ouvrages et consulté de la documentation, plusieurs pistes peuvent être explorées concernant l'amélioration des structures en ossature bois pour le contreventement :

- réduire la distance entre les connecteurs (pointes, agrafes...)
- augmenter le diamètre des connecteurs
- utiliser des panneaux de contreventement de plus grande épaisseur
- opter pour d'autres types de panneaux de contreventement (OSB à contreplaqué...)
- opter pour un système porteur de type "balloon-frame"
- améliorer les connections (ancrages) entre les étages
- dédoubler les panneaux de contreventement (sur les deux côtés des montants)
- rajouter des rangées de connecteurs
- remplacer l'essence de résineux par des feuillus (pour la compression de la lisse)
- utiliser des montants en bois composite (LVL, PSL, LSL)
- utilisation de lisses et sablières en bois composite pour réduire le retrait
- insérer des tirants précontraints à l'intérieur des parois
- introduire des entretoises au sein des caissons pour réduire le flambement
- ...

Cependant, à priori, certaines des propositions sont économiquement peu intéressantes. Dans la suite de ce chapitre, plusieurs paramètres vont être retenus et étudiés pour déterminer le gain de résistance théorique sur base de la théorie de Johansen. Ceci permettra d'obtenir des pistes pour savoir quel paramètre cibler idéalement tout en restant le plus économique possible.

5.1 Analyse des variations de paramètres

Sur base des formules de Johansen présentes au chapitre 4.5, on peut cibler et faire varier certains paramètres afin d'observer le gain potentiel de résistance au cisaillement. En effet, la résistance au contreventement $F_{v,Rd}$ est directement proportionnelle à la résistance au cisaillement des connecteurs $F_{f,Rd}$. Les paramètres cibles sur base des formules sont les suivants :

— l'épaisseur des panneaux de contreventement t[mm]
— la longueur du connecteur au sein du montant l[mm]
— la résistance ultime de l'acier des connecteurs f_u[N/mm^2]
— l'essence de bois du montant
— la nature du panneau de contreventement
— le diamètre des connecteurs d[mm]

En ce qui concerne les portances locales, il est à préciser que la portance locale au sein d'un montant et panneau est définie autrement en fonction du pré-perçage ou non au sein du montant. En effet, selon la section 8.3.1 de la NF EN-1195-1-1, il convient de pré-percer le bois si :

1. la masse volumique caractéristique du bois est supérieure à $500kg/m^3$
2. le diamètre d de la pointe est supérieur à 8mm

De plus, si le diamètre des connecteurs est supérieur à 8mm, l'Eurocode 5 impose de calculer la portance locale via les valeurs caractéristiques en utilisant les formules de portance locale considérée pour des boulons.

Sans pré-perçage :

$$f_{h,k} = \begin{cases} 0.082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0.3} & \text{pour la portance locale du bois et LVL} \\ 0.11\rho_k \cdot d^{-0.3} & \text{pour les panneaux de contreplaqué} \\ 30d^{-0.3}t^{0.6} & \text{pour les panneaux de fibres durs conformes à EN 622-2} \\ 65d^{-0.7}t^{0.1} & \text{pour les panneaux de particules et l'OSB} \end{cases}$$

Avec pré-perçage :

$$f_{h,k} = \begin{cases} 0.082 \cdot (1 - 0.01d)\rho_k & \text{pour la portance locale du bois et LVL} \\ \frac{f_{h,0,k}}{k_{90}\sin\alpha^2 + \cos\alpha^2} & \text{pour la portance locale du bois et LVL avec d} \geqslant \text{8mm} \\ 0.11(1 - 0.01d)\rho_k & \text{pour les panneaux contreplaqués avec d} \geqslant \text{8mm} \\ 50d^{-0.6}t^{0.2} & \text{pour les panneaux de particules et l'OSB avec d} \geqslant \text{8mm} \end{cases}$$

où $f_{h,0,k} = 0.082(1 - 0.01d)\rho_k$ et

$$k_{90} = \begin{cases} 1.35 + 0.015d & \text{pour les résineux} \\ 1.3 + 0.015d & \text{pour pour le LVL} \\ 0.9 + 0.015d & \text{pour les feuillus} \end{cases}$$

Et représente le ratio entre la capacité portante du bois dans le sens du fil et perpendiculaire au fil du bois, soit $k_{90} = \frac{f_{h,0,k}}{f_{h,90,k}}$.

5.1.1 Analyse de la portance locale

En guise de première remarque, il est à préciser que l'Eurocode 5 ne fournit aucune formule permettant de calculer la capacité portante au sein de panneaux de fibres durs percés traversés par

des connecteurs dont $d \geqslant 8$mm. De plus, il semble étonnant que la capacité portante au sein d'un panneau contreplaqué ne dépende pas de l'épaisseur du panneau.

Dans la suite de l'analyse, les masses volumiques pour les différentes essences de bois et types de panneaux suivants ont été considérées :

essence	**classe**	$\rho_k[kg/m^3]$
résineux	C24	350
feuillu	D35	540
LVL	-	480
OSB	-	620
contreplaqué	-	580

TABLE 5.1 – valeurs considérées pour les masses volumiques du bois des montants et panneaux

Les figures 5.1, 5.3, 5.4 et 5.5 présentent une variation brusque de la capacité portante : celle-ci s'explique par la réalisation d'un pré-perçage au delà d'un diamètre des connecteurs supérieurs à 8mm. En effet, le pré-perçage permet d'éviter un endommagement local du bois suite au refoulement de la matière lors de l'enfoncement de connecteurs de diamètres importants. Logiquement, on observe que la capacité portante du bois ainsi que des panneaux décroît avec l'augmentation du diamètre du connecteur. La variation brusque de la capacité portante n'a pas lieu en théorie dans un feuillu (figure 5.2) car la masse volumique est supérieure à $500kg/m^3$, ce qui impose un pré-perçage, même pour des connecteurs dont d $\leqslant$ 8mm.

Une autre observation réside dans la capacité portante d'un feuillu au sein de la figure 5.2. En effet, la capacité portante caractéristique dans le sens perpendiculaire aux fibres $f_{h,90,k}$ devient plus grande que celle parallèle au fil du bois $f_{h,0,k}$ pour des connecteurs de petits diamètres. Ceci peut s'expliquer par la composition biologique des feuillus : ceux-ci disposent de rayons ligneux plus abondants au sein des feuillus que des résineux, leur conférant de meilleures caractéristiques mécaniques transversales[29].

Une dernière observation au sein de la figure 5.4 permet de mettre en évidence que la capacité portante d'un panneau OSB regagne peu de résistance, même après avoir effectué un pré-perçage.

Cependant, il convient de préciser que les graphiques présentent l'évolution de la capacité portante jusqu'à des diamètres de 18mm. Dans la pratique, il est déjà fort rare d'installer des connecteurs muni d'un diamètre supérieur à 4.2mm.

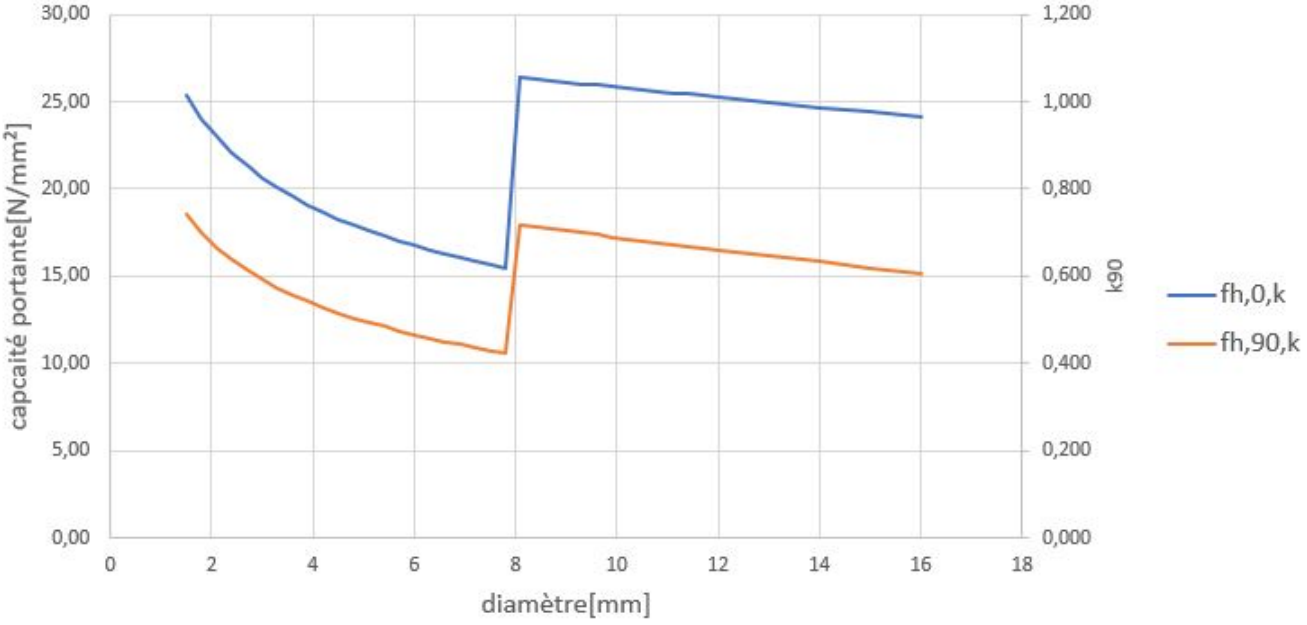


FIGURE 5.1 – capacité portante $f_{h,0,k}$ et $f_{h,90,k}$ d'un résineux de classe C24

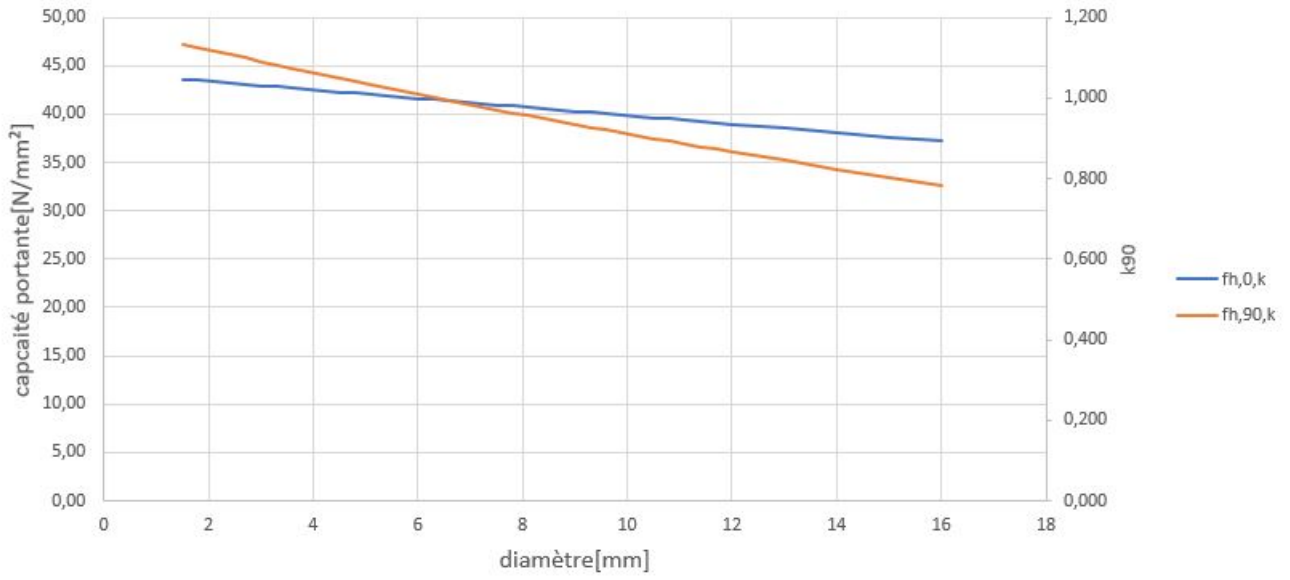


FIGURE 5.2 – capacité portante $f_{h,0,k}$ et $f_{h,90,k}$ d'un feuillu de classe D35

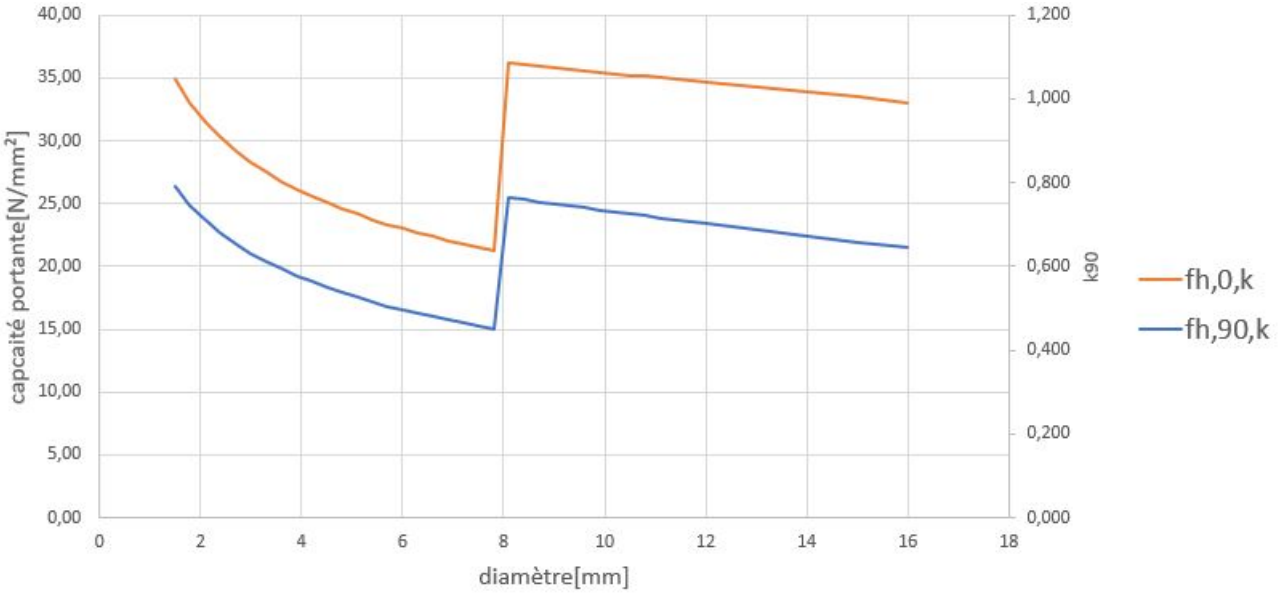


FIGURE 5.3 – capacité portante $f_{h,0,k}$ et $f_{h,90,k}$ d'un LVL

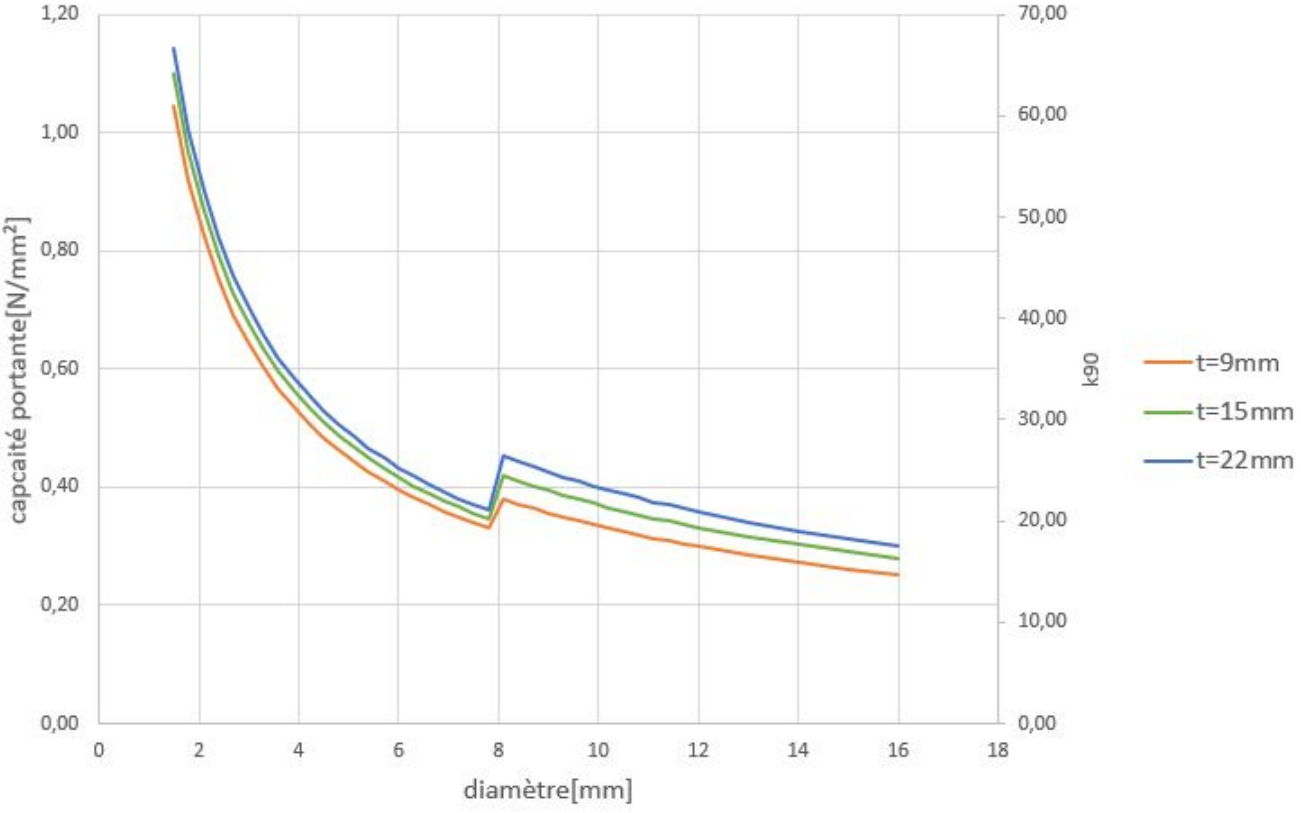


FIGURE 5.4 – capacité portante $f_{h,0,k}$ et $f_{h,90,k}$ d'un panneau OSB pour différentes épaisseurs

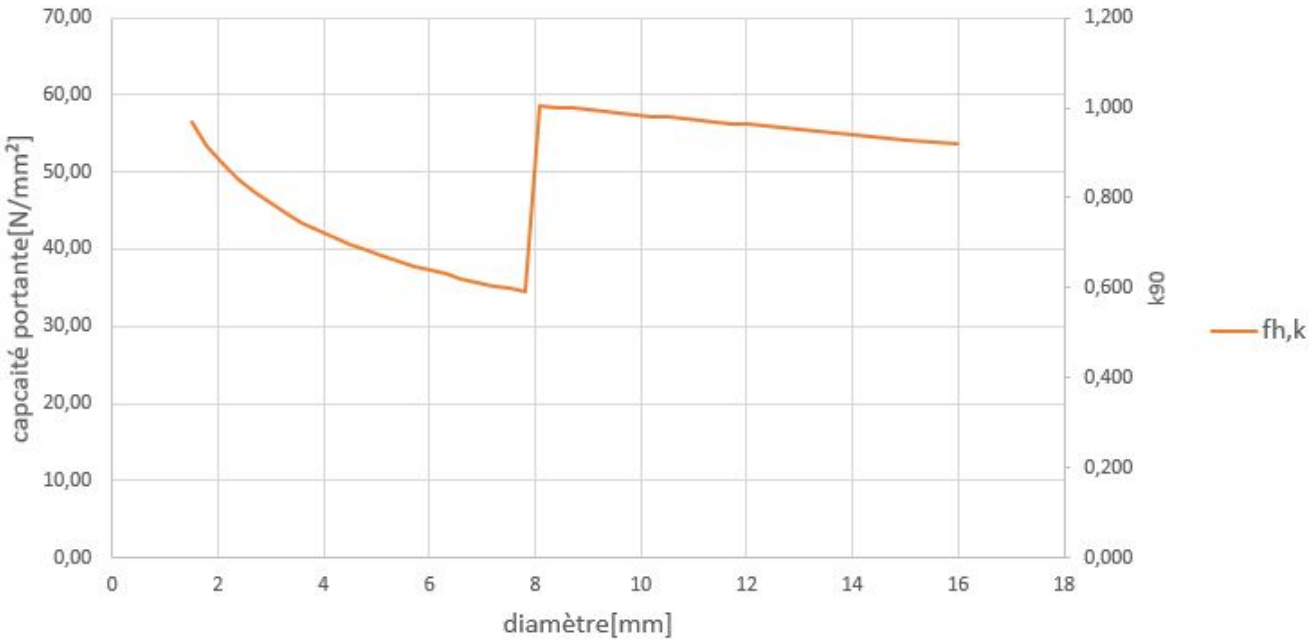


FIGURE 5.5 – capacité portante $f_{h,0,k}$ et $f_{h,90,k}$ d'un panneau contreplaqué

5.2 Résultats

En partant de la configuration de base couramment utilisée par Mobic, c'est-à-dire de l'épicéa de classe C24 pour réaliser l'ossature avec un panneau de 15mm d'OSB pour le contreventement via des clous crantés de dimension ∅3.3x60mm, la résistance théorique au cisaillement des assemblages a été estimée en faisant varier respectivement l'épaisseur du panneau de contreventement, la longueur du connecteur et sa résistance ultime f_u. Des combinaisons suivant l'essence du montant ainsi que la nature du panneau ont aussi été estimées.

Paramètres	Valeurs
$\rho_{k,C24}$	$350kg/m^3$
$\rho_{k,OSB}$	$620kg/m^3$
t_1	15mm
f_u	$600[N/mm^2]$
l	60mm
d	3.3mm
$k_{mod,OSB}$	0.9
$k_{mod,bois}$	1.1
γ_M	1.3

TABLE 5.2 – valeurs considérées pour l'estimation de la résistance au cisaillement de l'assemblage

La figure 5.6 montre qu'augmenter l'épaisseur du panneau de contreventement n'engendre qu'une amélioration de 19%. Il est à préciser qu'une épaisseur d'OSB de 22mm correspond à ce qui est couramment utilisé au sein des planchers et non en tant que panneau de contreventement.

t1[mm]	Fv,Rk	mode rupture	gain[%]
12	797,90	(d)écrasement du bois dans le panneau et rotule plastique dans la pointe	91,62
15	870,93	(d)écrasement du bois dans le panneau et rotule plastique dans la pointe	100,00
18	956,78	(d)écrasement du bois dans le panneau et rotule plastique dans la pointe	109,86
22	1037,46	(f)écrasement des deux pièces et rotule plastique dans la pointe	119,12
30	977,93	(e)écrasement du bois dans l'ossature et rotule plastique dans la pointe	112,29

FIGURE 5.6 – gain de résistance théorique au cisaillement $F_{v,Rk}$(en N) en fonction de l'épaisseur du panneau de contreventement

La figure 5.7 met en évidence qu'augmenter la longueur du connecteur (et donc la longueur de pénétration t_2 dans le montant) n'engendre qu'une augmentation de 10% en passant de 60 à 100mm

l[mm]	Fv,Rk	mode rupture	gain[%]
50	850,71	(d)écrasement du bois dans le panneau et rotule plastique dans la pointe	97,68
60	870,93	(d)écrasement du bois dans le panneau et rotule plastique dans la pointe	100,00
70	891,14	(d)écrasement du bois dans le panneau et rotule plastique dans la pointe	102,32
80	911,35	(d)écrasement du bois dans le panneau et rotule plastique dans la pointe	104,64
90	931,56	(d)écrasement du bois dans le panneau et rotule plastique dans la pointe	106,96
100	951,78	(d)écrasement du bois dans le panneau et rotule plastique dans la pointe	109,28

FIGURE 5.7 – gain de résistance théorique au cisaillement $F_{v,Rk}$(en N) en fonction de la longueur du connecteur

La figure 5.8 illustre qu'augmenter la résistance ultime des connecteurs n'améliore la résistance que de 10%, ce qui semble anti-économique.

fu[N/mm²]	Fv,Rk	mode rupture	gain[%]
450	821,51	(d)écrasement du bois dans le panneau et rotule plastique dans la pointe	94,33
600	870,93	(d)écrasement du bois dans le panneau et rotule plastique dans la pointe	100,00
800	933,78	(d)écrasement du bois dans le panneau et rotule plastique dans la pointe	107,22
900	964,06	(d)écrasement du bois dans le panneau et rotule plastique dans la pointe	110,69

FIGURE 5.8 – gain de résistance théorique au cisaillement $F_{v,Rk}$(en N) en fonction de la résistance ultime du connecteur

Par contre, la figure 5.9 illustre qu'augmenter directement le diamètre des connecteurs engendre un gain de résistance théorique non négligeable. Le mode de rupture au sein de l'assemblage change logiquement en fonction de la modification de la capacité portante au sein du panneau et du montant pour tendre vers un mode de rupture du à l'écrasement du bois dans le panneau, ce qui est logique au vu des remarques soulevées à la sous-section précédente. Sur base du graphique 5.10, on peut apercevoir qu'avec la configuration d'assemblage donnée, augmenter le diamètre des connecteurs a pour effet de changer le mode de rupture pour se ramener peu à peu à une rupture par écrasement du bois dans le panneau et ossature.

d[mm]	Fv,Rk	mode rupture	fh,1,k	fh,2,k	β	gain[%]	L montant int[mm]	h lisse [mm]
1,8	365,12	(f)écrasement des deux pièces et rotule plastique dans la pointe	56,47	24,06	0,43	41,92	40	18
2,2	397,89	(f)écrasement des deux pièces et rotule plastique dans la pointe	54,37	23,67	0,44	45,69	48	22
2,8	703,55	(d)écrasement du bois dans le panneau et rotule plastique dans la pointe	41,45	0,51	0,51	80,78	60	28
3,3	870,93	(d)écrasement du bois dans le panneau et rotule plastique dans la pointe	36,95	20,06	0,54	100,00	70	33
3,5	827,12	(d)écrasement du bois dans le panneau et rotule plastique dans la pointe	35,45	19,71	0,56	94,97	74	35
3,7	876,52	(d)écrasement du bois dans le panneau et rotule plastique dans la pointe	34,10	19,38	0,57	100,64	78	37
3,8	902,08	(d)écrasement du bois dans le panneau et rotule plastique dans la pointe	33,47	19,23	0,57	103,58	80	38
4	954,93	(d)écrasement du bois dans le panneau et rotule plastique dans la pointe	32,29	18,93	0,59	109,64	84	40
5	1253,77	(d)écrasement du bois dans le panneau et rotule plastique dans la pointe	27,62	17,71	0,64	143,96	104	50
6	1608,82	(c)écrasement du bois dans le panneau et ossature	24,31	16,77	0,69	184,72	124	60
7	1772,47	(c)écrasement du bois dans le panneau et ossature	21,82	16,01	0,73	203,52	144	70

FIGURE 5.9 – gain de résistance théorique au cisaillement $F_{v,Rk}$(en N) en fonction du diamètre du connecteur

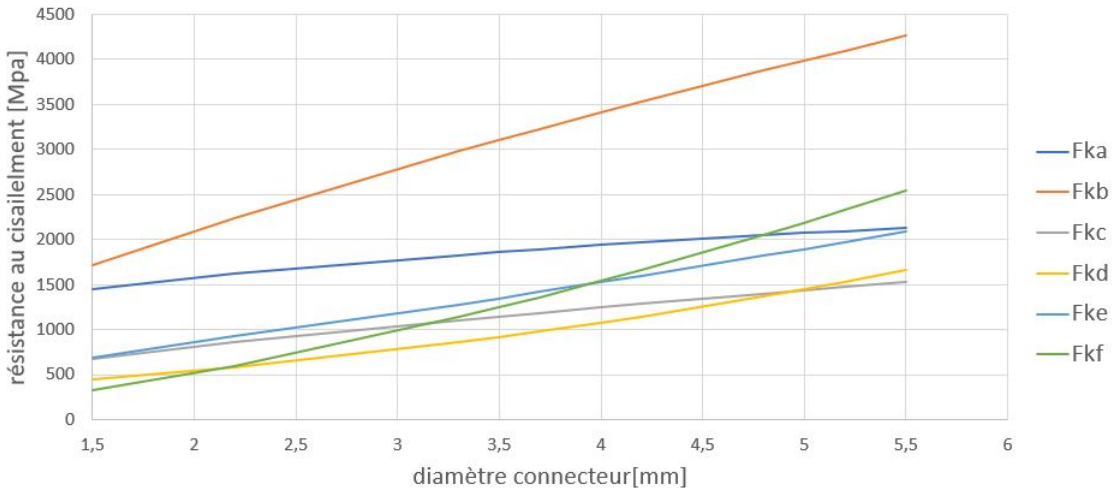


FIGURE 5.10 – évolution du mode de rupture au sein de l'assemblage en fonction du diamètre des connecteurs

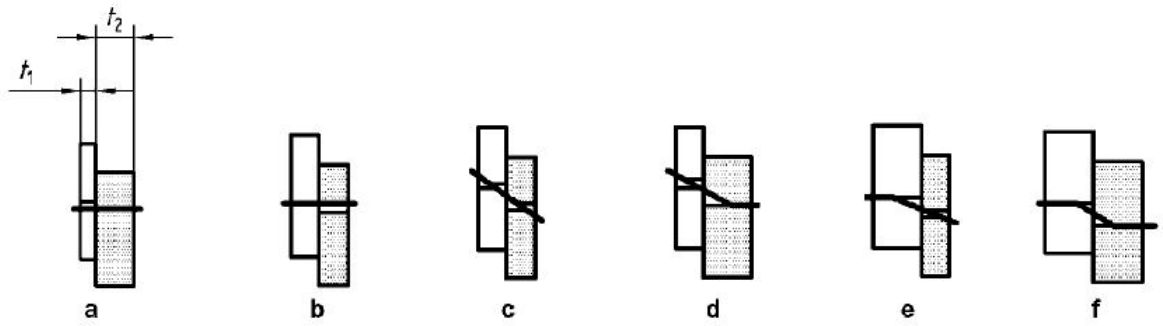


FIGURE 5.11 – modes de rupture via les formules de Johansen (Eurocode 5)

5.3 Conclusion

A la vue des analyses sur les paramètres soulevés à la section précédente, on remarque que pour augmenter la résistance des murs de contreventement de manière la plus économiquement intéressante au sein d'un ouvrage, jouer sur le diamètre des connecteurs semble être la piste la plus intéressante. De plus, il est possible de réduire l'entraxe entre les connecteurs pour améliorer la résistance.

Cependant, il convient de rester critique par rapport à cette constatation : en effet, le diamètre ∅ 3.3mm utilisé par Mobic représente déjà une section importante par rapport à ce qu'on peut trouver couramment sur le marché (le plus grand diamètre trouvé dans la littérature était de ∅ 4.2mm). De plus, il est nécessaire de respecter les conditions de pinces sur les montants où deux panneaux successifs sont cloués, ainsi que de respecter des critères de distances de rive pour les panneaux suivant la section 8.3.1 de l'EN 1995-1-1. Cela signifie qu'augmenter le diamètre des connecteurs engendrerait un surdimensionnement de certaines sections de l'ossature pour respecter les autres conditions d'ordres technologiques.

Cependant, on ne peut réduire indéfiniment l'entraxe entre les connecteurs : une distance minimale s_{min} de 50 à 75mm suivant les sources ([5] [6]) doit être respectée. Cela se justifie par le fait que rapprocher les connecteurs de façon exagérée peut fragiliser localement le panneau entre les connecteurs et provoquer une rupture inattendue.

Chapitre 6

Essais expérimentaux en laboratoire

6.1 Présentation des objectifs

L'objectif des essais consistait à déterminer la résistance au contreventement de murs à échelle réelle ainsi que leurs raideurs, et de les comparer aux estimations déterminées analytiquement. Les modes de rupture ont aussi été observés : sur base de calculs réalisés, un mode de rupture par cisaillement des panneaux était attendu, avec écrasement du connecteur dans le panneau et formation de rotules plastiques au sein du montant (voir figure 4.9) .

Des essais à échelle réelle ont été réalisés sur quatre types de configuration de murs au laboratoire LEMSC. La démarche des essais a été menée en se référant à la norme NBN EN 594 :2011[30] mais aussi en suivant les normes ISO 3130[22], ISO 3131, EN 322 [23] et EN 323[24]. Les recommandations suite au rendez-vous avec madame Audrey Skowron du CSTC ont aussi été suivies.

Une première série d'essais a eu lieu à la fin du mois d'avril. Durant cette période, deux configurations de murs ont pu être testées. Suite à certains problèmes liés au soulèvement du montant en traction ainsi qu'une sous-estimation de la résistance des murs, une autre série de tests a été reproduite au début du mois de juillet.

6.2 Configurations de murs testés

L'entreprise Mobic réalise des murs en ossature bois composés structurellement de la façon suivante :

- une ossature en épicéa de classe C24 (selon NBN EN 338)
- des montants de dimension 60x200mm
- une longueur de panneau de contreventement de 1196mm de long (4mm de jeu entre les panneaux selon EN-1995)
- des clous crantés de ∅3.3x60mm avec en tête de clou ∅ 7.2mm
- un panneau en OSB présent sur le côté intérieur du mur servant au contreventement
- un panneau respirant RWH afin de permettre l'évacuation de l'humidité hors du mur et ainsi éviter la dégradation de l'isolant présent dans le caisson
- une distance de 600mm entre les montants (valeurs courantes)

Il est à préciser que les sections des montants sont en général surdimensionnées afin de permettre d'installer l'épaisseur d'isolant nécessaire en fonction des exigences thermiques du bâtiment.

La présence du RWH au sein des murs à tester peut être discutable mais il a été installé afin de se rapprocher du comportement mécanique réel du mur mis en oeuvre sur chantier. De plus, l'installation

de ce panneau sur la face externe permet de limiter le phénomène de déversement du mur lors de l'essai.

Les configurations de murs testées sont les suivantes :

nom mur	panneaux	entraxes des connecteurs[mm]
MUR-01	OSB+RWH	150
MUR-02	OSB+RWH	75
MUR-03	OSB+OSB	150
MUR-04	OSB+RWH+Croix	150

Il est à préciser que la norme NBN EN 594 stipule qu'il aurait fallu tester au minimum trois essais par configuration de murs afin d'extraire une moyenne statistique rigoureusement acceptable. Cependant, cela n'a pas été possible au vu des ressources que cela aurait nécessité pour la réalisation de ce mémoire.

Le choix des configurations consistait de partir d'un mur "standard" (MUR-01), configuration typique utilisée par l'entreprise. Les autres murs ont été réalisés en faisant varier d'autres paramètres.

— le 2^{e} mur présente en théorie une résistance deux fois supérieure vu que l'entraxe entre les connecteurs a été réduit proportionnellement de moitié
— le 3^{e} mur a été créé en remplaçant le RWH par de l'OSB. Bien que cette configuration n'est pas réalisée dans la pratique car empêche l'évacuation de l'humidité au sein de l'ossature, elle permet d'observer un éventuel impact sur la raideur du mur ainsi que les modes de rupture en changeant l'asymétrie des autres murs en terme de panneaux
— quant au 4^{e} mur, il s'agit d'une configuration où il n'est pas possible d'estimer la résistance sur base de l'EN-1995 car l'intérieur du caisson est renforcé par une croix de Saint-André. Ce type de mur a déjà été mis en oeuvre par Mobic dans le passé et il a été rajouté au lot afin de tester une proposition d'amélioration. En effet, l'objectif consistait à voir sur base de la courbe force-déplacement si on observerait un gain de raideur et de résistance après la rupture du panneau en OSB

Idéalement, il aurait été intéressant d'inclure un 5^{e} mur sans panneau de RWH afin de comparer son comportement avec le MUR-01.

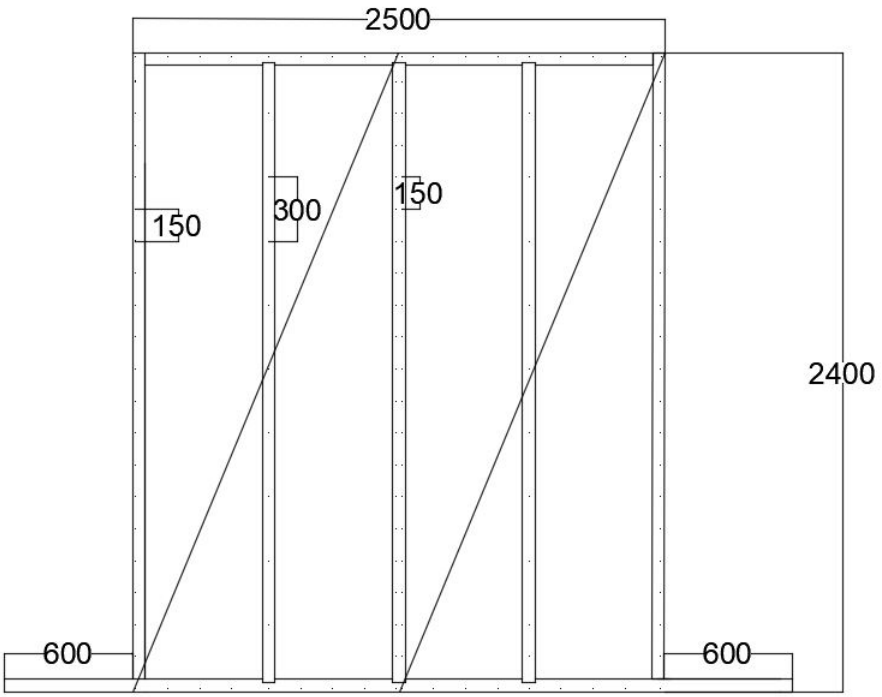


FIGURE 6.1 – plan du mur standard testé au LEMSC

6.3 Description du dispositif d'essais

6.3.1 Le dispositif

Celui-ci a été mis en place sur le plancher d'essais au sein du laboratoire LEMSC et se base sur les prescriptions définies dans la norme NBN EN 594[30].

Le mur est fixé directement sur une poutrelle HE 260 B servant de base rigide. La poutre a été maintenue au plancher d'essais à l'aide de Dywigad et plats métalliques.

Etant donné que les murs étaient livrés avec des panneaux fixés sur les deux côtés de l'ossature, la fixation au dispositif au niveau de la lisse de réglage via des boulons n'était pas possible : par conséquent, il a fallu trouver un compromis et songer à un système de fixations via des tire-fonds (∅ 10x100mm). Ceux-ci s'encastrent latéralement dans les lisses basses à travers des équerres de cisaillement : ces dernières ont été réalisées directement au laboratoire à l'aide de plats métalliques perforés de dimension 100x50x10mm. Afin de garder une alternative en cas de problème de fixations, une surlongueur de 600mm a été considérée au niveau de la lisse basse. De manière sécuritaire, trois paires de boulons M12 ont aussi été intégrées au niveau de ces surlongueurs en respectant une interdistance de 60mm (fixé par la section 8.5.1 de la NF EN 1995[12]).

Un vérin de 750kN a été fixé sur le portique. La tête du piston est elle-même boulonnée sur une plaque métallique en acier de dimension 200x200x20mm fixée au sommet du montant. Cependant, la norme NBN EN 594 et le CSTC insiste grandement sur le fait que le plat métallique ne doit en aucun cas recouvrir les panneaux de contreventement afin de ne pas induire d'efforts parasites au sein de ceux-ci lors de l'application de la charge. Le schéma 6.3 illustre entre autre ce détail important.

En guise de dernier élément capital, il était primordial d'intégrer des stabilisateurs latéraux afin d'empêcher tout phénomène de déversement des murs en dehors de leur plan. La figure 6.2 présente le dispositif mis en oeuvre.



FIGURE 6.2 – stabilisateurs latéraux empêchant le déversement du mur lors de l'essai (03 juillet 2019)

6.3.2 L'instrumentation

Conformément à ce qui est recommandé dans la norme NBN EN 594, différents instruments électroniques ont été installés à des points spécifiques du dispositif :

1. un capteur LVDT (nommé *foot traction*) disposé verticalement au pied du montant sous le vérin. Celui-ci vérifie le soulèvement du montant du aux efforts de traction. On mesure les déplacements absolus et non relatifs en prenant comme suppport directement la poutrelle métallique
2. un capteur LVDT (nommé *foot-compression*) disposé verticalement au pied du montant opposé au vérin. Celui-ci vérifie les déplacements (écrasements) du montant au niveau de la lisse basse (voir figure 6.3)
3. un capteur LVDT (nommé *foot H displacement*) disposé horizontalement au pied du montant opposé au vérin. Celui-ci vérifiait les déplacements horizontaux au pied du montant.
4. un capteur laser disposé sur un échafaudage ciblant la tête du montant opposé au vérin. Ce dernier permettait de mesurer en temps réel les déplacements horizontaux en tête du mur avec une course plus importante qu'un LVDT classique
5. une cellule de force installée au niveau du piston afin de contrôler l'effort introduit sur la plaque métallique en tête du mur
6. deux paires de capteurs potentiométriques (nommés *pot sensor-panel 1 east, 2 east, 1 west, 2 west*) tendus le long de la diagonale des quatre panneaux présents sur le mur afin de mesurer les déformations des diagonales des panneaux

La figure 6.3 met en évidence la disposition des appareils.

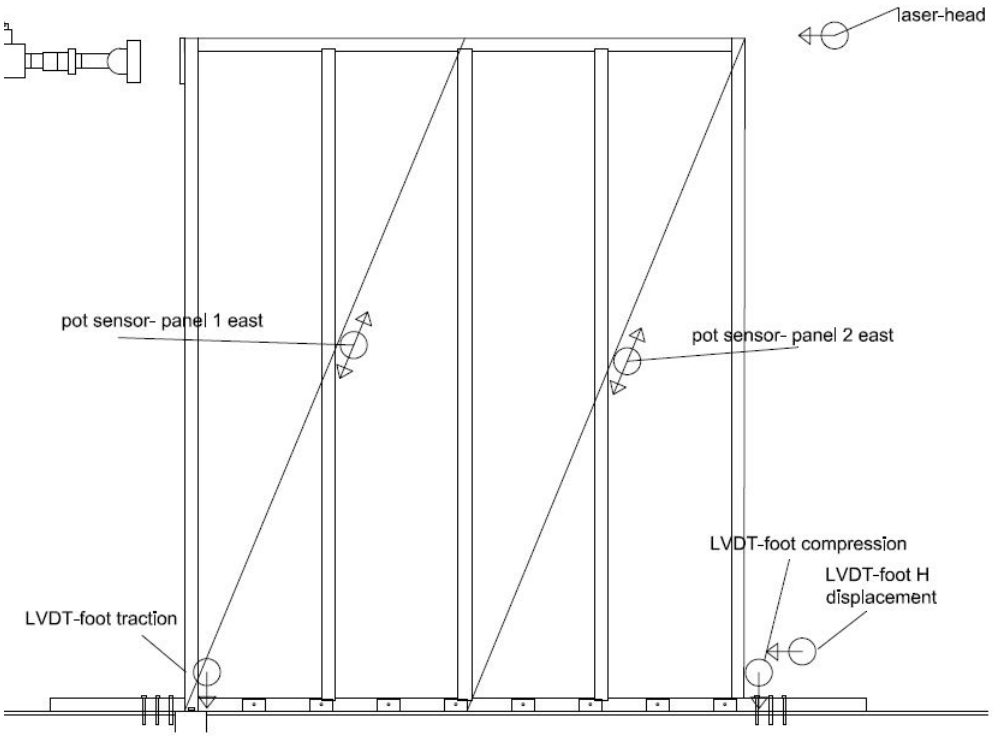


FIGURE 6.3 – schéma de la disposition des instruments de mesure sur les murs

6.4 Réalisation des essais

A l'aide du vérin disposant d'une capacité de 750kN, un effort horizontal est appliqué au niveau de la tête du mur via la plaque métallique. Il est à préciser que la norme NBN EN 594 prend en compte l'application de forces verticales : ces dernières sont favorables et stabilisantes car empêchent le soulèvement du montant sous le vérin en traction (donc un phénomène de rotation du mur) mais engendrent des efforts supplémentaires de compression au sein du montant à l'extrémité du mur. La figure 6.1 illustre ce phénomène. Ceci peut engendrer une rupture locale due à l'application d'une contrainte de compression perpendiculaire aux fibres de la lisse basse. Cependant, seul un vérin vertical d'une capacité de 350kN a été placé au sommet du montant afin d'empêcher la mise en rotation du mur (soulèvement du montant en traction). La photo 6.5 illustre ce propos.

La norme exprime qu'il faut enregistrer les déplacements en fonction du temps des essais (idéalement réalisés dans un délai de 300$\pm$ 120 secondes). Ceux-ci ont été exécutés en pilotant les déplacements à une vitesse de $0.1mm/sec$ (vitesse appliquée lors des essais menés par Casagrande et al.[13]) afin d'obtenir graphiquement le palier plastique et la résistance ultime des murs, tandis que le vérin vertical était piloté en force.



FIGURE 6.4 – dispositif mis en oeuvre au laboratoire LEMSC

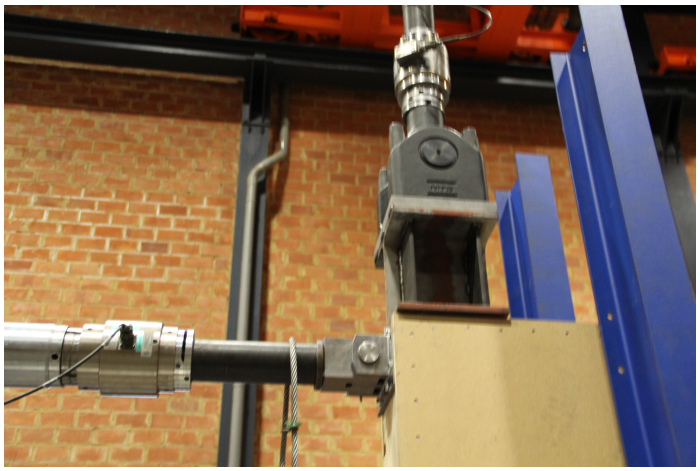


FIGURE 6.5 – détail de mise en application des vérins

6.4.1 Détermination expérimentale de la raideur d'un mur

La raideur du mur K est alors déterminée expérimentalement via la formule suivante[30] :

$$K = \frac{F_4 - F_2}{d_4 - d_2}[\text{N/mm}]$$

où

1. F_4 est la charge de contreventement à $0.4F_{max}$
2. F_2 est la charge de contreventement à $0.2F_{max}$
3. d_4 est le déplacement correspondant à F_4
4. d_2 est le déplacement correspondant à F_2

Il est à préciser que le déplacement d[mm] à tout instant équivaut au déplacement mesuré en tête de mur moins le déplacement enregistré en pied de mur (valeur de déplacements relatifs).

On peut aussi citer d'autres méthodes pour déterminer la raideur d'un mur en ossature bois, comme via ISO 21581 (2010) ou encore ASTM E 2126 (2008) définis ci-dessous[40] :

$$K_{ISO} = \frac{0.3F_{max}}{d_4 - d_1}$$

$$K_{ASTM} = \frac{F_4}{d_4}$$

6.4.2 Détermination expérimentale de la résistance d'un mur

La résistance maximale au contreventement F_{max} est obtenue à partir de la validation d'un des deux critères suivants :

1. présentation d'une rupture au sein du panneau mural
2. atteinte d'une déformation $d = 100mm$ au sein du panneau mural

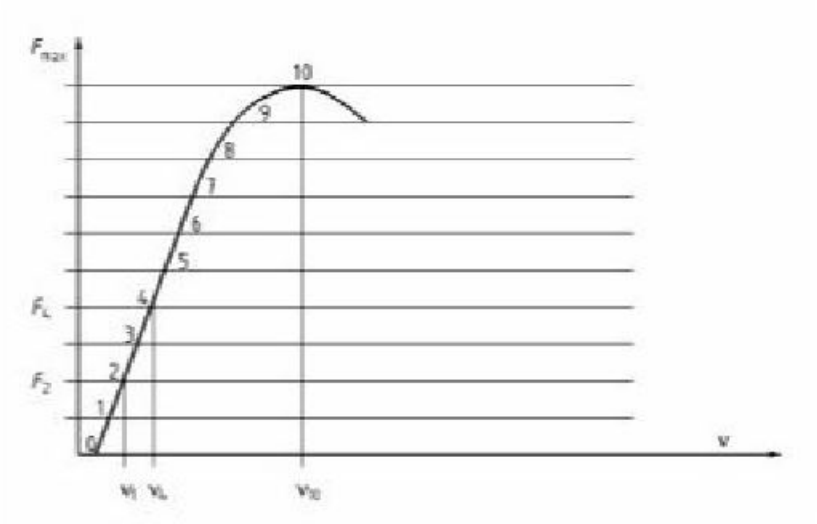


FIGURE 6.6 – graphique illustratif représentant la détermination de la raideur K et résistance maximale F_{max} expérimentalement via la norme NBN EN 594 [30]

6.4.3 Remarques et anomalies durant la réalisation des essais

Plusieurs problèmes ont été rencontrés durant la réalisation des essais et en partie résolus.

Durant la sollicitation du MUR-03, la lisse haute a fini par céder du à l'application de la charge du vérin vertical (voir figure 6.7)

Etant donné qu'aucune lisse de chaînage n'a été installée en-dessous de la lisse basse, la rotation du MUR-02 était en partie empêchée par appui sur la poutrelle métallique : ceci a engendré des efforts parasitaires de compression au niveau des angles en base des panneaux (voir photo 6.9). Afin de remédier à cela, un "chanfrein" a été réalisé à la base des panneaux sur quelques millimètres afin d'empêcher la mise en contact de la base du panneau sur la poutrelle. La présence d'une lisse de chaînage est recommandée pour de futurs essais complémentaires.

Les données obtenues via les capteurs potentiométriques placés sur les diagonales des panneaux (OSB et RWH) étaient malheureusement faussées. En effet, le capteur aurait dû être fixé au niveau de l'angle inférieur des panneaux et non directement sur la poutrelle métallique. Par conséquent, le coin inférieur du panneau se déplaçait, faussant l'interprétation des résultats.

De petites sections de panneaux ont été extrudées autour des tire-fonds afin de réduire l'interférence des connexions établies entre les panneaux de contreventement et ces tire-fonds.

Après échantillonage des panneaux et des montants au niveau du MUR-03 (contreventé sur les deux faces), l'absence de vis garantissant la fixation du sommet des montants intermédiaires a été constatée.

Après revérification de la longueur des entraxes intermédiaires, on a remarqué qu'un entraxe de 200mm a été appliqué sur les montants intermédiaires des MUR-01,03 et 04 (au lieu de 300mm). Cette même constatation a été observée sur le mur 2 où 100mm ont été appliqués au lieu de 150mm. De plus, l'entraxe intermédiaire de 200mm (au lieu de 150mm) a aussi été appliqué sur le montant central des MURS-03 et 04 (montant commun aux deux panneaux de contreventement), ce qui peut expliquer que les connecteurs ont été plus déformés sur ce montant.



FIGURE 6.7 – rupture de la lisse supérieure durant la mise en charge du mur 4 (04 juillet 2019)



FIGURE 6.8 – absence de vis au sommet des montants intermédiaires du MUR-04 (05 juillet 2019)

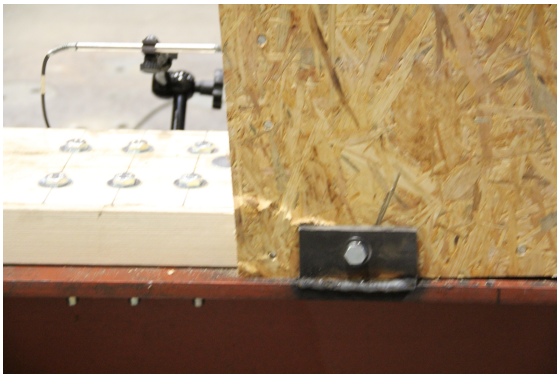


FIGURE 6.9 – mise en compression de la base du panneau durant le test du MUR-02 (03 juillet 2019)

6.5 Résultats des essais et interprétations

Remarque : l'estimation des masses volumiques et teneurs en eau des bois et panneaux figurent au sein des annexes B.

6.5.1 Comparaison des résistances théoriques et expérimentales

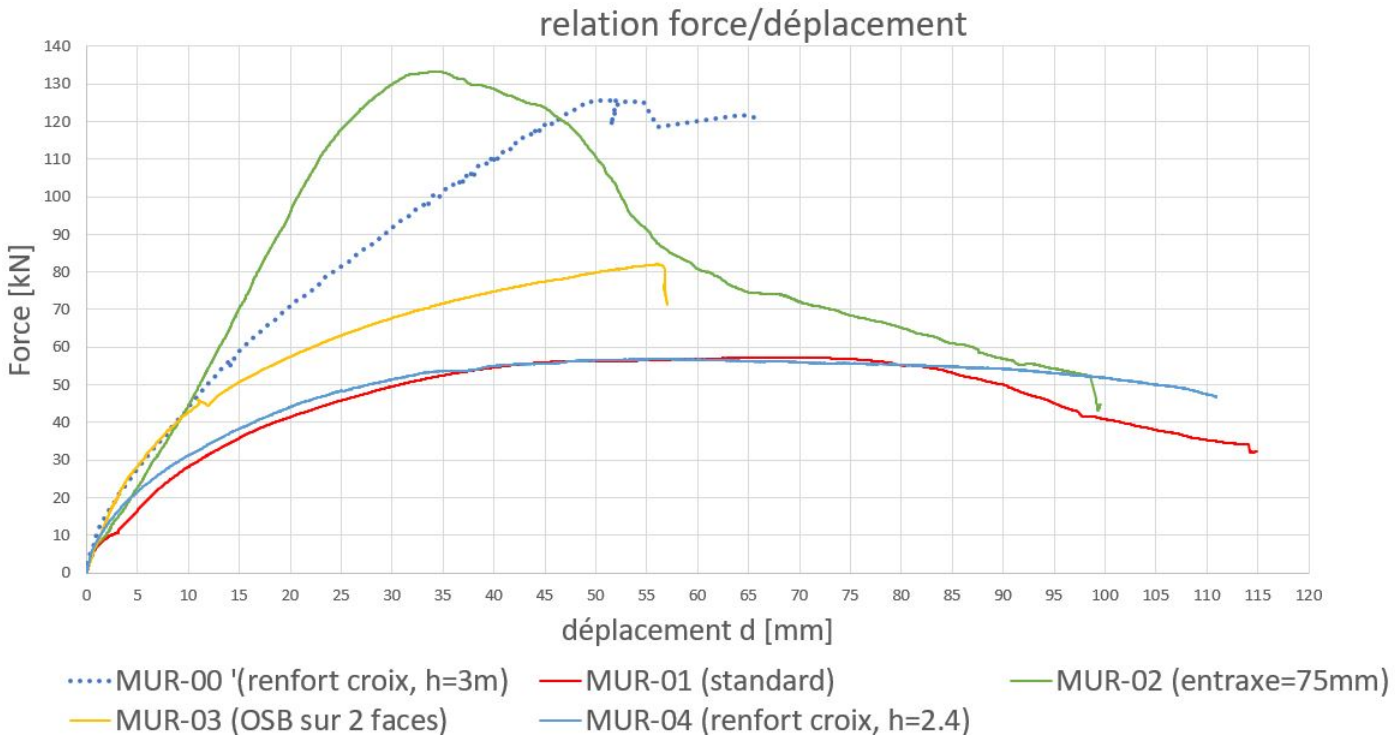


FIGURE 6.10 – relation force/déformation des murs testés au laboratoire LEMSC

Les valeurs de résistances F_{max} obtenues expérimentalement figurent au sein du tableau 6.2 tandis que les raideurs obtenues expérimentalement sont indiquées dans les tableaux 6.4, 6.5, 6.6 et 6.7. Les graphiques présentant le soulèvement et compression des montants durant la réalisation des tests figurent au sein de l'annexe B.
On constate que les valeurs de résistance obtenues expérimentalement sont bien plus élevées (d'environ un facteur 3) par rapport aux résistances calculées via la méthode A. En ce qui concerne la valeur de résistance obtenue pour le MUR-02, cette valeur peut être remise en question étant donné que la rotation des panneaux était empêchée à cause du contact avec la poutrelle métallique. Cependant, on constate une corrélation entre la résistance obtenue avec le MUR-01 et le MUR-02 (diminuer l'entraxe des connecteurs de moitié revient à doubler la résistance théorique du mur). Au sein du tableau 6.2, la résistance ainsi que la raideur des MUR-00 et MUR-04 n'ont pas su être estimées car cette configuration n'est pas définie au sein de l'Eurocode 5.

En comparant les gains de résistance, on peut tirer certaines observations :

1. doubler les panneaux d'OSB ne double pas la résistance. Cependant, cette conclusion peut être nuancée étant donné que la présence des panneaux RWH ont pu apporter un gain de résistance au niveau du mur "standard"
2. diviser par deux l'entraxe des connecteurs semble bel et bien doubler la résistance

3. insérer la croix de Saint-André n'a apporté aucun gain de résistance : il semble que le jeu présent entre l'écharpe et l'angle des caissons ait pu empêcher la reprise des efforts horizontaux. Ce dernier s'est donc comporté exactement comme le mur standard. Cependant, le mur renforcé et testé en avril (MUR-00) présente un gain considérable de résistance. Par rapport au MUR-04, la mise en charge était uniquement dû à un vérin horizontal de 100kN.

configuration	**Gain résistance** [%]
2 panneaux OSB	43
entraxe de 75mm	133
renfort croix	0

TABLE 6.1 – gain de résistance par rapport à la configuration standard (entraxe de 150mm)

nom	F_{max}	R_{fm}	**ratio**
MUR-00	126.19	-	-
MUR-01	57.19	17.99	3.18
MUR-02	133.28	35.98	3.70
MUR-03	82.02	29.98	2.74
MUR-04	56.94	-	-

TABLE 6.2 – résistance maximale obtenus par essais à échelle réelle

6.5.2 Comparaison des raideurs théoriques et expérimentales

En prenant comme hypothèses :

1. qu'on considère la raideur des équerres de cisaillement comme extrêmement élevée (10^8N/mm) (dispositif notamment bloqué à l'aide d'une planche de bois prenant appui sur une colonne du portique)
2. qu'on considère la raideur des équerres d'ancrage comme extrêmement élevée (10^8N/mm) (le vérin vertical empêche le soulèvement du montant en traction et celui-ci se soulève d'au maximum 5mm durant le palier élastique des essais)
3. qu'on néglige la contribution de la raideur des panneaux RWH (ceux-ci n'étant pas considérés comme contribuant au contreventement)

Les valeurs théoriques obtenues pour estimer la raideur des murs via les différentes méthodes illustrées au sein du chapitre 3 sont les suivantes :

nom	K_{Lignum}**[N/mm]**	$K_{Källsner}$**[N/mm]**	$K_{Casagrande}$**[N/mm]**	K_{Seim}**[N/mm]**
MUR-01	2356.11	3814.95	3089.87	2687.12
MUR-02	4039.36	7629.90	5224.03	4420.15
MUR-03	4587.98	7629.90	6179.81	5697.64

TABLE 6.3 – raideurs théoriques en fonction des méthodes pour les différentes configurations de murs testées

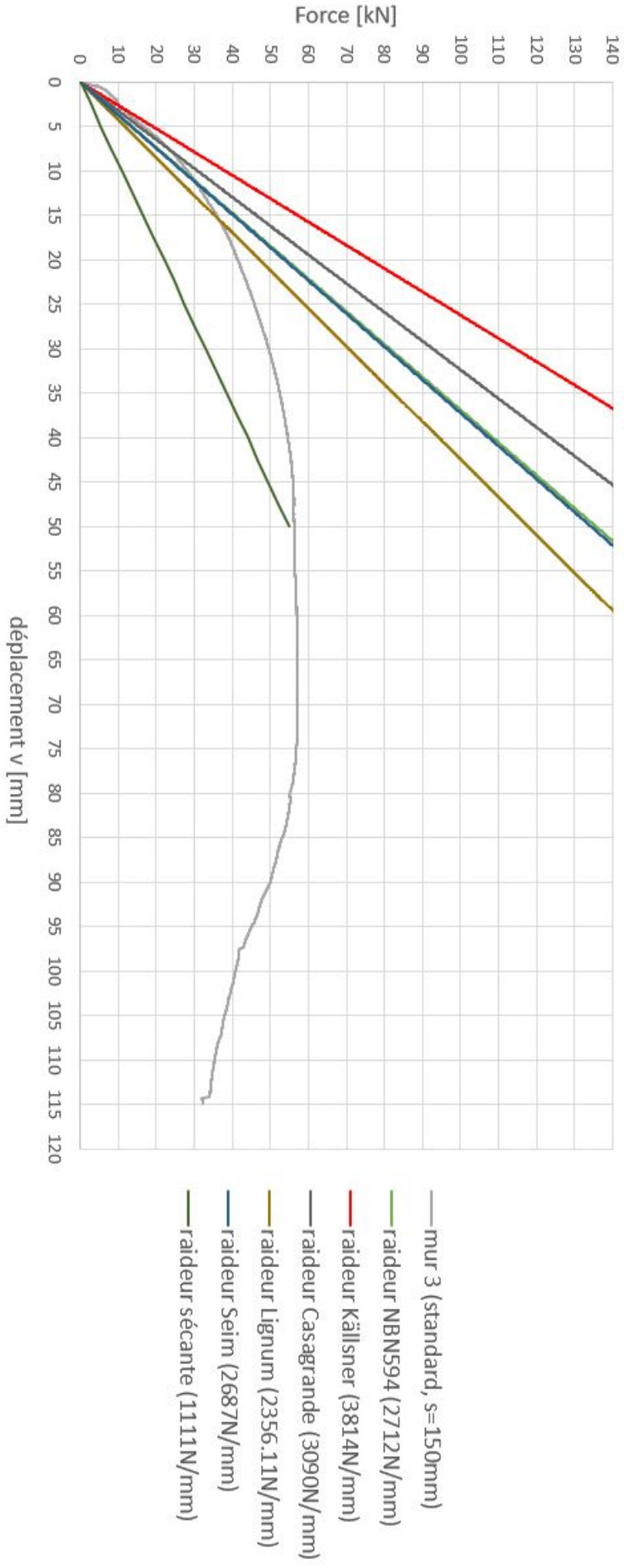


FIGURE 6.11 – comparaison des raideurs estimées analytiquement pour le mur standard MUR-01

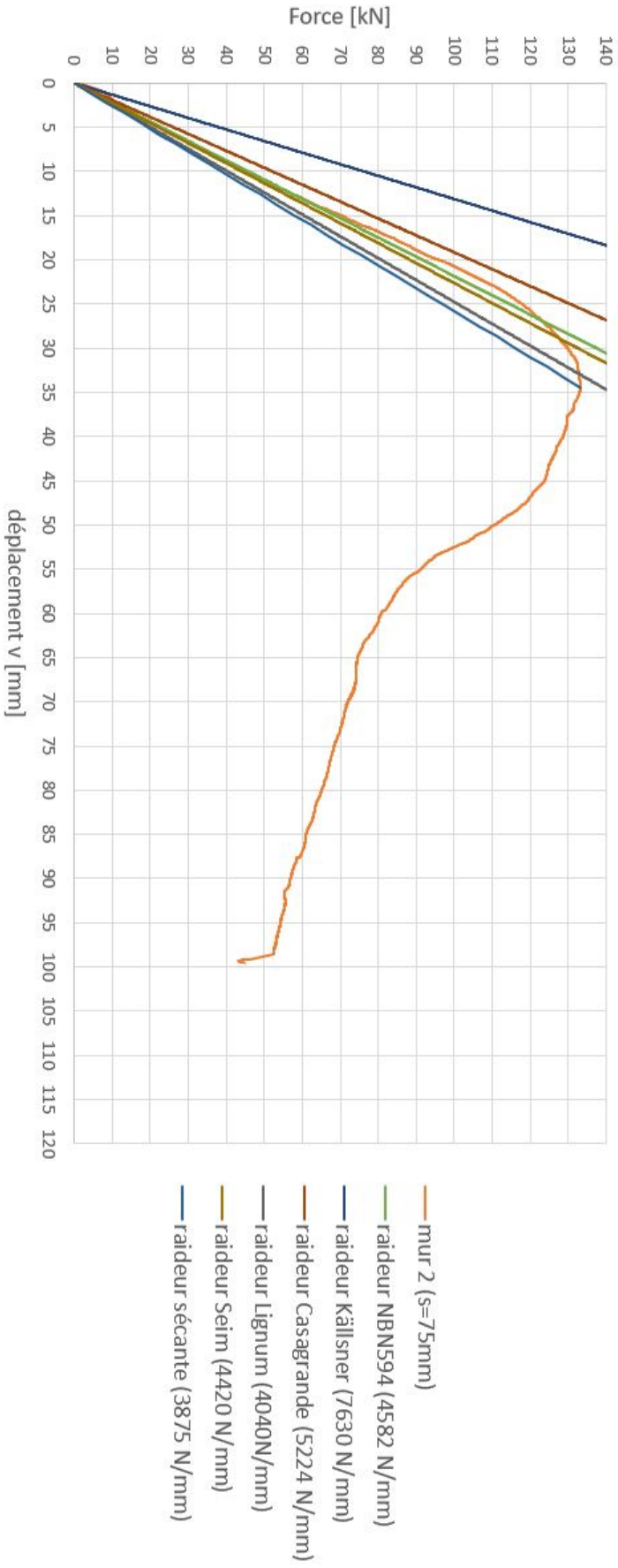


FIGURE 6.12 – comparaison des raideurs estimées analytiquement pour le mur MUR-02, avec réduction de l'entraxe à 75mm

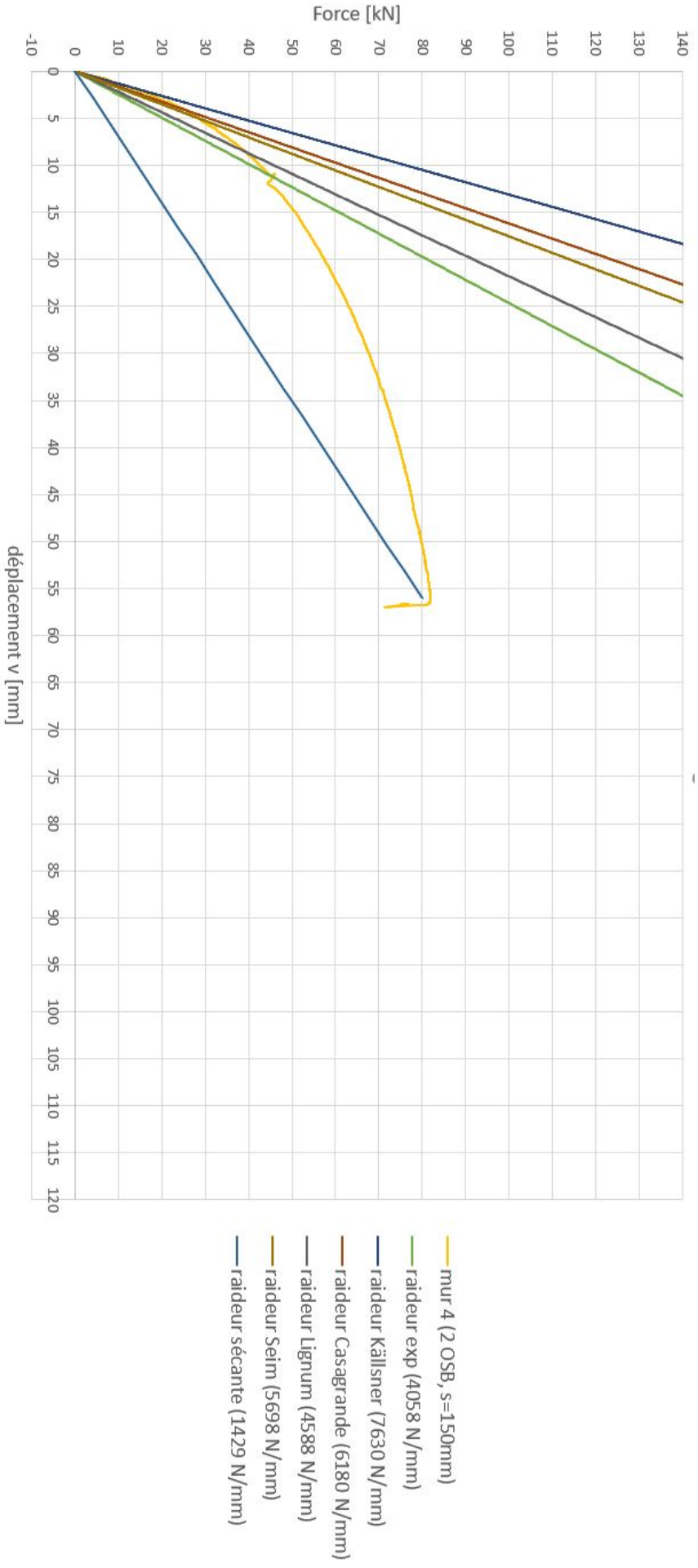


FIGURE 6.13 – comparaison des raideurs estimées analytiquement pour le mur MUR-03, avec application de panneaux d'OSB sur les deux faces des caissons

mur	K_{exp}**[N/mm]**	$K_{Källsner}$**[N/mm]**	**ratio exp/Källsner**[N/mm]
MUR-00	2672.01	-	-
MUR-01	2711.85	3814.95	0.71
MUR-02	4582.13	7629.90	0.60
MUR-03	4058.14	7629.90	0.53
MUR-04	2981.45	-	-

TABLE 6.4 – comparaison entre les raideurs expérimentales et celles obtenues analytiquement par la méthode de Källsner et Girhammar

mur	K_{exp}**[N/mm]**	K_{Lignum}**[N/mm]**	**ratio exp/Lignum**[N/mm]
MUR-00	2672.01	-	-
MUR-01	2711.85	2356.11	1.15
MUR-02	4582.13	4039.37	1.13
MUR-03	4058.14	4587.98	0.88
MUR-04	2981.45	-	-

TABLE 6.5 – comparaison entre les raideurs expérimentales et celles obtenues analytiquement par la méthode proposée par le Lignum

mur	K_{exp}**[N/mm]**	$K_{Casagrande}$**[N/mm]**	**ratio exp/Casagrande**[N/mm]
MUR-00	2672.01	-	-
MUR-01	2711.85	3089.87	0.88
MUR-02	4582.13	5224.03	0.88
MUR-03	4058.14	6179.82	0.66
MUR-04	2981.45	-	-

TABLE 6.6 – comparaison entre les raideurs expérimentales et celles obtenues analytiquement par la méthode proposée par Casagrande et al.

mur	K_{exp}**[N/mm]**	K_{Seim}**[N/mm]**	**ratio exp/Seim**[N/mm]
MUR-00	2672.01	-	-
MUR-01	2711.85	2687.13	1.01
MUR-02	4582.13	4420.15	1.04
MUR-03	4058.14	5697.64	0.71
MUR-04	2981.45	-	-

TABLE 6.7 – comparaison entre les raideurs expérimentales et celles obtenues analytiquement par la méthode proposée par Seim et al.

Sur base des résultats obtenus expérimentalement (voir 6.11, 6.12 et 6.13), on peut en retirer certaines observations :

1. mettre des panneaux d'OSB sur les deux faces des caissons ne double pas la raideur. Cependant, cette constatation peut être nuancée due à la présence des panneaux RWH sur le mur standard
2. réduire de moitié l'entraxe des connecteurs ne semble, au contraire de la résistance, ne pas doubler la raideur du mur
3. renforcer le caisson au vent par une croix de Saint-André n'a apporté aucun gain de raideur significative

configuration	**Gain raideur** [%]
2 panneaux OSB	52
entraxe de 75mm	67
renfort croix	10

TABLE 6.8 – gain de résistance par rapport à la configuration standard (entraxe de 150mm)

On remarque qu'à l'exception de la configuration du MUR-03, la méthode proposée par Seim et al. semble fournir une valeur fort proche de la raideur déterminée expérimentalement tout en restant inférieure à celle-ci. La méthode de Casagrande et al. fournit une valeur supérieure mais relativement proche. La méthode proposée par Källsner semble bien trop surestimer la raideur réelle des murs en ossature bois, ce qui n'est pas sécuritaire aux ELS.

Pour terminer, la méthode proposée par le Lignum semble quant à elle estimer une valeur de raideur inférieure à l'expérimentale pour les MUR-01 et MUR-02, ce qui est sécuritaire aux ELS. Elle surestime la raideur pour le MUR-03 bien qu'elle reste cependant assez proche. Par conséquent, cette méthode semble intéressante à considérer pour estimer la raideur des murs en ossature bois tout en restant sécuritaire aux ELS.

6.6 Conclusions concernant les essais

Suite à la première série d'essais réalisée au mois d'avril, une première constatation émerge : les formules proposées par Johansen pour déterminer la résistance au cisaillement des connecteurs semblent bien trop sécuritaires et minimisent l'ordre de grandeur de résistance. Cependant, ces formules estiment correctement le mode de rupture des connecteurs sur base des observations expérimentales.



FIGURE 6.14 – rupture des connecteurs au sein du MUR-02

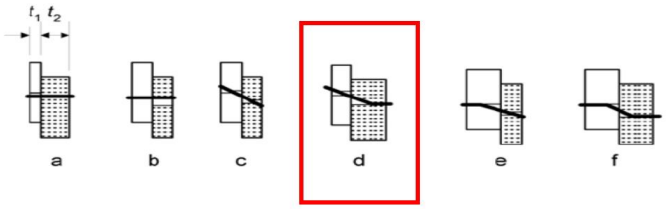


FIGURE 6.15 – rupture théorique attendue [12]

Afin d'obtenir une meilleure estimation de la résistance d'un mur en ossature bois, il est conseillé d'effectuer des essais sur échantillons réduits via la norme NBN-ISO 6891. Ceci aurait constitué une étude préliminaire sur la résistance des connecteurs au sein de l'assemblage montant/OSB et montant/RWH. En guise d'illustration, on peut citer par exemple la campagne d'essais menée par le CSTC en 2011 où des essais sur échantillons ont montré une différence de résistance significative : avec une configuration définie par des clous de $\varnothing$ 2.53x45mm, un panneau d'OSB de 12mm fixé sur un montant en résineux de classe C24, les formules de Johansen estimaient la résistance au cisaillement théorique des connecteurs à $F_{f,Rd} = 485N$. Or, après avoir réalisé une série d'essais sur échantillons, le CSTC était arrivé à une résistance moyenne de $F_{f,moy} = 973N$, soit une résistance doublement plus élevée.

Bien que le CSTC affirme que les essais peuvent être réalisés sans applications de charges verticales, celles-ci sont tout de même fortement recommandées afin de réduire les efforts de traction présents dans le montant au vent (soit du côté du vérin). En effet, bien qu'une paire d'équerres de traction de type WHT540 de chez Rothoblaas a été utilisée pour reprendre ces efforts lors de la première série d'essais à la fin du mois d'avril, ceci n'a pas suffi pour empêcher le phénomène de soulèvement et basculement du mur. L'utilisation d'une équerre d'ancrage "sur mesure" comme installée par exemple lors des essais menés par Casagrande et al.(2015)[13] est conseillée.

Il est recommandé de réitérer les essais réalisés afin de valider statistiquement les résultats sur base d'un échantillonage significatif. Reproduire les essais en ôtant les panneaux RWH est aussi conseillé.

Une remarque peut être faite concernant la mise en oeuvre des montants au sein des murs testés. En effet, on peut distinguer deux cas :

— la charge est appliquée sur la lisse haute du mur
— la charge est appliquée sur le sommet du montant au vent

Ce deuxième cas est en général d'application au niveau des hangars d'assemblage chez Mobic car est plus aisé à réaliser d'un point de vue technologique. Cependant, il ne s'agit pas d'un cas couramment observé et étudié par rapport à ce qui est réalisé expérimentalement au sein de la littérature scientifique.

En théorie, dans le cas de l'application d'une mise en charge directement sur le sommet du montant, on évite en théorie un "effet de charnière" au niveau de l'assemblage montant/lisse aux angles des caissons. Par conséquent, on mobilise théoriquement plus rapidement l'ensemble des connecteurs effectuant la couture au pourtour des caissons. Dans ce cas, cela engendrerait un gain de résistance et de rigidité par rapport à un assemblage "classique" des lisses et montants. Les schémas 6.16 et 6.17 illustrent ces propos.

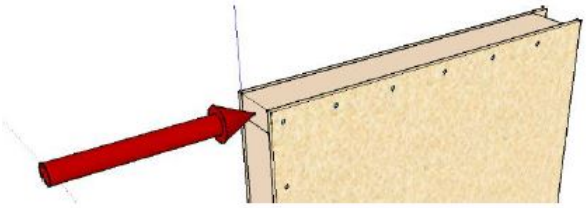


FIGURE 6.16 – assemblage de la lisse haute reposant sur les montants (B. Dubois, 2019)

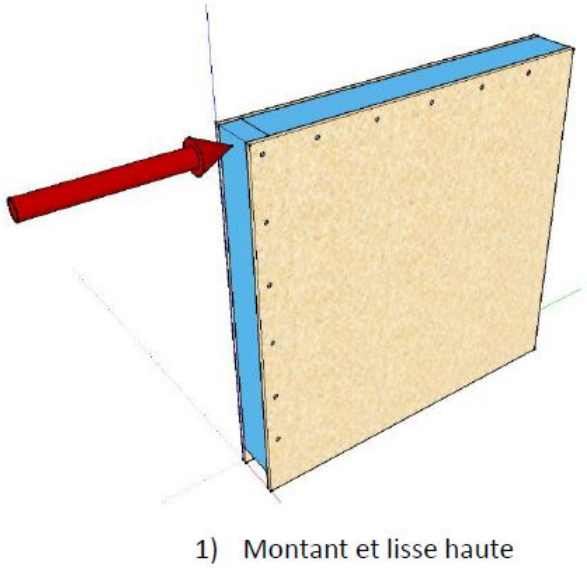


FIGURE 6.17 – mobilisation des connecteurs le long des montants et lisses (B. Dubois, 2019)

Vu le gain de résistance qui semble être réalisé, il peut être intéressant d'effectuer des séries d'essais sur modèle réduit ou à échelle réelle en comparant les méthodes d'assemblage. On pourrait entre autre analyser le champ de contrainte et de déformation au niveau des angles des caissons à l'aide d'une DIC.

Troisième partie

Analyse à l'échelle globale : étude d'un bâtiment théorique

Chapitre 7

Prédimensionnement des systèmes de contreventement

Avant de passer à l'analyse du bâtiment théorique, ce chapitre présente les résultats d'une étude supplémentaire. Celle-ci consiste à tenter de proposer une méthode afin d'estimer la longueur de mur de refend nécessaire au sein d'une structure en ossature bois pour reprendre les efforts au vent. L'impact de la forme du bâtiment est aussi prise en compte.

7.1 Présentation

Il est à préciser que la démarche s'inspire du tableau de prédimensionnement présenté au sein du projet "Do-it Houtbouw" trouvé dans le mémoire de T. Lejeune et Y. Chashanovski[11]. Comme expliqué précédemment, les pressions de pointe dues au vent s'accroissent avec la hauteur du bâtiment, ce qui engendre des efforts de cisaillement croissants avec l'augmentation de hauteur du bâtiment.

De plus, la longueur de murs de refend nécessaire au contreventement peut varier en fonction de la géométrie du bâtiment étudié. Dans le cas de ce chapitre, l'étude se limite à un bâtiment théorique de dimension rectangulaire.

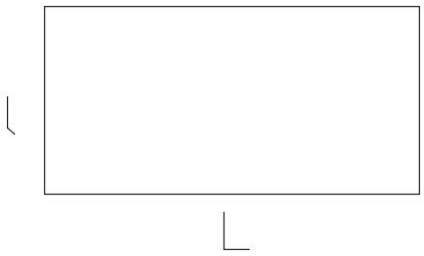


FIGURE 7.1 – schéma pour le dimensionnement des voiles

Il est par conséquent intéressant d'analyser la quantité de longueur de voile minimale nécessaire afin de reprendre les efforts au vent le long du pan d'un bâtiment en amont d'un projet. Dans un premier temps, on peut analyser l'impact sur le prédimensionnement quant à la géométrie du bâtiment : un coefficient α a été défini comme étant le ratio entre la longueur de pan d'un bâtiment et celle du mur sous le pignon : $\alpha = \frac{L}{l}$.

De plus, un coefficient β a aussi été défini comme représentant le coefficient multipliant la longueur de mur de refend sous pignon. Par conséquent, on peut s'attendre intuitivement à ce que le prédimensionnement soit plus restrictif pour des valeurs de α croissantes.

L'analyse s'est limitée :

— pour des hauteurs de bâtiments entre 3 et 30m, en considérant qu'un étage (avec hauteur de plancher) est arrondi à 3m
— a des valeurs de β entre 1 et 6 : la valeur limitée à 6 est justifiée car des valeurs plus élevées représenteraient un nombre trop important de voiles de contreventement au sein d'un bâtiment de dimensions modestes (par exemple une maison unifamiliale), ce qui serait trop contraignant d'un point de vue architectural
— a une longueur de pan de 12.5m
— a l'étude d'un bâtiment dont l'implantation se situe sur un site de catégorie III, soit considéré dans un milieu suburbain
— en considérant des voiles sans percements ni allèges
— en limitant les valeurs de α entre 1 et 2 : en effet, une valeur unitaire représente un bâtiment dont la géométrie du plan est carrée (soit le plus efficace pour le contreventement) et des valeurs supérieures à 2 engendreraient des bâtiments aux dimensions trop élancés

Les valeurs de β en fonction de la hauteur h a été estimée en effectuant le ratio entre le cisaillement sollicitant V_{Ed}(aux ELU) au rez-de-chaussée et la longueur de voile nécessaire pour reprendre cet effort sollicitant en considérant différentes valeurs de résistance (kN/m) des voiles.

En guise d'exemple, on peut refaire l'analyse en considérant une implantation dans un site de catégorie 0 soumis au vent de la mer (le plus contraignant). Dans ce contexte, on peut s'attendre à des ratios de dimensionnement plus contraignants, comme le présente la figure 7.3.

Les figures 7.2, 7.4, 7.5, 7.6 et 7.7 présentent ces analyses.

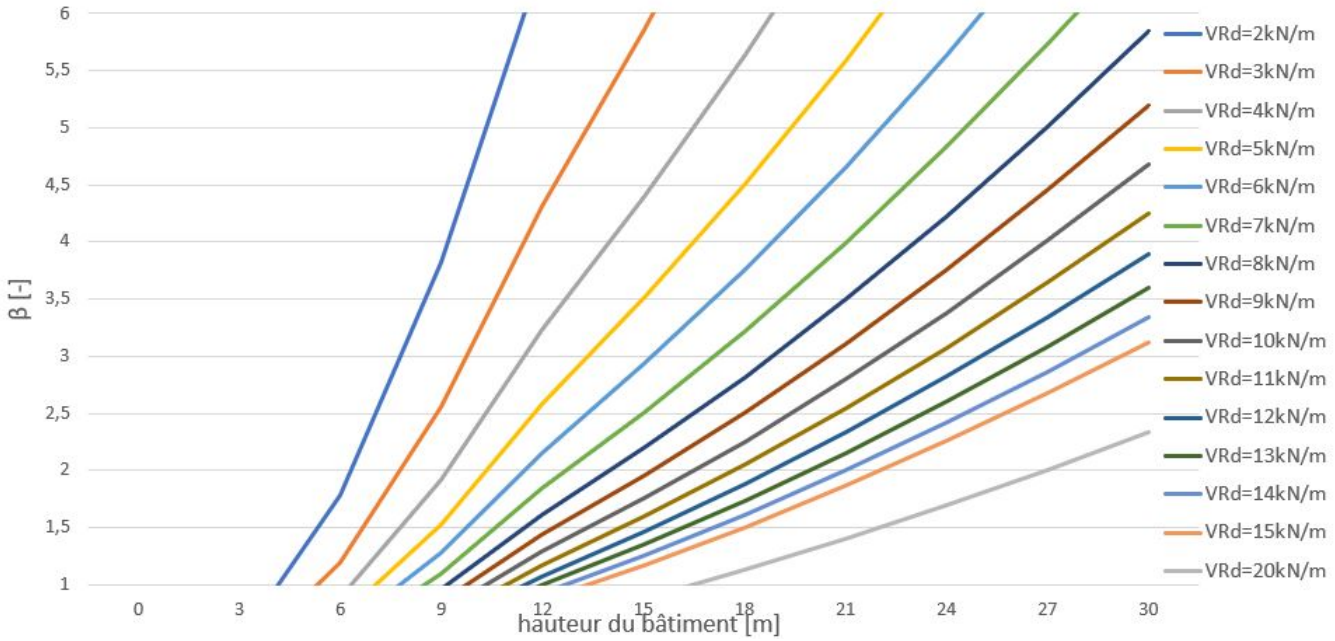


FIGURE 7.2 – prédimensionnement pour $\alpha = 1$

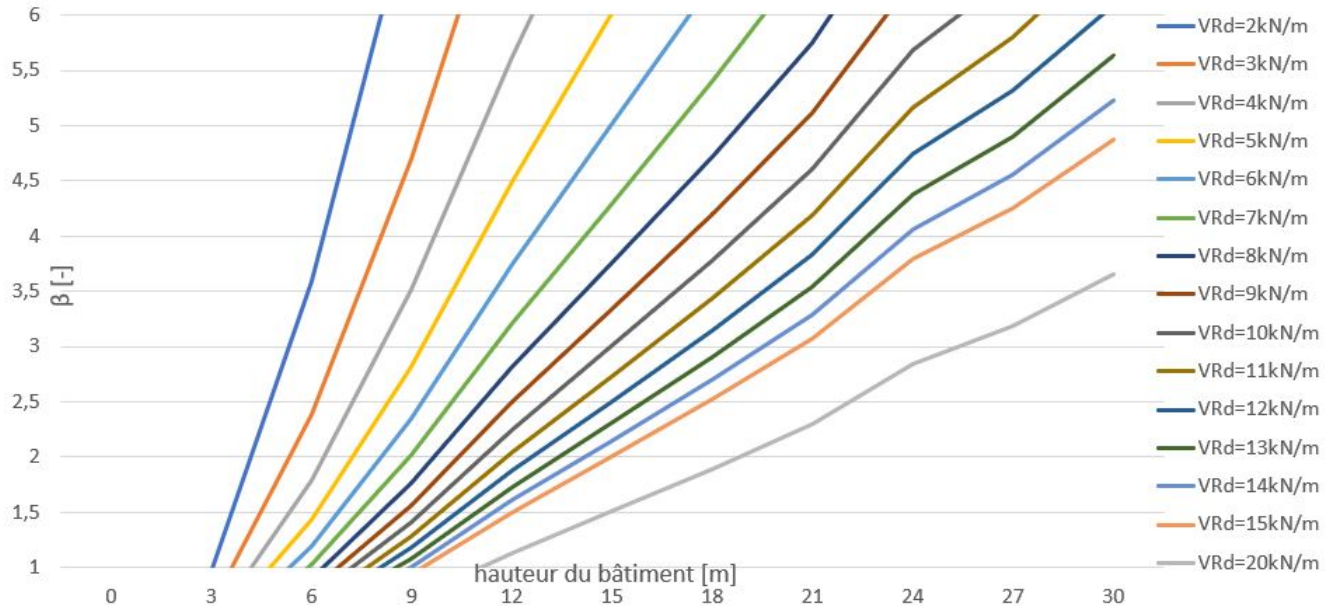


FIGURE 7.3 – prédimensionnement pour $\alpha = 1$ pour une implantation de catégorie 0

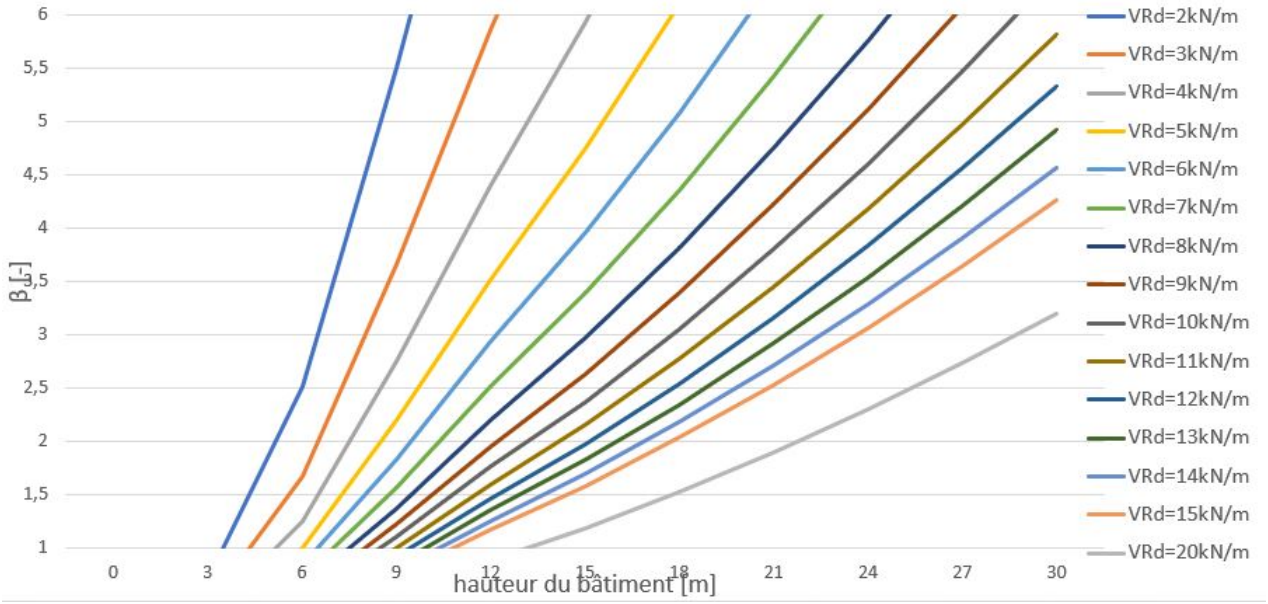


FIGURE 7.4 – prédimensionnement pour $\alpha = 1.33$

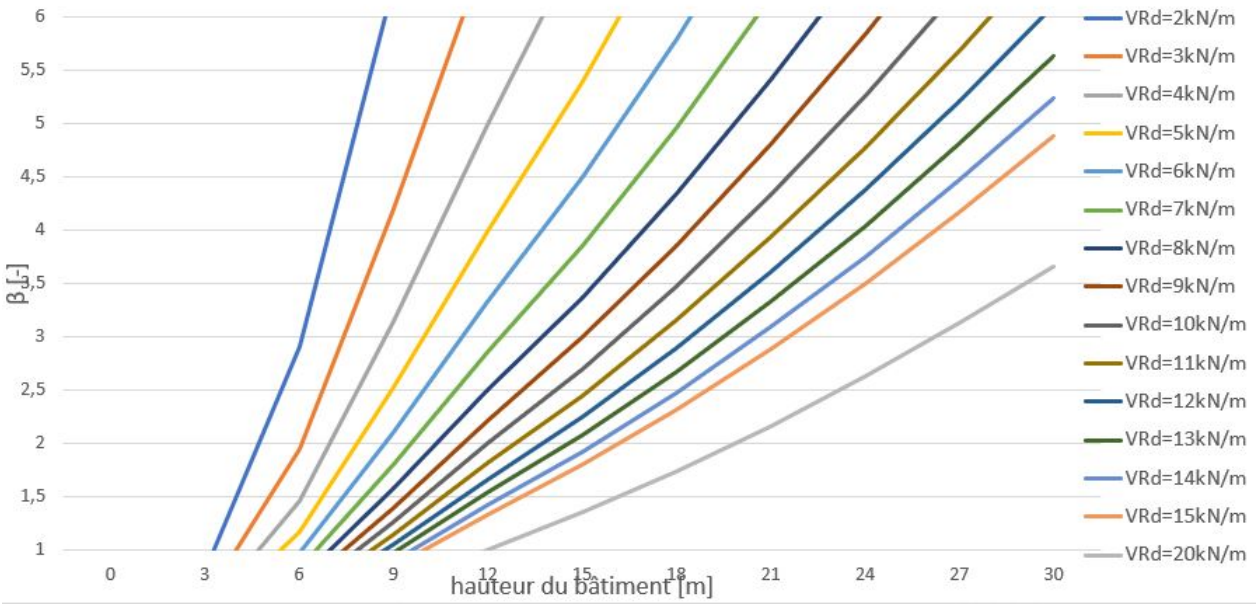


FIGURE 7.5 – prédimensionnement pour $\alpha = 1.5$

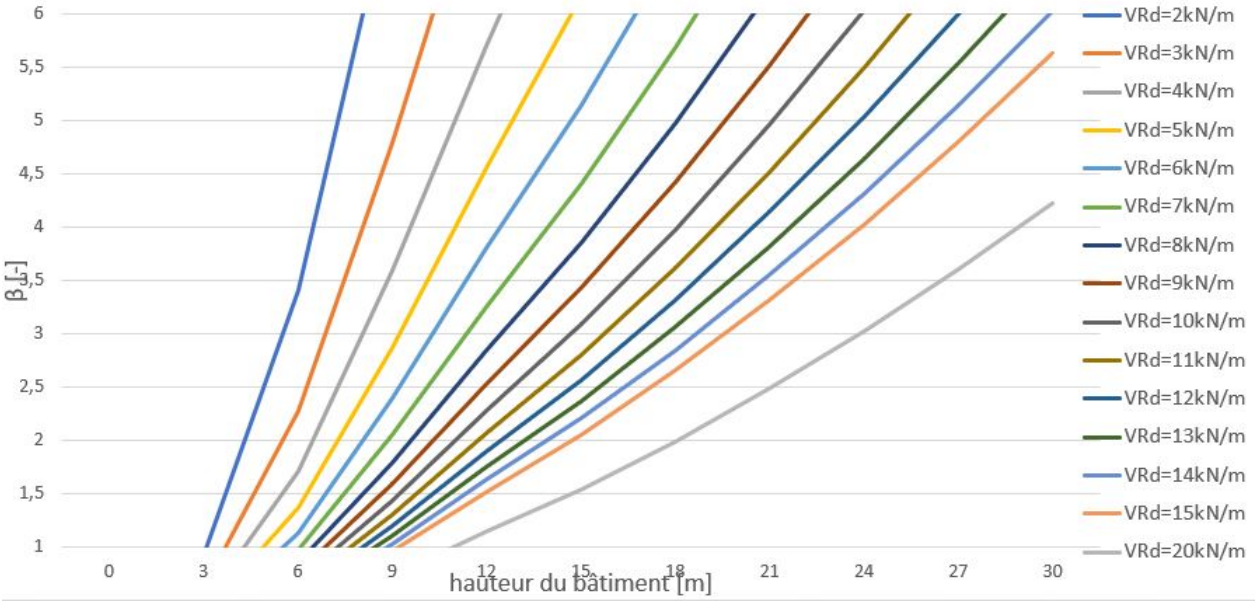


FIGURE 7.6 – prédimensionnement pour $\alpha = 1.7$

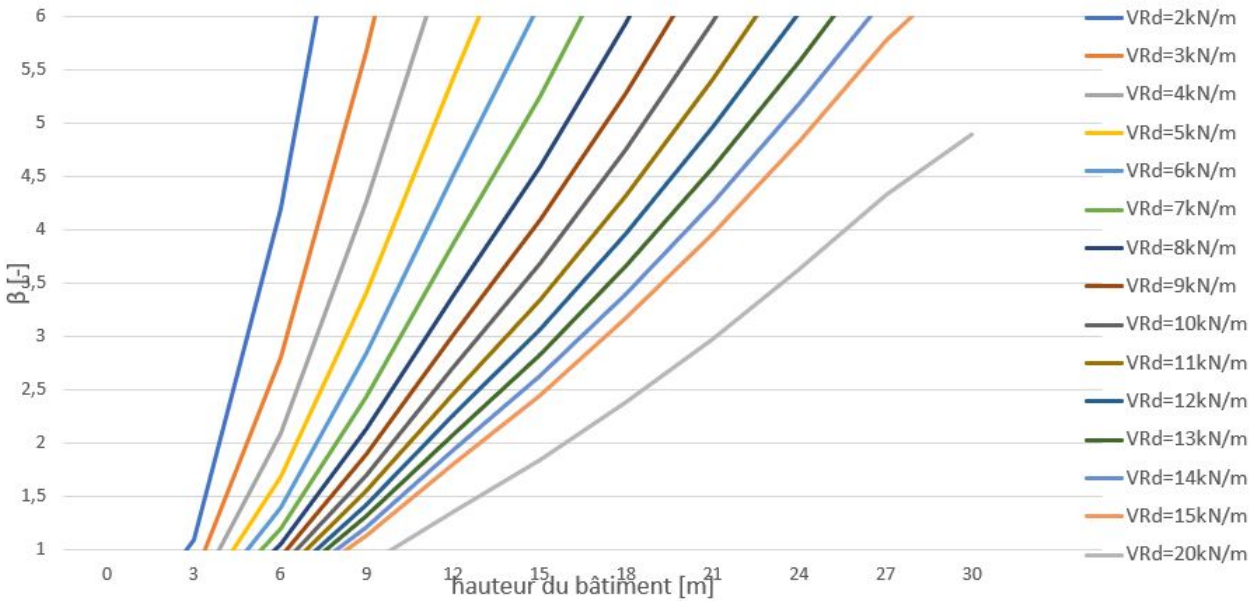


FIGURE 7.7 – prédimensionnement pour $\alpha = 2$

7.2 Conclusions

Sur base des graphiques, on constate que, comme attendu, des valeurs de α croissantes imposent des longueurs de voiles pour le contreventement plus importantes : les segments au sein des graphiques présentent des pentes de plus en plus croissantes. La démarche pourrait être réitérée pour d'autres catégories de terrain.

Chapitre 8

Analyse d'un bâtiment théorique

8.1 Présentation du bâtiment de référence

A présent que la résistance et raideur des systèmes de murs ont pu être déterminées analytiquement et que celles des murs expérimentaux ont été vérifiées, on peut étendre ces acquis afin d'étudier un bâtiment multi-étagés théorique. L'estimation des déplacements aux étages est réalisée via la méthode figurant au sein du mémoire de T. Fischer (2014)[17],J-B. Simon et A. Slondrazana (2014)[26], se basant eux-même sur le Programme AQCEN[7].

Le projet théorique proposé consiste en un bâtiment en ossature bois occupé par des bureaux sur l'ensemble des étages (type "open space") situé dans la banlieue de Liège. On considère qu'il n'y a pas d'autres types d'occupation et que seuls les panneaux de l'ossature servent au contreventement de la structure. Le bâtiment ne dispose par conséquent d'aucun noyau en béton en guise d'élément stabilisant. Afin de simplifier l'illustration d'un étage type, les solives n'ont pas été introduites dans le rendu. Celles-ci sont indiquées sur les plans au sein des annexes C.

Le bâtiment dispose d'étages de dimension rectangulaire de 20 mètres sur 16 mètres.

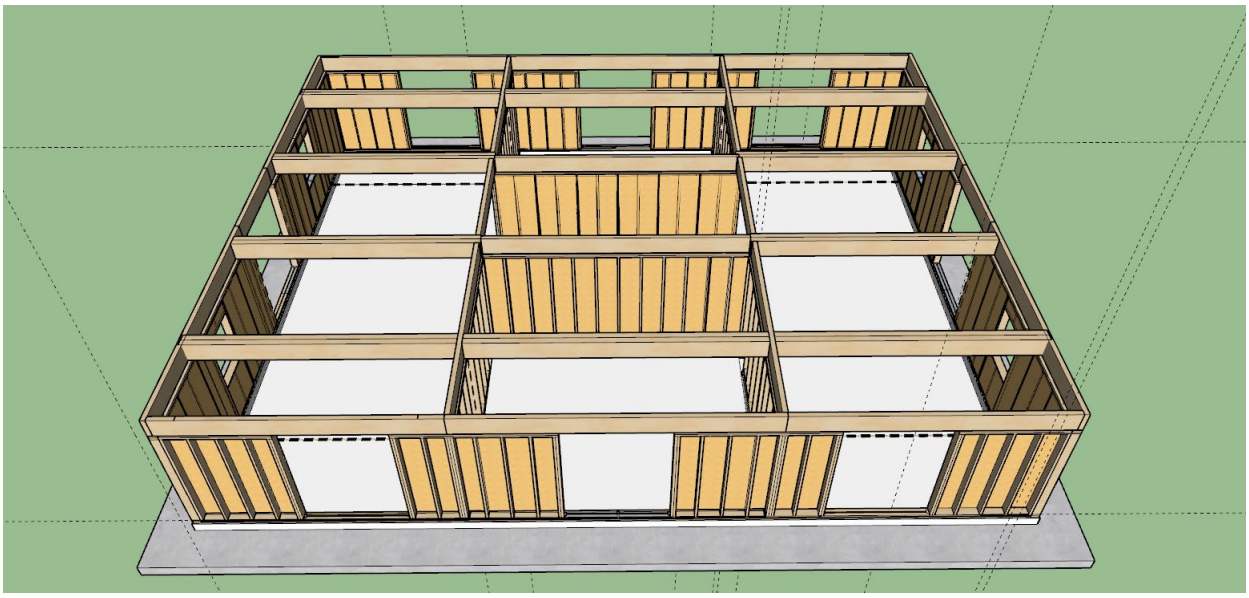


FIGURE 8.1 – rendu d'un étage courant pour le bâtiment de référence

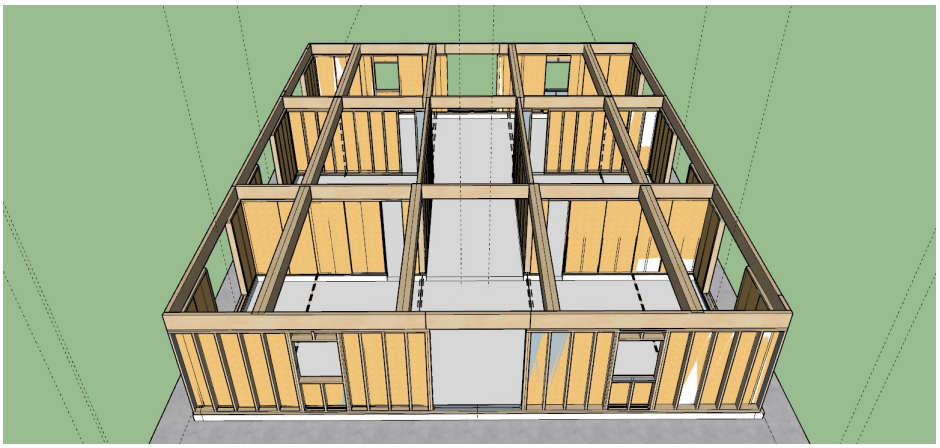


FIGURE 8.2 – rendu d'un étage courant pour le bâtiment de référence

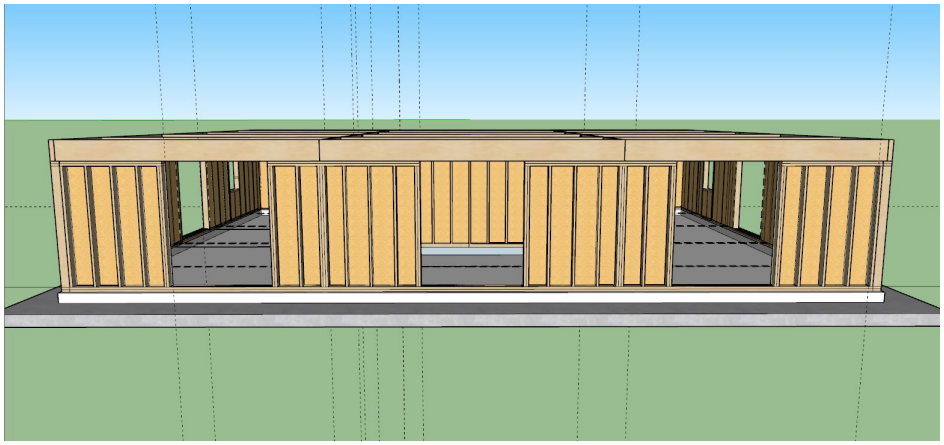


FIGURE 8.3 – rendu d'un étage courant pour le bâtiment de référence

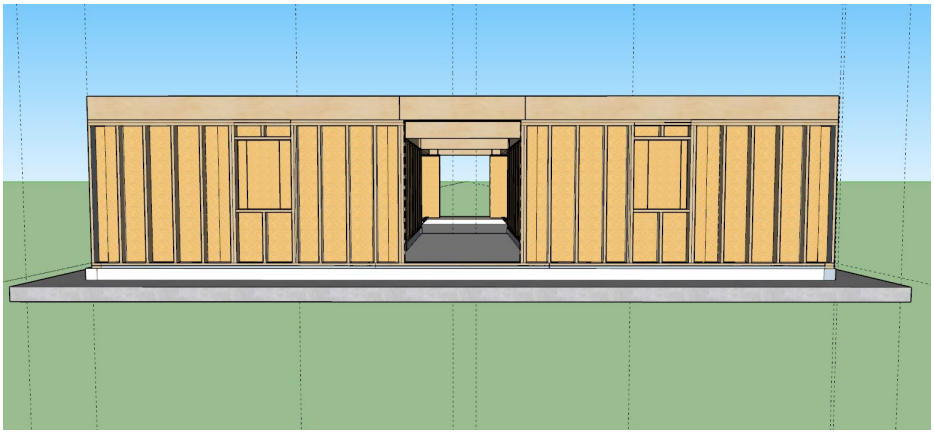


FIGURE 8.4 – rendu d'un étage courant pour le bâtiment de référence

8.1.1 Hypothèses

On émet comme hypothèses que :
— le bâtiment est constitué d'une toiture plate avec un angle de 3%
— les planchers servant de diaphragmes sont considérés comme rigides (voir 2.3.1)
— vu la symétrie du bâtiment, le centre de masse et de raideur concordent, n'engendrant alors aucun phénomène de torsion
— on néglige la présence de trémies au niveau des planchers
— étant donné que la hauteur du bâtiment peut varier, l'étude de résistance au feu n'a pas été considérée vu que les critères REI fixés par les arrêtés royaux deviennent plus contraignants avec la hauteur du bâtiment

Par rapport au comportement au vent, on suppose que :
— les pressions internes (et donc les coefficients de pressions internes c_{pi}) sont négligées : le bâtiment est considéré comme fermé
— la répartition des pressions dues au vent est considérée comme uniforme sur la longueur des façades : une seule aire de référence le long des façades est prise en compte
— la catégorie de rugosité de terrain est de classe III, soit une implantation dans un village ou une zone suburbaine, comme la banlieue liégeoise
— la période de retour c_{prob}=50 ans
— La vitesse de référence au vent $v_{b,0} = 24m/s$ dans la province de Liège
— le coefficient de provenance du vent $c_{dir} = 1$ (soit un vent venant de l'ouest)
— le coefficient lié à la saison $c_{season} = 1$ vu que la construction est considérée comme permanente
— les coefficients structuraux c_s et c_d sont considérés unitaires (hypothèse sécuritaire)
— le coefficient d'orographie $c_0(z) = 1$ vu que la pente du terrain est considérée comme inférieure à 5%
— étant donné que la pente de la toiture plate est inférieure à 5° et que le bâtiment est fermé, la dépression sous la toiture ainsi que la pression sur la toiture sont négligées.

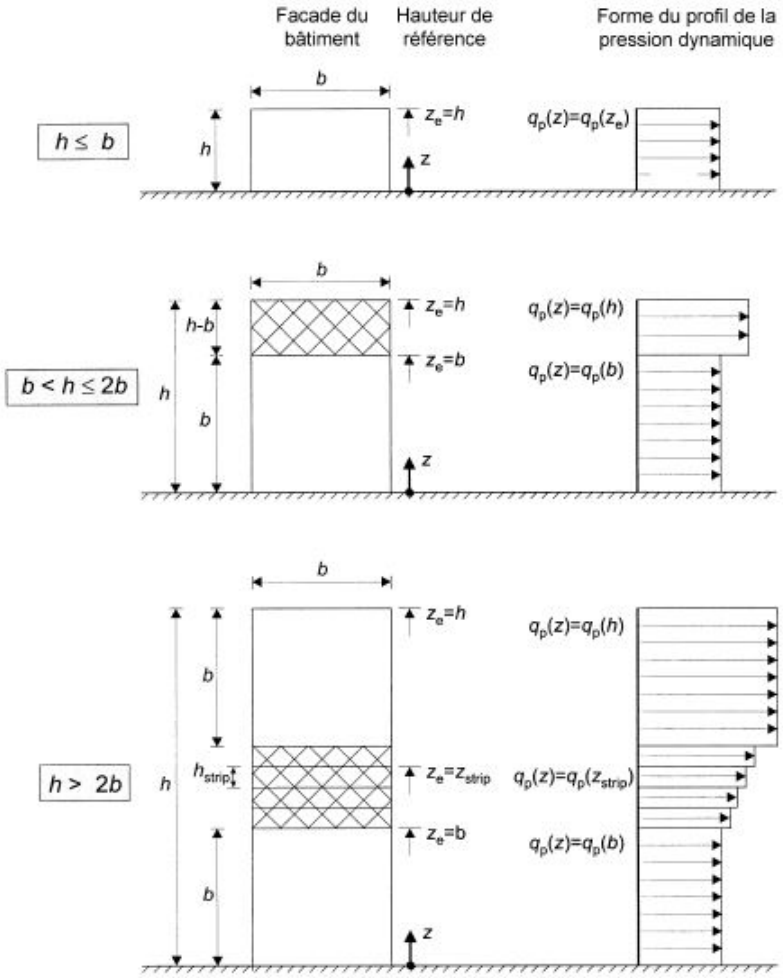


FIGURE 8.5 – répartition des pressions dynamiques sur la surface d'une façade pour un plan de bâtiment rectangulaire [1]

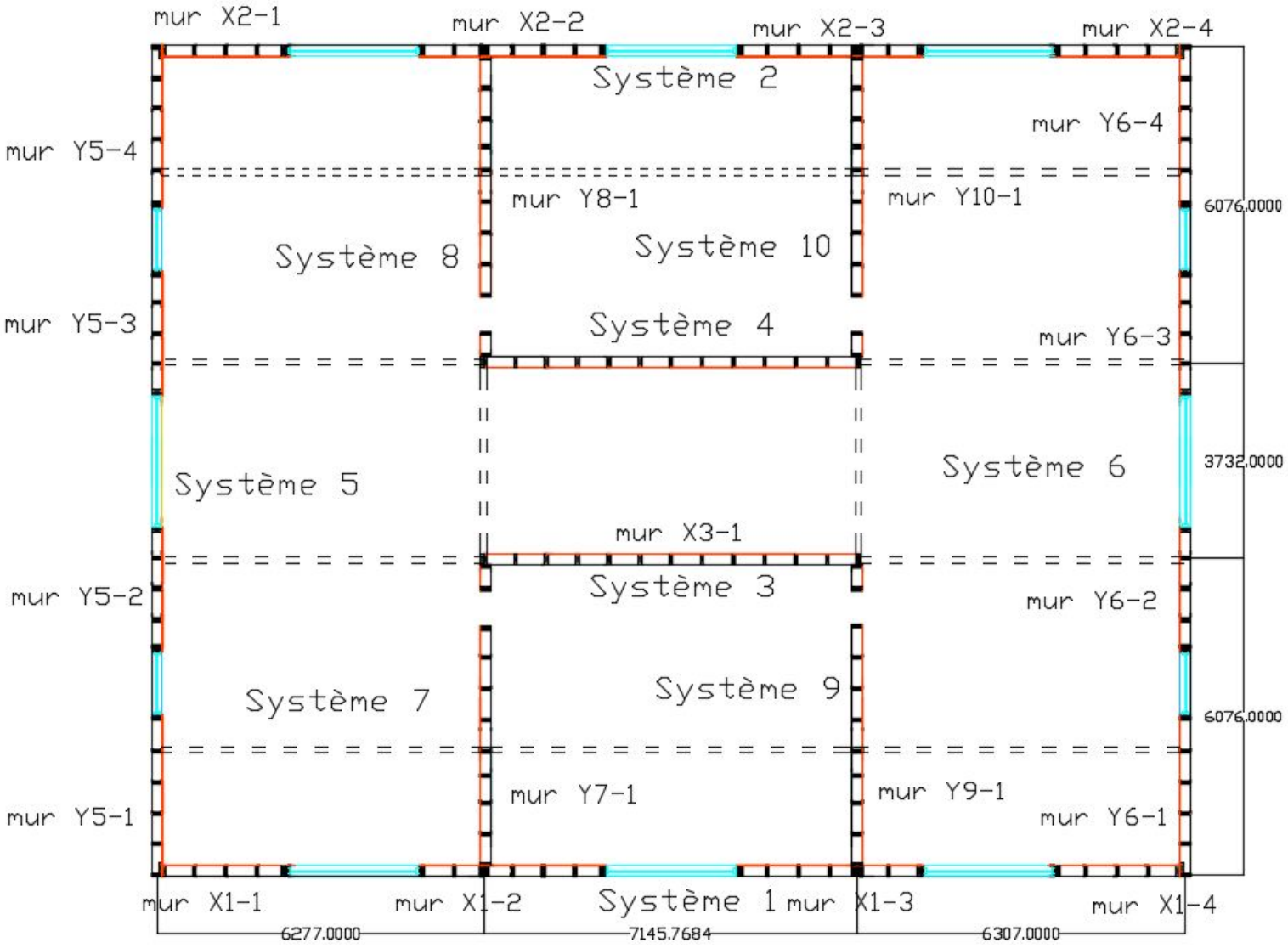


FIGURE 8.6 – plan schématique du bâtiment de référence

8.2 Détermination des efforts au vent

8.2.1 Calcul des pressions au vent

Le force du vent sur un bâtiment se calcule via la formule suivante[42] :

$$F_W = c_s \cdot c_d \sum c_p \cdot q_p(z) \cdot A_{ref}$$

où :

— c_p est un coefficient de pression dépendant du type de structure.

— $q_p(z)$ est la pression dynamique de pointe, dépendant de plusieurs paramètres, comme la hauteur du bâtiment et les dimensions du pignon et pan

— A_{ref} est l'aire de référence correspondant à un c_p en particulier.

— c_s et c_d sont des coefficients structuraux pouvant être considérés comme unitaires si la hauteur du bâtiment est inférieure à 15m et que la fréquence propre des éléments de façade et toiture est inférieure à 5 Hz

Il est important de ne pas confondre l'aire de référence A_{ref} avec la surface chargée A. Cette dernière est utilisée pour déterminer le c_{pe} sur base des $c_{cp,1}$ et $c_{pe,10}$ [42]. Il s'agit de "la surface exposée au vent entraînant une charge dans l'élément à dimensionner" (G. Zarmati, 2012)[42].

Etant donné que les coefficients de pressions internes c_{pi} sont négligés, on peut exprimer que :

$$\sum c_p = c_{pe,D} - c_{pe,E}$$

où $c_{pe,D}$ et $c_{pe,E}$ sont respectivement les coefficients de pressions externes prises en compte pour les façades au vent (en pression) et sous le vent (dépression). Par convention, un coefficient négatif signifie que la paroi est en dépression.

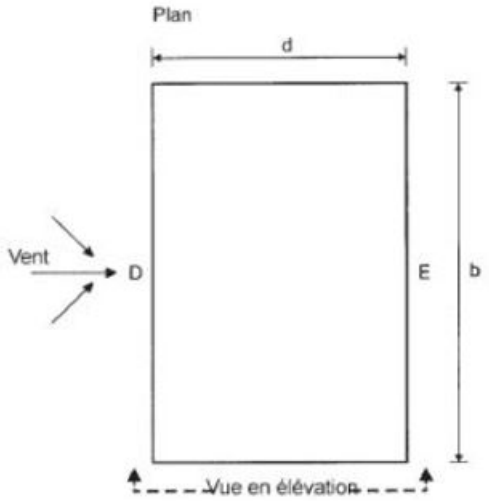


FIGURE 8.7 – illustration de la détermination des coefficients de pressions externes (issu de l'EN 1991-1-4) [1]

8.2.2 Pression dynamique de pointe

La calcul de la pression dynamique de pointe dépend entre autre de certains paramètres, comme la hauteur de référence z, la catégorie de rugosité du terrain, la période de retour (ici de 50 ans), l'orographie du terrain, la direction du vent etc.

La pression dynamique de pointe peut être déterminée via l'équation suivante[42] :

$$q_p(z) = 0,625 \cdot (1 + 7 \cdot I_v(z)) \cdot v_m^2(z)$$

où :

— $v_m(z) = 0,19 \cdot v_{b,0} \cdot \left(\frac{z_0}{0,05}^{0,07}\right) \cdot ln(\frac{z}{z_0}) \cdot c_0(z) \cdot c_{prob} \cdot c_{dir} \cdot c_{season}$

— $I_v(z) = \frac{1-2 \cdot 10^{-4} \cdot (log_{10}(z_0)+3)^6}{ln(\frac{z}{z_0})}$

Les valeurs de z_0 et z_{min} en fonction de la catégorie de terrain sont précisées au sein de l'annexe C.

On détermine que $v_{b,0} = 24m/s$ étant donné que le bâtiment est théoriquement implanté dans la banlieue liégeoise[42].

Remarques

— si z dans le calcul est inférieur à z_{min}, il faut utiliser z_{min} dans les calculs

— l'expression de la vitesse moyenne du vent v_m intègre déjà le coefficient de rugosité $c_r(z) = k_r \cdot ln\left(\frac{z}{z_0}\right)$ et prend en compte la rugosité du terrain $k_r = 0.19 \left(\frac{z_0}{z_{0,III}}\right)^{0.07}$

8.2.3 Efforts sollicitant le bâtiment multi-étagés

En guise d'exemple, pour un bâtiment de cinq étages, les sollicitations dues au vent au niveau de chaque plancher sont les suivantes :

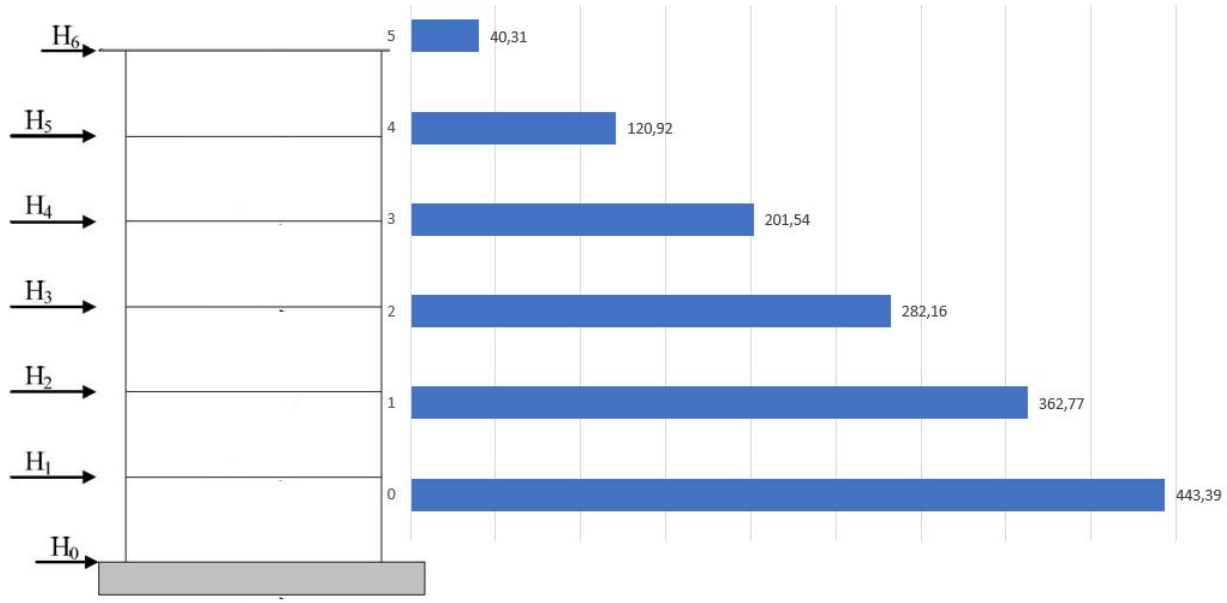


FIGURE 8.8 – cisaillement (en kN) au niveau de chaque étage dans le bâtiment de référence (aux ELU)

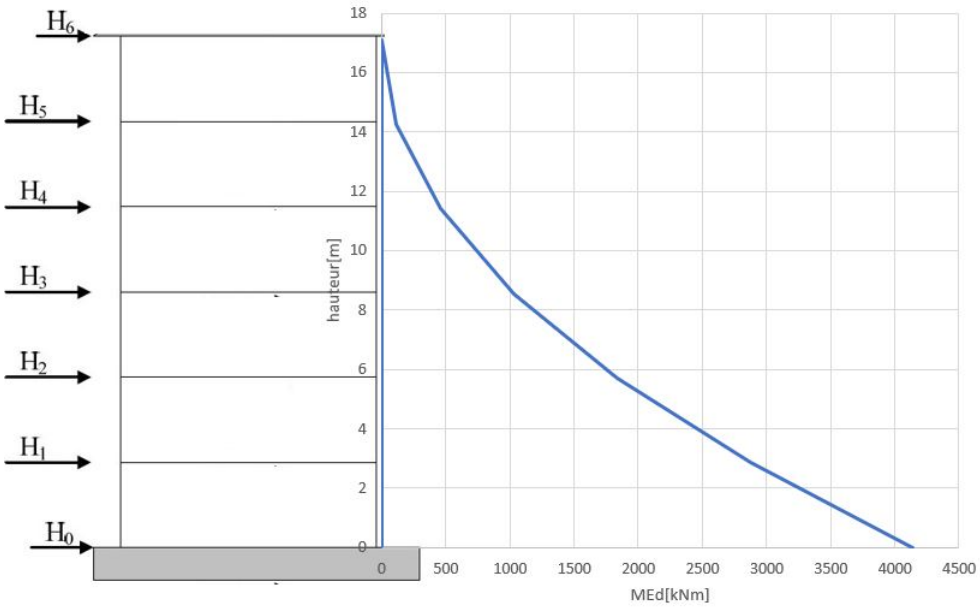


FIGURE 8.9 – moments basculants dû au vent (en kNm) au niveau de chaque étage dans le bâtiment de référence (aux ELU)

8.2.4 Cisaillement en base du au vent

Sur base des calculs, on obtient les valeurs suivantes pour le cisaillement total au niveau du plancher du rez-de-chaussée (aux ELS) :

nombre d'étages	$F_{W,pan}$	$F_{W,pignon}$
R	0	0
R+1	42.08	33.33
R+2	88.77	69.56
R+3	147.59	114.57
R+4	217.98	167.79
R+5	295.59	225.75
R+6	370.35	284.28
R+7	434.29	338.32
R+8	503.24	396.02
R+9	576.95	457.19

TABLE 8.1 – cisaillement au rez-de-chaussée du bâtiment de référence (aux ELS) en fonction du nombre d'étages

8.3 Détermination des cas de charges et combinaisons de charges

La section suivante reprend les cas de charges considérées au sein du bâtiment de référence.

8.3.1 Charges permanentes

Le poids propre des planchers

Le poids propre du plancher a été estimé sur base du document [7].

élément	**poids volumique[kN/m³]**	**poids[kN/m²]**
parquet bois (14mm)	7.5	0.105
couche résiliente (5mm)	3	0.015
panneau OSB (22mm)	6.5	0.143
lattes en C24	4.2	0.038
isolation (200mm)	0.4	0.08
solives en C24	4.2	0.084
plaque de plâtre (26mm)	10	0.13
chape béton (50mm)	25	1.25
	Total	1.975

TABLE 8.2 – composition du plancher au sein du bâtiment de référence [7]

Sur base des recommandations de Monsieur Jérôme Schumacher, $1kN/m^2$ en guise de poids propre pour la toiture plate a été considéré.

Le poids propre des parois

Il est à préciser que le poids propre des parois peut changer en fonction de l'analyse effectuée mais on part du principe que les parois extérieures du bâtiment sont équipées de panneaux en OSB avec un panneau respirant RWH du côté extérieur.

élément	**poids volumique[kN/m³]**	**poids[kN/m²]**
panneau OSB (15mm)	5.78	0.087
panneau RWH (16mm)	6.08	0.0973
ossature	4.2	0.08
pare-vapeur		0.005
isolation (200mm)	0.4	0.08
contre-lattes(22x45)	3.8	0.01
plaque de plâtre (13mm)	10	0.13
	Total	0.56

TABLE 8.3 – composition des parois au sein du bâtiment de référence [7]

8.3.2 Charges d'exploitation

Conformément à NBN EN 1991-1-1-ANB, les charges d'exploitation ont été considérées comme telles :

catégorie d'utilisation	$q_k[kN/m^2]$	ψ_0	ψ_2
bureaux	3.0	0.7	0.3
toitures inaccessibles	0.8	0	0

8.3.3 Charges variables

Charges dues à la neige

En se référant à NBN EN 1991-1-3, les charges de neige suivantes ont été estimées sur la toiture plate du bâtiment via la formule suivante :

$$S_n = \mu_i(\alpha) S_k C_e C_t + s_1$$

où :
— $\mu_i(\alpha)$ est un coefficient de forme ; pour une toiture plate de pente $\alpha = 3\%$, $\mu_i = 0.8$[26]
— C_e est un coefficient d'exposition au vent, unitaire en Belgique[11]
— C_t est un coefficient thermique, unitaire pour un bâtiment isolé [11]
— S_k[kN/m²] est la valeur caractéristique de la charge de neige au sol
— s_1 est une majoration due à la présence d'une toiture plate (0.2kN/m²)
S_k est calculée via la formule suivante (présente dans NBN EN 1991-1-3) :

$$S_k = 0.164Z - 0.082 + \frac{A}{966}$$

où Z représente le numéro de la zone géographique considérée et A l'altitude [m] de l'implantation du bâtiment. Dans notre cas, on considère que la Belgique est dans la zone 3, soit "Centre Ouest" au sein de l'Europe et que le point culminant de la ville de Liège se situe à 144m d'altitude. On obtient donc :

$$S_k = 0.56\text{kN/m}^2$$
$$S_n = 0.76\mathbf{kN/m^2}$$

8.3.4 Cas de charges sur les différents éléments structurels

Les poutres porteuses[11]

Origine	**Type de charges**	**nature de la charge**
Plancher d'étage	charges permanentes	planchers + parois
Plancher d'étage	charges variables	exploitation

Les montants des ossatures[11]

Origine	Type de charges	nature de la charge
Toiture	charges permanentes	toiture
	charges variables	exploitation
		neige
Etage	charges permanentes	planchers+poutres
	charges variables	exploitation

8.3.5 Combinaisons de charges à appliquer

On considère trois combinaisons de cas de charges afin de vérifier les critères de dimensionnement au sein du bâtiment de référence[29] :

Combinaison aux ELU

$$q_{ELU} = \gamma_G \sum_{j=1}^{n} G_j + \gamma_Q \big(Q_{dom} + \sum_{i \geqslant 2}^{n} \psi_{0,i} Q_i\big)$$

où $\gamma_G = 1.35$ et $\gamma_Q = 1.5$ aux ELU.

Combinaison aux ELS à court terme

$$q_{ELS,CT} = \sum_{j=1}^{n} G_j + \big(Q_{dom} + \sum_{i \geqslant 2}^{n} \psi_{0,i} Q_i\big)$$

Combinaison aux ELS à long terme

$$q_{ELS,LT} = (1 + k_{def}) \sum_{j=1}^{n} G_j + \big(Q_{dom} + \sum_{i \geqslant 2}^{n} \psi_{0,i} Q_i\big) + k_{def} \sum_{i \geqslant 1}^{n} \psi_{2,i} Q_i$$

où k_{def} caractérise la propension au fluage et ne dépend que de l'hygrométrie, donc, de la classe de service[29]. Dans le cas du bâtiment de référence, vu que les éléments sont protégés, on considère que la classe de service est 1 et donc $k_{def} = 0.6$ pour les poutres porteuses en BLC.

8.3.6 Dimensionnement des éléments porteurs

Dimensionnement des solives

Par simplicité, le choix du type de solive s'est tourné vers l'utilisation de sections rectangulaires en épicéa de classe C24. Une portée maximale de 4m pour les solives a été un critère déterminant. Conformément à ce qui est conseillé dans l'ouvrage de Josef Kolb[28], les critères de flèches à court et long terme respectivement de $\frac{L}{500}$ et $\frac{L}{300}$ ont été vérifiés. Par conséquent, les dimensions suivantes sont obtenues :

éléments	dimensions
base	100mm
hauteur	240mm
entraxe e	600mm
longueur L	3672mm

La feuille de calcul est présente au sein de l'annexe C à l'attention des lecteurs intéressés.

Dimensionnement des poutres porteuses

Les poutres porteuses les plus chargées ont été dimensionnées et leurs positions figurent au sein de l'annexe C. Afin de réduire la hauteur des poutres (et donc minimiser l'épaisseur des planchers), il a été convenu d'opter pour une classe GL28h pour des poutres en BLC. Le dimensionnement a été vérifié à la flexion simple, l'effort tranchant et les critères de flèches à long et court terme (aussi respectivement de $\frac{L}{500}$ et $\frac{L}{300}$). Les détails des calculs sont présents dans l'annexe C. On suppose que les poutres sont isostatiques.

Les dimensions des poutres porteuses "types" sont les suivantes :

nom	portée[mm]	dimension[mm]
PX-01	6327	(140x2)x440
PX-02	7126	(140x2)x500
PX-04	6327	(140x2)x480

8.3.7 Dimensionnement des linteaux

En ce qui concerne le dimensionnement des linteaux, ceux-ci ont aussi été vérifiés aux mêmes types de sollicitations que les poutres porteuses. Cependant, celles-ci sont en épicéa de classe C24. De plus, la flèche à long terme est limitée à 10mm afin de permettre l'installation des châssis des baies vitrées. Comme les poutres porteuses, on suppose que celles-ci sont isosatiques.

nom	portée[mm]	dimension[mm]
PCX-01	2620	120x500
PCY-02	2620	120x500

8.3.8 Dimensionnement des poutres de ceinture

Afin de pouvoir installer les poutres de ceinture sur les murs en ossature bois, une largeur de 120mm a été considérée, avec une hauteur de 500mm comme les poutres porteuses principales. Ces dernières sont en épicéa de classe C24 et sont soumises à des sollicitations de compression transversale sur l'ensemble de l'élément.

8.3.9 Valeurs considérées pour l'étude du bâtiment de référence

Sur base des résultats obtenus expérimentalement, des valeurs de résistance au cisaillement et de raideur pour un panneau de référence de 1200mm ont été considérées afin de les intégrer au modèle

du bâtiment de référence. Les valeurs de résistance maximum au cisaillement ont été obtenues en divisant notamment par un coefficient de sécurité de 1.15 : $R_{max} = \frac{R_{max} \cdot 0.5}{1.15}$. On divise la résistance par deux étant donné que les murs testés présentaient une longueur de 2.5m.

configuration	$F_{v,exp,S,m}$ **[kN]**	$F_{v,exp,S,m,p}$**[kN]**	$K_{exp,p}$ **[N/mm]**
standard (entraxe de 150mm)	44.61	22.30	1355.93
entraxe de 75mm	115.90	57.95	2291.07
2 panneaux OSB	71.33	38.71	1413.37

TABLE 8.4 – valeurs de résistance au cisaillement et de raideur considérée pour un panneau de référence pour l'analyse au contreventement du bâtiment de référence

8.4 Démarche de l'analyse du bâtiment soumis au vent

Sur base des développements théoriques cités précédemment, les forces résultantes dues au vent s'appliquant au niveau de chaque plancher d'étage ont été estimées. Ces efforts ont été calculés aussi bien dans le sens du pignon que du pan du bâtiment de référence.

Par la suite, les efforts relatifs aux étages ont été sommés afin d'obtenir le cisaillement au rez-de-chaussée suivant le sens transversal (du pan) et longitudinal (du pignon) du bâtiment (se référer à 2.7). Il est à préciser que cette analyse à ce stade est réalisée aux états limites de service.

Après avoir estimé théoriquement ou expérimentalement la raideur des panneaux et murs en ossature bois, il est dès lors possible d'obtenir la raideur des voiles de contreventement K_s suivant la formule présente dans la section 3.1.5.

Par conséquent, vu qu'on a émis l'hypothèse de comportement rigide des planchers, on peut estimer que les efforts s'exerçant au niveau des planchers de chaque étage se répartissent au prorata de la rigidité des différents systèmes placés parallèlement à la résultante s'exerçant sur la façade considérée (voir la figure 8.10) suivant la formule suivante[26] :

$$F_{v,Ed,S} = \frac{F_{v,Ed} \cdot K_s}{\sum_{i=1}^{n} K_{s,i}}$$

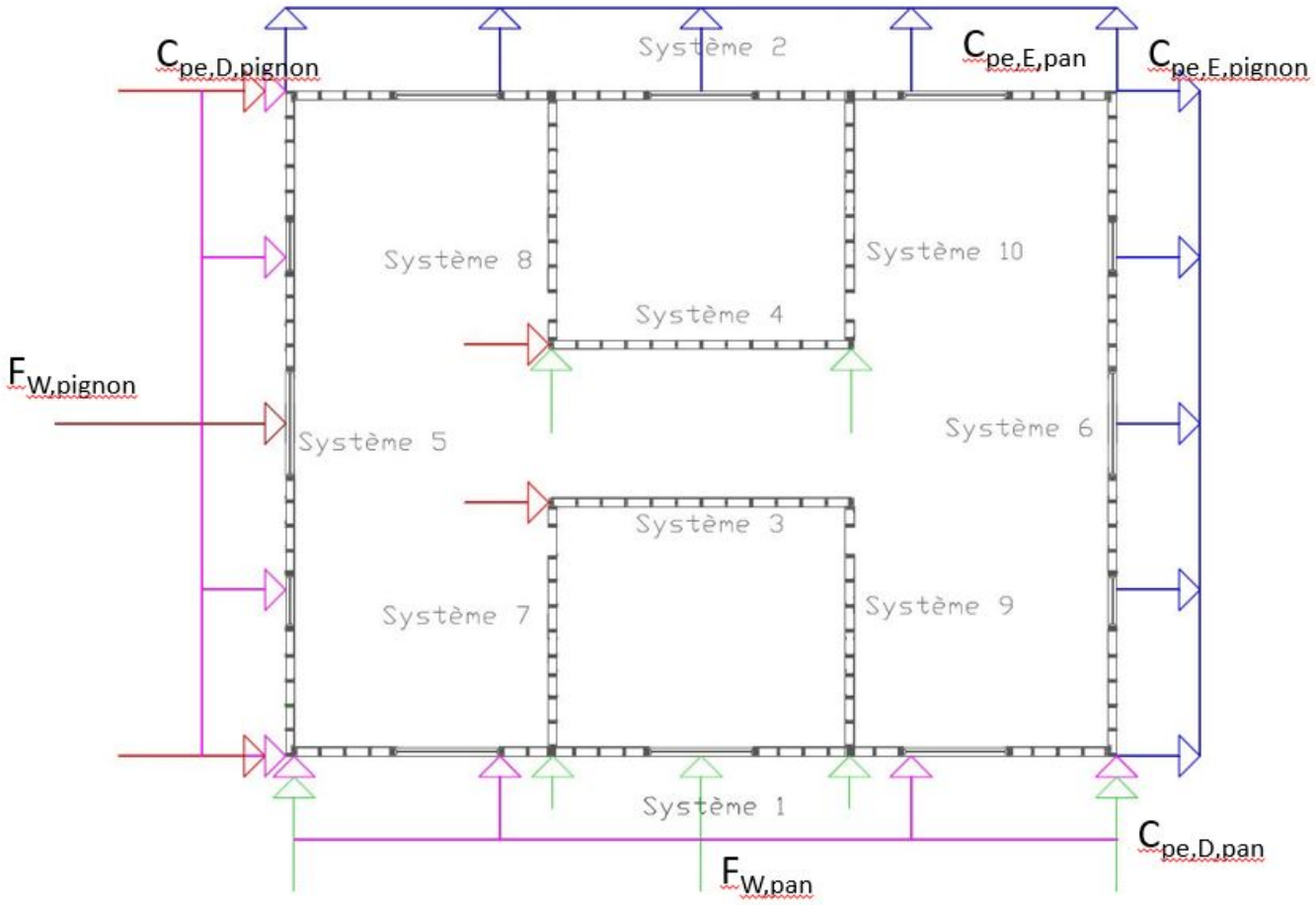


FIGURE 8.10 – plan schématique de la répartition des efforts au vent au sein des systèmes de contreventement

Il est dès lors possible d'estimer les déplacements en tête de mur en toute rigueur via la formule suivante :

$$\Delta_s = \frac{F_{v,Ed,S}}{K_S}$$

Dès lors, il convient de réitérer le processus en augmentant le nombre d'étages et pour chaque configuration de murs étudiés expérimentalement et d'arrêter l'itération quand un des premiers critères est atteint :

1. un des critères de déplacement présent dans la section 8.5 est atteint
2. un des murs atteint la rupture au sein de n'importe quel système au rez-de-chaussée à cause de la sollicitation en cisaillement
3. le nombre d'étages devient trop important et les renforcements à certains endroits de la structure deviennent trop complexes ou antiéconomiques

8.5 critères de déplacement à respecter

Conformément à la norme NBN B 03-003-2003, il convient de respecter plusieurs critères concernant les déplacements horizontaux au sein d'un bâtiment multi-étagés. Il faut en effet vérifier simultanément les différentes conditions (voir 8.11) :

8.5.1 critère de déplacement en tête pour un étage

Celui-ci ne considère qu'un étage seul et fixe la condition suivante pour garantir le confort visuel des usagers :

$$\Delta_u = \frac{h_s}{250}$$

8.5.2 Critère de déplacement global

Celui-ci concerne les déformations totales du bâtiment :

$$u = \sum_{i=1}^{n} \Delta u_i$$

Ce dernier critère garantit la non fissuration des cloisons, façades et vitrages et fixe que le déplacement horizontal doit vérifier la condition suivante :

$$\Delta u_i \leqslant 6mm$$

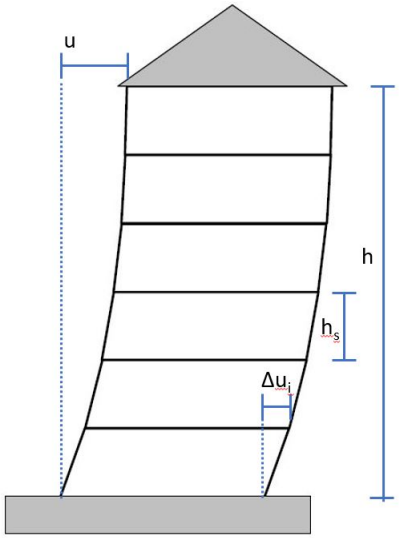


FIGURE 8.11 – critère de déplacement au sein d'un bâtiment multi-étagés suivant la norme NBN B 03-003-2003[41]

8.6 Déplacement des étages

En guise de première étape, il convient de déterminer toutes les largeurs de voiles présentes au sein du bâtiment de référence : par simplicité, il a été convenu d'intégrer le plus souvent possible des panneaux de 1200mm de large (largeur commerciale courante). Ce type de panneau sera par conséquent considéré comme le panneau de référence $K_{p,ref}$.

Vu que des panneaux de largeur de 476, 726 et 983mm sont aussi utilisés, une hypothèse de proportion de la raideur a été émise par rapport à la valeur obtenue expérimentalement. Ici, en regardant pour le cas du panneau "standard" avec la raideur obtenue expérimentalement, nous obtenons les valeurs de raideur suivante :

K_{pref}	1355,92717	[N/mm]
h(mm)	b_p(mm)	
2420	476	
K_p	539,649944	N/mm
h(mm)	b_p(mm)	
2420	726	
K_p	823,079537	N/mm
h(mm)	b_p(mm)	
2420	983	
K_p	1114,44516	N/mm

FIGURE 8.12 – raideurs équivalentes des panneaux présents au sein du bâtiment de référence (pour un panneau "standard")

Cela permet par après de déterminer les coefficients d'équivalence des panneaux par rapport au panneau de référence.

$$C_{eqS,m,p} = \frac{K_{S,m,p}}{K_{p,ref}}$$

	largeur panneau de référence			
$C_{eq,S,m,p}$	**476**	726	**983**	**1196**
476	1	0,66	0,48	0,40
726	0	1,00	0,74	0,61
983	0	0,00	1,00	0,82
1196	0	0,00	0,00	1,00

FIGURE 8.13 – coefficients d'équivalence de chaque panneau en fonction du panneau de référence

Il est à présent possible de déterminer la raideur équivalente des systèmes des murs présents au sein du projet via la formule suivante [26] (la composition des murs et panneaux constituant les systèmes figurent dans l'annexe C) :

$$K_S = \sum_m K_{S,m} = \sum_m \sum_p K_{S,m,p} = K_{p,ref} \sum_m \sum_p C_{eq,S,m,p}$$

où $C_{eq,S} = \sum_m C_{eqS,m} = \sum_m \sum_p C_{eqS,m,p}$

d'où on obtient la raideur des systèmes de murs.

système de murs	$C_{eq,S}$	Ks[N/mm]
1	10,00	13559,27
2	10,00	13559,27
3	6,00	8135,56
4	6,00	8135,56
5	9,21	12493,58
6	9,21	12493,58
7	4,22	5721,88
8	4,22	5721,88
9	4,22	5721,88
10	4,22	5721,88

FIGURE 8.14 – raideur des systèmes de murs avec leur coefficient d'équivalence

$F_{w,étage}$	R+2	R+1	R
système	[kN]	[kN]	[kN]
1	4,35	13,04	21,74
2	4,35	13,04	21,74
3	2,61	7,83	13,04
4	2,61	7,83	13,04

$F_{w,étage}$	R+2	R+1	R
système	[kN]	[kN]	[kN]
5	4,63	13,90	23,16
6	4,63	13,90	23,16
7	2,12	6,37	10,61
8	2,12	6,37	10,61
9	2,12	6,37	10,61
10	2,12	6,37	10,61

FIGURE 8.15 – répartitions des efforts dus au vent au sein des systèmes de murs

Connaissant les efforts au vent au niveau du plancher de chaque étage et à présent la raideur des systèmes de murs, les déplacements par étage peuvent être estimés (pour rappel, on a émis l'hypothèse que les forces résultantes dues au vent se répartissent à travers les différents systèmes de murs au prorata de leur raideur à la section 8.4 et 2.3.1). Les déplacements calculés sont les suivants dans le cas de la configuration de mur standard pour un bâtiment de deux étages :

système de murs	Ceq,S	Ks[N/mm]	taux Δ (R+2)	taux Δ (R+1) [%]	Δv,Ed,S(R) [mm]	taux Δ (R) [%]	taux tot Δ [%]
1	10	13559,3	2,81	8,44	1,60	14,06	16,88
2	10	13559,3	2,81	8,44	1,60	14,06	16,88
3	6	8135,6	2,81	8,44	1,60	14,06	16,88
4	6	8135,6	2,81	8,44	1,60	14,06	16,88
5	9,2140	12493,6	3,25	9,76	1,85	16,26	19,52
6	9,2140	12493,6	3,25	9,76	1,85	16,26	19,52
7	4,2199	5721,9	3,25	9,76	1,85	16,26	19,52
8	4,2199	5721,9	3,25	9,76	1,85	16,26	19,52
9	4,2199	5721,9	3,25	9,76	1,85	16,26	19,52
10	4,2199	5721,9	3,25	9,76	1,85	16,26	19,52

FIGURE 8.16 – tableau présentant les déplacements à chaque étage pour deux étages dans le cas d'une configuration de mur "standard"

Il convient notamment de vérifier si les critères présents à la section 8.5 sont vérifiés.

bâtiment	h0/500	
h0	8,55	m
Δ	17,1	mm
étages	hs/250	
hs	2,85	m
Δ	11,4	mm
vitrages	6	mm

FIGURE 8.17 – synthèse des critères de déplacement à vérifier pour R+2[11]

8.6.1 Résistance au cisaillement des systèmes de murs

En parallèle à cela, il convient de vérifier la résistance des systèmes de murs, ainsi que individuellement cette fois, celle des murs les constituant. Etant donné que le rez-de-chaussée est l'étage le plus sollicité du à l'accumulation des efforts de cisaillement des étages supérieurs ainsi qu'à la descente des charges, c'est à ce niveau que l'étude de la résistance des murs est effectuée. Pour cela, les efforts horizontaux dus au vent au sein des voiles sont estimés via la formule suivante aux ELU[26] :

$$F_{v,Ed,S} = 1.5 \cdot K_{p,ref} \cdot C_{eq,S} \cdot \Delta_{v,Ed,S} \cdot 1.5$$

Grâce à cela, il est possible de déterminer les efforts s'appliquant sur chaque mur constituant le système en émettant comme hypothèse que ceux-ci se répartissent au sein du système au prorata des raideurs de chaque mur (voir 4.3).

Vu que les coefficients de raideur des murs et systèmes ont été calculés précédemment, on peut calculer directement et individuellement l'effort horizontal en tête de chaque mur grâce à la formule[26] :

$$F_{V,Ed,m} = \frac{F_{V,Ed} \cdot C_{eq,m}}{C_{eq,S}}$$

Dès lors, il est possible d'estimer directement l'effort de soulèvement vertical en traction au niveau

du montant au vent (ainsi que l'effort de compression engendré dans le montant opposé)[26] :

$$F_{t,Ed,m} = \frac{F_{V,Ed,m} \cdot h}{l_m}$$

où l_m est la longeur du mur et h sa hauteur.

R

système	$F_{v,Ed,s}$[kN]	$C_{eq,s}$	$F_{Rd,s}$[kN]	taux travail[%]	s_{max}[mm]
1	32,61	10,00	223,08	14,62	1026,26
2	32,61	10,00	223,08	14,62	1026,26
3	19,56	6,00	133,85	14,62	1026,26
4	19,56	6,00	133,85	14,62	1026,26
5	34,75	9,21	178,47	19,47	770,41
6	34,75	9,21	178,47	19,47	770,41
7	15,91	4,22	76,05	20,92	716,85
8	15,91	4,22	76,05	20,92	716,85
9	15,91	4,22	76,05	20,92	716,85
10	15,91	4,22	76,05	20,92	716,85

FIGURE 8.18 – synthèse des efforts s'appliquant aux systèmes aux ELU au niveau du rez-de-chaussée pour un bâtiment de deux étages avec une configuration de mur "standard"

Système 1

				R		
nom	n_b panneaux	b_p[mm]	$C_{eq,S,m}$	$F_{v,Ed,m}$[kN]	$F_{t,Ed,m}$[kN]	$F_{R,d,m}$ [kN]
mur X1-1	2	1196	2	6,52	6,54	44,62
mur X1-2	3	1196	3	9,78	6,54	66,92
mur X1-3	3	1196	3	9,78	6,54	66,92
mur X1-4	2	1196	2	6,52	6,54	44,62

FIGURE 8.19 – calculs des efforts sollicitant les murs constituant le système 1, ainsi que les forces de soulèvement/compression $F_{t,Ed,m}$

En guise de remarque, il est aisé de vérifier l'implémentation étant donné que la somme des efforts s'appliquant en tête des murs doit correspondre aux efforts sollicitant le système. Cette même remarque s'applique en sommant les efforts qui s'apposent en tête de chaque système dans une direction devant concorder avec la résultante des forces dues au vent dans la direction considérée (transversale ou longitudinale) aux ELU (soit les valeurs données au tableau 8.15 multipliées par un coefficient de 1.5).

8.6.2 Vérification aux descentes des charges

Un dernier point consiste à vérifier l'impact du cumul des charges à différents endroits de la structure sur des éléments clés et ainsi observer les renforts à effectuer en fonction du nombre d'étages rajoutés. Un critère particulièrement contraignant aux ELU réside dans la compression perpendiculaire au niveau des lisses constituant les murs ainsi qu'au niveau des poutres de ceinture.

Il convient de ne pas oublier la contribution des efforts au vent dans les montants des murs aux ELU. Ces efforts complémentaires viennent s'additionner aux descentes de charges s'appliquant sur les montants.

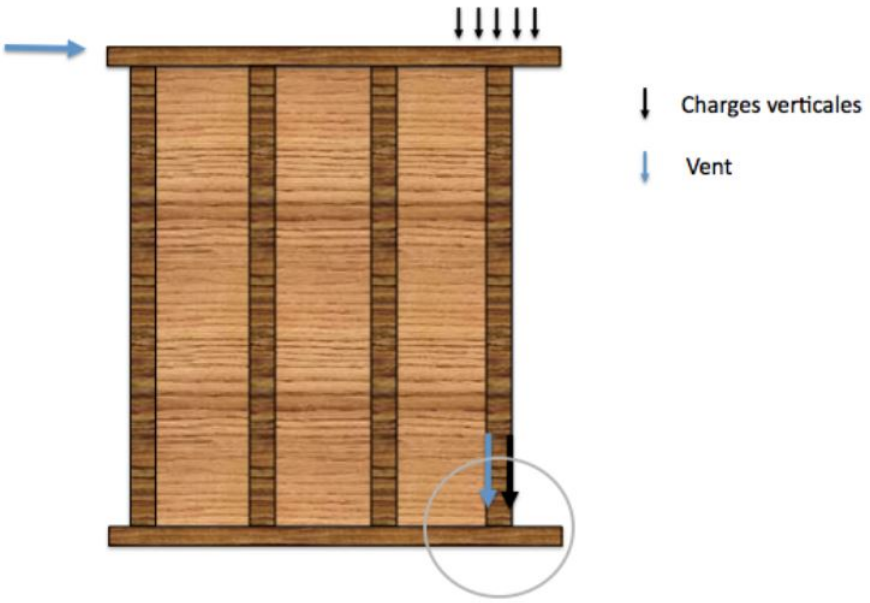


FIGURE 8.20 – force de compression due au vent dans le pied du montant (T. Lejeune, Y. Chashanovski, 2014)[11]

$$F_{c,tot} = F_{c,90,d} + 1.5 \cdot F_{i,c,Ed}$$

où $F_{c,90,d}$ est la charge verticale (aux ELU) s'appliquant sur le montant et $F_{ic,Ed}$ la compression dans le montant engendré par l'effort du au vent en tête du mur.

	R+3	R+2	R+1	R
$F_{c,90,d}$ [kN]	26,19	42,49	58,78	75,08
$F_{i,c,Ed}$ [kN]	1,54	4,62	7,70	10,78
$F_{c,tot}$ [kN]	27,73	47,10	66,48	85,85
taux comp [%]	33,29	56,54	79,80	103,06

FIGURE 8.21 – taux de compression au niveau de la lisse basse du mur X4-1 pour un bâtiment R+3

Un exemple de calculs aux cumuls des charges figure au sein de l'annexe C.

8.7 Résultats

Itérations aux états limites de service

configuration	$K_{sec}[N/mm]$	$K_{Lignum}[N/mm]$	$K_{exp}[N/mm]$	**critère non-vérifiée**
s=150mm	555.5	1178.05	1356	
nombre étages	**R+2**	**R+4**	**R+4**	$\Delta u_{RDC} \geqslant 6mm$
s=75mm	1937.5	2020	2291	
nombre étages	**R+6**	**R+6**	**R+7**	$\Delta u_{RDC} \geqslant 6mm$
2 panneaux OSB	1429	2294	2029	
nombre étages	**R+2**	**R+7**	**R+6**	$\Delta u_{RDC} \geqslant 6mm$

TABLE 8.5 – nombre d'étages atteints aux ELS en fonction de la raideur considérée

On constate que systématiquement, le critère de déplacement horizontal est atteint au rez-de-chaussée : celui-ci excède les 6mm.

Itérations aux états limites ultimes

configuration	**Eurocode 5**	**expérimental**
s=150mm	**R+2**	**R+5**
s=75mm	**R+4**	**R+6**
2 panneaux OSB	**R+4**	**R+6**

TABLE 8.6 – nombre d'étages atteints aux ELU suivant l'Eurocode 5 et la résistance au cisaillement des murs obtenus expérimentalement

L'analyse a été arrêtée à partir du sixième étage car il faut dédoubler les montants dans l'ensemble des systèmes 3, 4, 7, 8, 9 et 10 au rez-de-chaussée à cause du cumul des charges. De plus, il faut élargir les poutres de ceinture jusqu'à la largeur des murs sur lesquels elles reposent, soit 200mm.

On remarque que le nombre d'étages est limité à R+2 pour la configuration standard et à R+4 pour les autres configurations suivant un calcul via l'Eurocode 5. On atteint une rupture par cisaillement des systèmes de contreventement. En se basant sur les résistances au cisaillement obtenues expérimentalement, on atteint avec la configuration de mur standard une rupture par cisaillement des murs au delà de cinq étages. Quant aux deux autres configurations, on peut atteindre théoriquement six étages.

Il faut cependant préciser qu'il faut renforcer la structure au delà du R+2 (vérification du taux de compression dans les lisses, montants et poutres de ceinture) :

R+3

- renfort des lisses sous les pieds de murs dans les systèmes 3 et 4 : il faut changer la classe pour du D30 au lieu de C24, doubler les montants ou renforcer ponctuellement en se référant à 6.15 ou 2.16
- renfort des lisses dans les systèmes 7, 8, 9 et 10 au R+0 et r+1
- élargissement des poutres de ceinture à 160mm (au lieu de 120mm) au R+0 dans les systèmes 7,8, 9 et 10

R+4

— renfort des lisses au R+0 et R+1 dans les systèmes 3, 4, 6, 7, 8, 9 et 10
— élargissement des poutres de ceinture à 160mm au R+0 et R+1 dans les systèmes 7, 8, 9 et 10
— renfort des lisses au R+0 et R+1 dans les systèmes 5 et 6

R+5

— élargissement à 160mm des poutres de ceinture au R+0 et R+1 dans les systèmes 3, 4, 7, 8, 9 et 10
— doublement des montants aux extrémités des murs dans les systèmes 3, 4, 7, 8, 9 et 10
— renfort des lisses jusque R+1 dans les systèmes 3 et 4
— renfort des lisses jusque R+2 dans les systèmes 5 et 6
— renfort des lisses jusque R+3 dans les systèmes 7, 8, 9 et 10

R+6

— élargissement (200mm) des poutres de ceinture jusque R+2 dans les systèmes 3 et 4
— doublement de l'ensemble des montants dans les systèmes 3, 4, 7, 8, 9 et 10
— renfort des lisses jusqu'au R+3 dans les systèmes 5 et 6

8.7.1 Dimensionnement des équerres d'ancrage

Afin d'empêcher le soulèvement des murs suite aux efforts horizontaux engendrés par le vent, il convient d'installer au pied de chaque mur des équerres d'ancrage au niveau des montants fonctionnant en traction. Après analyse, c'est au sein des murs de type Y5-2, Y5-3, Y6-2 et Y6-3 (voir le schéma dans l'annexe C) que les efforts de soulèvement au vent sont les plus importants.

En se référant au catalogue fourni par Rothoblaas[32], la résistance de design des équerres d'ancrage peut être déterminée via la formule suivante :

$$F_{t,Rd} = min \begin{cases} \frac{R_{1,k,bois \cdot k_{mod}}}{\gamma_M} \\ \frac{R_{1,k,acier}}{\gamma_{acier,2}} \\ \frac{R_{1,k,béton}}{\gamma_{béton}} \end{cases}$$

où
— $\gamma_M = 1.30$ pour un assemblage en bois
— $\gamma_{acier,2} = 1.25$
— $\gamma_{béton} = 1.8$ pour le béton non-fissuré, 2.1 s'il l'est

WHT440



VALEURS CARACTÉRISTIQUES

configuration	$R_{1,k}$ BOIS: fixation trous Ø5 type	Ø x L [mm]	n_v [pcs]	$R_{1,k\ bois}$ [kN]	$R_{1,k}$ ACIER: rondelle	$R_{1,k\ acier}$ [kN]	γ_{acier}	$R_{1,k}$ BÉTON NON FISSURÉ: ancrage VINYLPRO Ø x L [mm]	$R_{1,k\ béton}$ [kN]	$\gamma_{béton}$	$R_{1,k}$ BÉTON FISSURÉ: ancrage EPOPLUS Ø x L [mm]	$R_{1,k\ béton}$ [kN]	$\gamma_{béton}$
• fixation totale • rondelle WHTBS50 • ancrage M16	pointes LBA	Ø4,0 x 40	30	47,1	WHTBS50	63,4	γ_{m2}	M16 x 190	74,90	1,8	M16 x 190	41,19	1,8
		Ø4,0 x 60	30	57,9							M16 x 230	52,25	1,8
	vis LBS	Ø5,0 x 40	30	47,1									
		Ø5,0 x 50	30	57,9									
• fixation partielle • rondelle WHTBS50 • ancrage M16	pointes LBA	Ø4,0 x 40	20	31,4	WHTBS50	63,4	γ_{m2}	M16 x 190	74,90	1,8	M16 x 190	41,19	1,8
		Ø4,0 x 60	20	38,6							M16 x 230	52,25	1,8
	vis LBS	Ø5,0 x 40	20	31,4									
		Ø5,0 x 50	20	38,6									
• fixation partielle • sans rondelle • ancrage M16	pointes LBA	Ø4,0 x 40	20	31,4	-	42,0	γ_{m0}	M16 x 160	64,84	1,8	M16 x 160	35,66	1,8
		Ø4,0x 60	20	38,6									
	vis LBS	Ø5,0 x 40	20	31,4									
		Ø5,0 x 50	20	38,6									

FIGURE 8.22 – valeurs statiques pour l'assemblage bois/béton en traction au sein du catalogue de Rothoblaas[32]

En supposant qu'on utilise des vis en guise de connecteurs, que le béton est non-fissuré, et que la fixation est totale, on obtient les valeurs de résistance suivantes au rez-de-chaussée.

nombre d'étages	$F_{t,Ed}$ **[kN]**	$F_{t,Rd}$**[kN]**	**équerres**
R+2	8.09	26.72	WHT340
R+3	12.78	26.72	WHT340
R+4	18.78	26.72	WHT340
R+5	24.38	40.08	WHT440
R+6	31.21	40.08	WHT440

TABLE 8.7 – équerres nécessaires pour le mur Y5-2 en fonction du nombre d'étages

8.8 Conclusions

A la vue des résultats, il convient de préciser qu'il faut rester critique car la méthode de calculs ne prend pas en compte la contribution à la rotation au niveau des étages, ce qui sous-estime les déplacements horizontaux aux étages. Ces hypothèses d'ancrage total des murs et systèmes se rapprochent plutôt d'une structure en ossature bois de type "balloon frame", où les montants des parois sont continus entre les étages. Dans le cas de structures de type "plateform frame", les montants sont discontinus au niveau des planchers intermédiaires. Par conséquent, "les efforts entre les étages sont transmis par des plaques et par contact engendrant des efforts de compression perpendiculaires aux fibres à chaque niveau"(J. Natterer, J.L. Sandoz, M. Rey, 2011) et notamment au niveau des poutres de ceinture. Ces cas donnent lieu à des déformations par rotation supplémentaire à chaque étage[27].

Une manière de résoudre ce problème de rotation supplémentaire consiste à opter pour un système "balloon frame"[27].

Une autre contribution de déformation des parois est celle due à la flexion des montants, bien qu'étant à priori très faible pour les bâtiments à plusieurs étages[27]. Cependant, les observations durant les essais au laboratoire LEMSC semblent remettre en question ce dernier point.

Les faibles déplacements aux étages peuvent aussi se justifier par les dimensions du bâtiment (relativement carré) de 16m sur 20m ainsi que par la présence de plusieurs parois "pleines" à l'intérieur du plan contribuant efficacement au contreventement. Ces derniers soulagent les sollicitations au niveau des parois constituant les façades.

Pour des bâtiments plus élancés présentant un plan d'étages dégagés, seuls les murs constituant la façade reprennent les efforts dus au vent. Ceux-ci sont en plus percés par d'éventuelles présences d'allèges ou baies vitrées, réduisant la longueur de panneaux contribuant à la résistance au contreventement. Une autre conséquence néfaste serait le faible ratio entre la hauteur des murs et leur longueur, engendrant dès lors de potentiels efforts de traction importants au pied des montants au vent, imposant alors l'installation de dispositifs d'ancrage considérables.

La réitération de l'analyse à l'aide de la méthode des barres de substitution proposée au sein du Lignum [8] ou à l'aide d'un logiciel tel que Scia ou Robot serait intéressante à effectuer pour de futurs travaux.

Quatrième partie

Conclusions et propositions d'améliorations

Chapitre 9

Aboutissement du travail

9.1 Résumé et conclusions générales

Au terme de ce travail, plusieurs points ont pu être mis en évidence :

Une étude théorique au chapitre 5 sur base de la théorie de Johansen semble indiquer qu'augmenter le diamètre des connecteurs ou réduire leur entraxe sont les paramètres les plus intéressants au niveau économique pour augmenter la résistance au contreventement de murs en ossature bois. Cependant, il convient de ne pas oublier qu'augmenter le diamètre des connecteurs impacte aussi sur les conditions technologiques lors de la conception des murs (comme les conditions de pince).

Sur base des résultats expérimentaux, l'estimation de la capacité de résistance au cisaillement via la théorie de Johansen donne des résultats trop sécuritaires. En effet, la résistance réelle du mur était deux à trois fois supérieure à la valeur de résistance théorique estimée (via la méthode A de l'Eurocode 5). Cependant, l'observation des connecteurs après essais indique que le bon mode de rupture est estimé. Par conséquent, une proposition de réévaluation des formules au sein de l'Eurocode 5 pourrait être intéressante, notamment pour les concepteurs. Par contre, il convient de rappeler que les murs testés disposaient de panneaux en RWH, normalement considérés comme non contribuant au contreventement. La présence de ces panneaux vient à nuancer ces observations, bien que la même constatation a été soulevée pour le mur disposant de deux revêtements en OSB. Rétrospectivement, il aurait fallu idéalement tester un mur "vierge", c'est-à-dire sans panneaux en RWH pour vérifier la non-contribution significative de ceux-ci. Afin d'obtenir des valeurs de résistance théoriques plus précises, des essais sur connecteurs à modèle réduit via la norme NBN-EN 26891 auraient pu être réalisés. De plus, la méthode de mise en oeuvre des montants semble aussi impacter sur le gain de résistance et de raideur des panneaux. Donc, trois questions peuvent être soulevées :

1. est-ce que les panneaux de RWH sont aussi négligeables à la reprise du contreventement ?
2. est-ce que la mise en oeuvre des montants (jusqu'au sommet des lisses) impacte autant sur la résistance et la raideur de ses murs par rapport à une méthode de mise en oeuvre "classique" ?
3. est-ce que la théorie de Johansen est trop sécuritaire ?

Les essais ont pu mettre en évidence que réduire l'entraxe entre les connecteurs (et donc doubler leur quantité) engendre un gain significatif de résistance et de raideur. On observe notamment une concordance entre la réduction de l'entraxe des connecteurs et le gain de résistance : diviser l'entraxe par deux multiplie bien la résistance par deux. Cette constatation n'a cependant pas été réciproque en substituant les panneaux RWH par des panneaux en OSB. Comme expliqué au paragraphe précédent, ce dernier point est à nuancer vu que la comparaison se basait sur le mur standard disposant de panneaux en RWH. De plus, la résistance atteinte pour le mur avec entraxe

réduite est aussi discutable vu qu'on a assisté à la mise en compression de l'angle des panneaux après rotation de ces derniers. Ceux-ci ont permis de soulager la sollicitation en cisaillement des connecteurs.

En ce qui concerne l'estimation de la raideur des murs, l'approche via les formules de Källsner semble grandement la surestimer. Ceci est peu sécuritaire vu que surestimer la raideur revient à gravement sous-estimer les déplacements des étages d'un bâtiment multi-étagés. En comparant avec d'autres estimations analytiques pour la raideur, l'approche proposée par le Lignum semble être un bon compromis d'un point de vue sécuritaire.

En fonction du nombre d'étages d'un bâtiment multi-étagés, on constate que l'Eurocode 5 restreint aux états limites ultimes le nombre d'étages pouvant être atteint par rapport à la résistance au contreventement atteinte expérimentalement. Concernant les critères imposés aux états limites de service, le nombre d'étages atteint dépend grandement de l'estimation de la raideur des panneaux en ossature bois. Considérer la raideur sécante donne des valeurs trop sécuritaires mais la méthode proposée par le Lignum semble être un bon compromis et estime un nombre d'étages intéressant par rapport à ce qui est réalisé actuellement. Cependant, ces constatations sont aussi à nuancer étant donné qu'une hypothèse d'ancrage complet à la fondation et inter-étages a été considérée. Prendre en compte le déplacement des dispositifs d'ancrage et la flexion des montants donneront probablement des résultats plus contraignants.

En d'autres termes, on remarque qu'approcher le comportement d'un bâtiment multi-étagés en ossature bois via des méthodes analytiques atteint certaines limites. D'autres approches via des méthodes par éléments finis ou numériques sont aussi présentes au sein de la littérature scientifique et permettraient à priori de mieux estimer le comportement flexible propre aux structures en ossature bois : un modèle "élasto-plastique" semble impératif pour maîtriser au mieux les véritables déplacements aux ELS des structures en ossature bois, bien que le nombre de paramètres à considérer et complexité croissent grandement.

9.2 Propositions de pistes d'améliorations

1. Réaliser une campagne d'essais sur des modèles réduits d'assemblage suivant la norme NBN-ISO 26891 en travaillant sur l'augmentation des sections des connecteurs
2. Développer un modèle intégrant les tirants précontraints de retrait pour analyser les déplacements locaux et globaux d'un bâtiment multi-étagés [25] (se référer à la section 9.2.2)
3. Améliorer le modèle analytique de la méthode des raideurs en intégrant les phénomènes de torsion ainsi qu'intégrer la présence de noyaux centraux au sein du bâtiment de référence. Une comparaison des résultats avec la méthode des "barres de substitution" proposée par le Lignum ou l'utilisation d'un logiciel tel que Scia ou Robot pourrait être réalisée
4. Réaliser une campagne d'essais sur des modèles réduits ou à échelle réelle sur des murs en ossature bois contreventés à l'aide de panneaux de plâtre, de type Fermacell ou Duripanel afin d'observer la raideur, résistance et mode de rupture
5. Améliorer l'analyse des points faibles d'une structure multi-étagées en intégrant les contraintes liées à la protection au feu en fonction de la hauteur du bâtiment, ainsi que les critères de conforts thermiques et acoustiques
6. Mener une campagne d'essais sur des murs renforcés avec une croix de Saint-André : le dispositif de connexion d'appui des croix serait capable de reprendre le contreventement après la rupture du panneau. Ceci garantirait la présence d'un deuxième mécanisme de reprise en cas de rupture du panneau au sein d'un projet, lui garantissant une sécurité supplémentaire
7. Procéder à une campagne d'essais visant à analyser et comparer l'efficacité de la mise en charge sur la lisse haute du mur par rapport à celle sur montant (et donc, l'effet "charnière")
8. Développer des propositions de modélisation de murs et déformations locales et globales d'un bâtiment en ossature bois à l'aide d'outils numériques ou par les méthodes d'éléments finis (suite du mémoire de Tom Fischer par exemple)
9. Reprocéder à une série de tests avec les mêmes configurations de murs pour vérifier la réitération des résultats (confirmation d'ordre statistique)
10. Mener une campagne d'essais afin de confirmer la validité de la proposition de méthode C (estimation de la résistance) ou de l'améliorer/ modifier
11. Réaliser une étude sur l'étude du comportement vibratoire de structures multi-étagées en ossature bois (un mémoire a déjà été réalisé à l'université de Linnaeus en Suède pour un bâtiment en CLT de 22 étages [19])
12. Adapter les démarches présentes dans le Lignum aux normes européennes : le Lignum se réfère aux normes suisses actuelles
13. Réaliser des tests sur les propositions de configurations de murs n'ayant pu être menées (se référer à la section 9.2.3)
14. Etudier d'autres configurations de murs en collant les joints ou utilisant des rainures languetées (se référer à 9.2.1)
15. Effectuer des essais à échelle réduite ou réelle en renforçant les angles des caissons (se référer à 9.2.4)

Parmi ces points, quatre d'entre eux retiennent particulièrement l'attention :

9.2.1 Amélioration à l'aide de collage au niveau des joints

Une campagne d'essais a eu lieu en 2011 afin d'analyser l'efficacité du procédé de collage des joints des panneaux de contreventement à l'aide d'une colle en polyuréthane de type II, conformément à la norme NBN EN 15425 [36]. L'adhésif est appliqué afin de bloquer les joints verticaux intermédiaires quand les panneaux de contreventement (en OSB ou en contreplaqué) sont appliqués verticalement ou au niveau des joints horizontaux quand ceux-ci sont rainurés-languetés.

N° de la configuration	Techniques de contreventement
	Panneaux OSB3 12 mm à chants droits, posés verticalement (h = 2,6 m, l = 1,2 m) avec toutes les rives clouées à l'ossature
	Panneaux OSB3 12 mm rainurés-languetés, posés horizontalement (h = 0,6 m, l = 2,4 m), cloués à l'ossature et présentant les joints intermédiaires horizontaux 'libres'
	Panneaux OSB3 12 mm rainurés-languetés, posés horizontalement, cloués à l'ossature et présentant les joints intermédiaires horizontaux 'bloqués' à l'aide d'une colle structurale
	Panneaux de contreplaqué (NBN EN 636 [4]) 12 mm posés verticalement (h = 2,4 m, l = 1,2 m), cloués à l'ossature et présentant le joint intérieur horizontal 'libre' (cf. figures 6 et 7)
	Panneaux de contreplaqué 12 mm posés verticalement, cloués à l'ossature et présentant le joint intérieur horizontal 'bloqué' par clouage à l'aide d'une lisse de couture (cf. figures 2 et 3)

FIGURE 9.1 – configuration de murs mise en oeuvre par le CSTC[36]

N° de la configuration	Valeurs théoriques		Valeurs expérimentales					
	Résistance [kN]		Charge maximum moyenne [kN]		Charge max. moyenne par mètre de longueur [kN/m]	Déformation horizontale relative à la charge max. [mm]	Raideur moyenne [kN/mm]	
	Méthode A	Méthode B						
	24,0	26,1	30,7	*100 %*	8,5	67,6	1,12	*100 %*
	–	–	12,3	*40 %*	3,4	107,5	0,76	*68 %*
	26,0	26,1	41,7	*136 %*	11,6	53,2	1,66	*148 %*
	–	–	31,7	*103 %*	8,8	88,4	0,90	*80 %*
	28,8	31,3	41,5	*135 %*	11,5	101,8	1,12	*100 %*

FIGURE 9.2 – valeurs expérimentales obtenues par le CSTC[36]

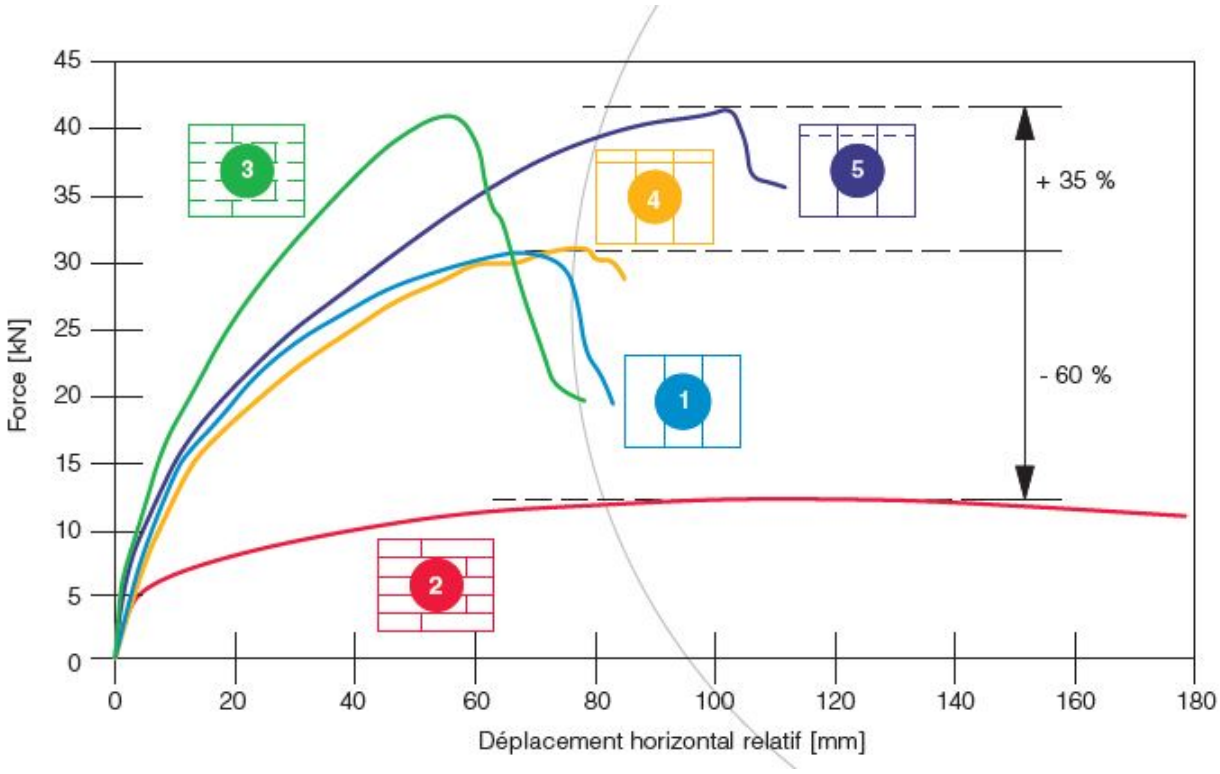


FIGURE 9.3 – résultats graphiques des tests menés par le CSTC[36]

Résultats et conclusions de la campagne d'essais

La campagne d'essais menée par le CSTC a permis d'arriver aux conclusions suivantes[36] :

1. L'encollage des joints des panneaux OSB et rainurés-languetés améliore la résistance des panneaux de plus de 35% ainsi que leur rigidité de 50%. Cependant, dans le cas de la configuration de mur 3 (voir 9.1), il convient d'être vigilant à ce que l'augmentation de raideur ne soit pas supérieure au gain de résistance. En effet, cela serait insécuritaire d'acheminer des charges plus importantes suite à l'augmentation de raideur sans pour autant augmenter significativement la résistance
2. Les déformations sont importantes et les résistances sont plus faibles pour les panneaux contreventés à l'aide d'OSB et rainurés-languetés sans joints collés
3. Les méthodes de calcul de résistance présentes dans l'Eurocode 5-1-1 sont applicables en assimilant les panneaux collés d'une longueur similaire à celle totale du mur

9.2.2 Installation de tirants précontraints

Le test NEESWood Captstone a soumis un bâtiment résidentiel à ossature bois de six étages à échelle réelle et à plusieurs mouvements sévères de tremblement de terre. La structure a été construite en utilisant le système d'ancrage ATS de Simpson Strong-Tie. Ce test a permis d'affirmer que des bâtiments en ossature bois de six étages peuvent être "construits de manière économique pour résister à de grands événements sismiques et éoliens" (Simpson Strong-Tie, 2018) . Avec l'augmentation d'étages, les systèmes à tige sont devenus une solution de plus en plus populaire de retenue des charges en Amérique du Nord[25]. Ces derniers se substituent alors aux systèmes d'ancrage classiques tels que l'utilisation d'équerres. "L'utilisation de tiges concorde avec les défis de conception complexes dus aux bâtiments multi-étagés, comme la présence de grandes fenêtres et entrées, permettant moins d'espace pour les systèmes de retenue traditionnels" (Simpson Strong-Tie, 2018) [25].

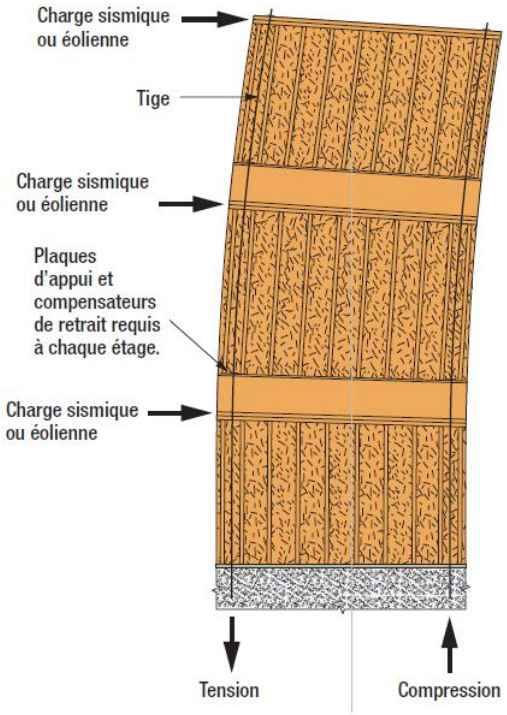


FIGURE 9.4 – schéma du dispositif de tirants précontraints

"Les systèmes d'ancrage à tige continue retiennent à la fois les charges latérales ainsi que de soulèvement, tout en maintenant des coûts raisonnables pour les matériaux et main-d'oeuvre. Ces derniers consistent en une combinaison de tiges, écrous pour raccord, plaques d'appui et de dispositifs de compensation de retrait" (Simpson Strong-Tie, 2018) [25].

Ce système utilise des tiges filetées raccordées ensemble avec des plaques d'appui et des dispositifs de reprise à chaque étage pour transférer les forces aux fondations. Les charges sont transmises aux étages suivantes [25]

1. les poteaux d'extrémité transfèrent la charge du revêtement aux plaques supérieures et à la plaque d'appui
2. la plaque d'appui transfère la charge à travers un écrou dans le système à tige
3. le système à tige transfère la charge de la plaque par une tension dans les tiges jusqu'à la fondation

9.2.3 Système de reprise avec une croix

Bien que les résultats expérimentaux n'ont pu mettre en évidence un phénomène de reprise des charges après une éventuelle rupture du panneau de contreventement, ce type de renfort présentant la mise en oeuvre de deux systèmes de raideur différente peut présenter un intérêt. En effet, en l'intégrant au sein d'une structure en maîtrisant suffisamment le comportement de déplacement au niveau extrémités des écharpes, il serait possible de créer un système global sécuritaire de telle façon que la reprise du contreventement serait assurée par les écharpes en cas de rupture des panneaux par cisaillement ou arrachement.

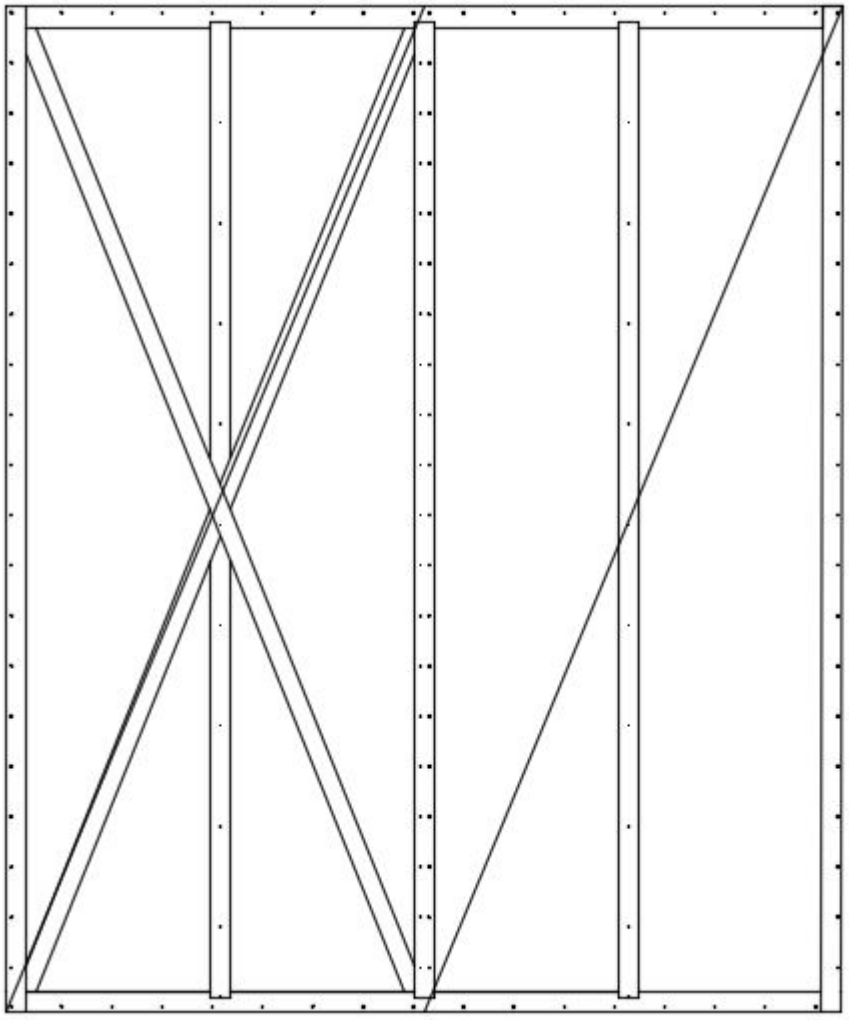


FIGURE 9.5 – schéma de renfort de mur avec une croix de Saint-André

9.2.4 Renfort des murs au niveau des angles

Sur base de la littérature parcourue ([36] et [4]), les déformations les plus importantes ont lieu au niveau des angles des panneaux de contreventement. Par conséquent, il a été question un moment de tester expérimentalement une configuration de mur telle que l'entraxe au niveau des angles aurait été réduit de moitié. Cependant, réduire l'entraxe des connecteurs risque d'accroître la raideur localement et donc les sollicitations en plus d'augmenter localement la résistance. Il s'agirait d'une piste à vérifier si le gain de résistance théorique (non estimable via l'Eurocode 5) est intéressant ou non. Si tel est le cas, il s'agirait d'un mécanisme de renfort économiquement intéressant vu le faible coût des connecteurs. Cette proposition reste cependant à nuancer étant donné que les observations expérimentales n'ont pas semblé significativement présenter des déformations plus marquées des connecteurs au niveau des angles des panneaux.

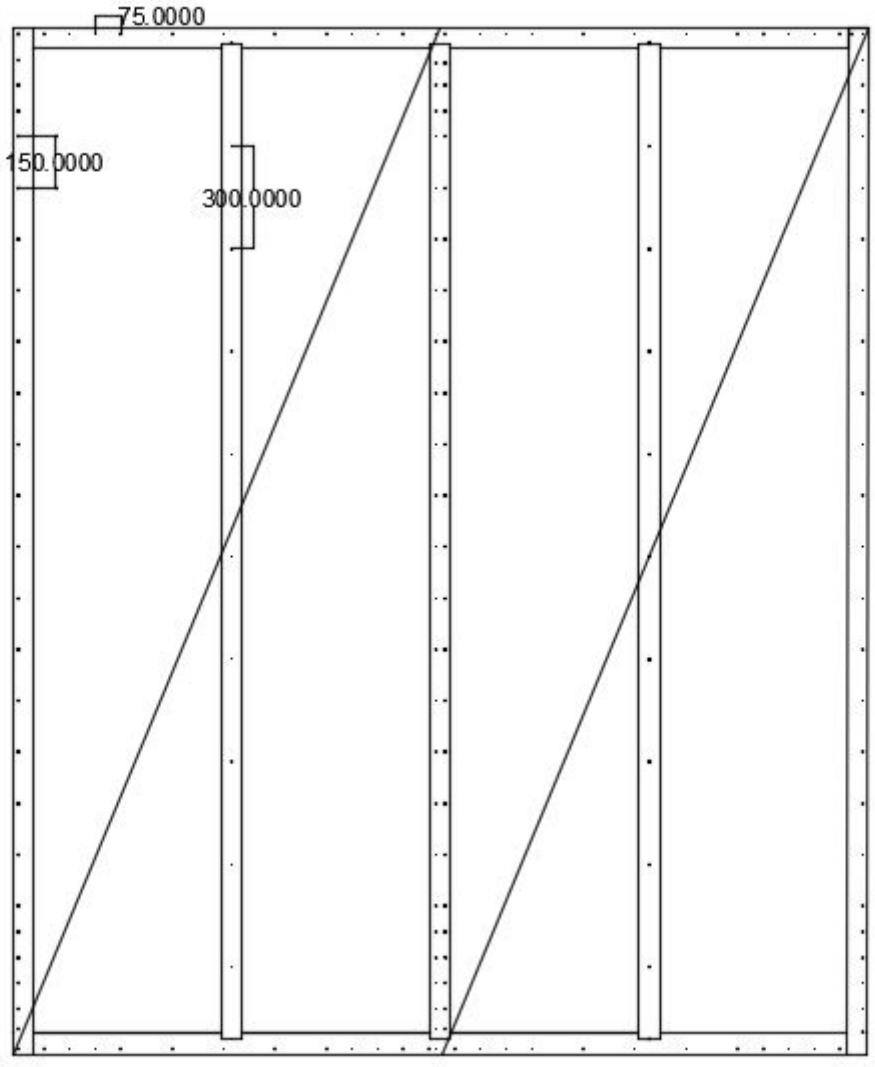


FIGURE 9.6 – schéma de la proposition de renfort de mur en réduisant l'entraxe des connecteurs au niveau des angles

Cette dernière proposition clôture ce travail.

Bibliographie

[1] AFNOR. *NF EN 1991-1-4 Eurocode 1 : Actions sur les structures - Partie 1-4 : Actions générales - Actions du vent*. 1e édition. Association Française de Normalisation (AFNOR), 2005. ISBN : 0335-3931.

[2] O. Paevere G.C. Foliente B. Kasal M.S. Collins. « Design Models of Light Frame Wood Buildings under Lateral Loads ». In : *Journal of structural engineering (ASCE)* (2004), p. 1264–1266.

[3] U.A. Girhammar B. Källsner. « A Plastic Lower Bounrd Method for Design of Wood-framed Shear Walls ». In : *ResearchGate.* (2015), p. 1–6.

[4] U.A. Girhammar B. Källsner. « Plastic models for analysis of fully anchored light-frame timber shear walls ». In : *Elsevier Ltd.* (2009), p. 2171–2181.

[5] Batirama.com. *Quels panneau de contreventement ?* consulté le 18 mars 2019. 2007. URL : `https://www.batirama.com/article/57-quels-panneaux-de-contreventement.html`.

[6] Y. Benoit. *Construction bois : l'Eurocode 5 par l'exemple, le dimensionnement des barres et des assemblages en 30 applications*. 4e édition. Afnor et Groupe Eyrolles, 2014. ISBN : 978-2-12-465480-2.

[7] Irabois(Institut de recherches appliquées au bois). *Manels d'application des Eurocodes pour les structures bois : Programme Aqcen EC5(ossature bois)*. 2009.

[8] R. Brunner et al. *Bâtiments en bois parasismiques de plusieurs étages*. International series of monographs on physics. Lignum, Economie suisse du bois, 2010. ISBN : 9780198520115.

[9] O. Vassart C. Doneux. *LGCIV2044 :Structures under seismic fire conditions*. UCLouvain, 2017.

[10] Cecobois. « Guide technique sur la conception de bâtiments à ossature légère en bois ». In : *Cecobois :centre d'expertise sur la construction commerciale en bois* 1 (2013), p. 3.

[11] T. Lejeune Y. Chashanovski. *Etude d'un système constructif adapté à la construction multi-étagée préfabriquée en bois d'un immeuble de kots*. Ecole polytechnique de Louvain, Université Catholique de Louvain, 2014-2015.

[12] CSTB. *NF EN 1995-1-1 Eurocode 5 - Conception et calcul des structures en bois, Partie 1-1 : généralités - règles communes et règles pour les bâtiments*. France : CSTB, 2005.

[13] R. Tomasi G. Mischi D. Casagrande S. Rossi. « A predictive analytical model for the elasto-plastic behaviour of a light timber-frame shear-wall ». In : *Department of Civil, Environmental and Mechanical Engineering, University of Trento, Italy* (2015), p. 1–15.

[14] A. Plumier H. Degee. *Conception parasismique dans le contexte de l'Eurocode 8*. Université de Liège, 2011.

[15] B. Dubois. « Rapport scientifique (Annexes) du projet Diabolo LS ». In : *Scidus* (2016), p. 14.

[16] Economie. *Spécifications techniques unifiées : STS 23-1 Constructions en ossature bois*. consulté le 10 octobre 2018. 2015. URL : https://economie.fgov.be/sites/default/files/Files/Publications/files/STS/STS-23-1-Ossature-bois.pdf.

[17] T. Fischer. *Constructions à ossature bois : Etude et optimisation du contreventement par diaphragme : développement d'outils de calcul et validation par éléments finis*. Ney Partners WOW, ECAM, 2014.

[18] B. Källsner H. Johnsson G. Caprolu U.A. Girhammar. « Tests on the splitting failure capacity of the bottom rail due to uplift in partially anchored shear walls ». In : *World Conference on Timber Engineering* (2012), p. 1–6.

[19] A. Emil Al Haddad. *Wind-induced vibration Control of Tall Timber Buildings : improving the dynamic response of a 22-storey timber building*. Suède : Linnaeus University, 2016.

[20] T. Hoekstra. *literature review for MSc thesis :"Multi-storey timber-frame building" : modelling the racking stiffness of timber-frame shear-walls*. TUDelft, Ingenieursbureau boorsma b.v., 2012.

[21] Houtinfobois. *Etat de la construction bois en Belgique 2015-2016*. consulté le 02 février 2019. 2015-2016. URL : http://www.houtinfobois.be/wp-content/uploads/2017/03/Etat-de-la-construction-bois-en-Belgique-2015-20161.pdf.

[22] Institut belge de normalisation (IBN). « ISO 3130-1975 Bois-Détermination de l'humidité en vue des essais physiques et mécaniques ». In : 1.1 (1975), p. 1–14.

[23] Institut belge de normalisation (IBN). « NBN-EN 322 Panneaux à base de bois- Détermination de l'humidité ». In : 1.1 (1993), p. 1–6.

[24] Institut belge de normalisation (IBN). « NBN-EN 323 Panneaux à base de bois- Détermination de la masse volumique ». In : 1.1 (1994), p. 1–6.

[25] Simpson Strong-Tie Company Inc. *Systèmes Strong-Rod : Guide pour système d'ancrage contre les séismes et le vent*. Canada : Simpson Strong-Tie Company, 2018.

[26] A. Slondrazana J-B. Simon. *Adaptation d'un bâtiment collectif béton en ossature-bois : conception, études thermique et mécanique*. Université de Lorraine(France) : enstib, 2013-2014.

[27] M. Rey J. Natterer J.L. Sandoz. *Construction en bois : Matériaux, technologie et dimensionnement*. volume 13. Presses polytechniques et universitaires romandes, 2011. ISBN : 978-2-88074-949-1.

[28] J. Kolb. *Bois : systèmes constructifs*. 2e édition. Librairie Eyrolles, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes (PPUR), 2012. ISBN : 978-2-88074-947-7.

[29] P. Latteur. *LGCIV2043 :Structures en bois*. UCLouvain, 2016.

[30] Bureau de Normalisation. « NBN-EN 594 Structures en bois-Méthodes d'essai-Essai de raideur et résistance au contreventement des murs à ossatures en bois ». In : 1.1 (2011), p. 1–16.

[31] F. Norremberg. *LICAR2841 :Conception de l'architecture en bois*. UCLouvain, 2017.

[32] Rothoblaas. *Plaques et connecteurs pour bois*. Italie : Rothoblaas, 2015.

[33] Mobic SA. *Accueil*. consulté le 04 février 2019. 2019. URL : https://www.mobicsa.be/.

[34] Mobic SA. *Réalisations*. consulté le 13 avril 2019. 2019. URL : https://www.mobicsa.be/realisations/.

[35] A. Skowron. *Conception et solutions pratiques pour le contreventement des bâtiments de plusieurs étages en bois*. Inno'action : construction bois, 2014.

[36] A. Skowron. « Constructions à ossature en bois, 1e partie : contreventement des murs porteurs ». In : *Les dossiers du CSTC* 3.7 (2011), p. 1–7.

[37] A. Skowron. *Contreventement des ossatures bois*. CSTC, 2012.

[38] B. Källsner U.A. Girhammar. « Recommendations for design of anchoring devices for bottom rails in partially anchored timber frame shear walls ». In : *World Conference on Timber Engineering* (2010), p. 1–10.

[39] B. Källsner U.A. Girhammar. « Tests on Partially Anchored Wood-Framed Shear Walls ». In : *ResearchGate* (2010), p. 1001–1006.

[40] Y. Verdret. *Analyse du comportement parasismique des murs à ossature bois : approches expérimentales et méthodes basées sur la performance sismique*. Université de Bordeaux, 2016.

[41] J. Vessby. *Analysis of shear walls for multi-storey timber buildings*. Linnaeus University Press, 2011. isbn : 978-91-86491-73-4.

[42] G. Zarmati. « Eurocode 1 : Actions on structures, Part 1-4 : General actions-wind actions (NBN EN 1991-1-4-ANB) ». In : *fiche eurocode (CSTC)* (2012), p. 1–2.

UNIVERSITÉ CATHOLIQUE DE LOUVAIN
École polytechnique de Louvain
Rue Archimède, 1 bte L6.11.01, 1348 Louvain-la-Neuve, Belgique | **www.uclouvain.be/epl**