

École polytechnique de Louvain

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

Auteur: **Nathan VAN MINNENBRUGGEN**

Promoteur: **Catherine DONEUX**

Lecteurs: **Ferdinand DE SCHOUTHEETE DE Tervarent, João SA-
RAIVA ESTEVES Pacheco de Almeida, Jérôme SCHUMACHER**

Année académique 2018–2019

Master [120] : ingénieur civil des constructions

Table des matières

I	Annexes A	2
1	Détermination de la raideur des murs	3
1.1	Démonstration de l'estimation de la raideur d'un panneau de mur par Bo Källsner .	3
1.1.1	Déplacement en tête de l'ossature d'un panneau de mur	3
1.1.2	Étude de l'équilibre statique d'un panneau de mur (p)	4
1.1.3	Raideur d'un élément de mur	7
1.2	Estimation de la raideur d'un mur en ossature bois selon Casagrande et al. (2015) .	7
1.3	Schéma des contributions des déplacements aux ELS pour les différentes configurations de murs	15
2	Détermination de la capacité de résistance des murs au cisaillement	20
2.1	Développement des termes de la méthode B	20
2.2	Développement des termes de la méthode C	21
3	Analyse de paramètres pour l'amélioration au contreventement des panneaux	23
3.1	Graphes des portances locales d'éléments structuraux en fonction de l'angle de sollicitation	23
3.2	Exemple de feuille de calcul utilisée pour estimer la raideur et résistance d'un mur .	24
II	Annexe B	27
4	Essais expérimentaux en laboratoire	28
4.1	Résultats d'essais expérimentaux présents dans la littérature	28
4.2	Soulèvement et compression des montants des murs testés	29
4.3	Échantillonnage du bois et des panneaux	30
III	Annexe C	38
5	Analyse du bâtiment de référence	39
5.1	Détermination des paramètres pour le calcul au vent	39
5.1.1	Détermination de la catégorie de terrain	39
5.2	Zones de reprises de charges au sein du bâtiment de référence	41
5.3	Vérifications aux ELU et aux ELS des éléments structurels (bâtiment de référence) .	46
5.3.1	Vérification à la flexion simple (ELU)	46
5.3.2	Vérification au cisaillement (ELU)	46
5.3.3	Vérification à la compression axiale avec risque de flambement (ELU)	47
5.3.4	Vérification à la compression transversale avec risque d'écrasement (ELU) . .	47
5.3.5	Vérification du critère de flèche à court terme (ELS)	48
5.3.6	Vérification du critère de flèche à long terme (ELS)	48
5.4	Exemples de calculs via Excel	48
5.4.1	Calcul des descentes de charges sur un mur	48
5.4.2	Exemple de dimensionnement des poutres porteuses	55

Première partie

Annexes A

Chapitre 1

Détermination de la raideur des murs

1.1 Démonstration de l'estimation de la raideur d'un panneau de mur par Bo Källsner

Au sein de cette section, la démonstration mathématique de l'estimation de la raideur d'un panneau de mur est développée.[1] Il est important de préciser que l'estimation de la raideur donnée analytiquement ne correspond qu'à la largeur d'un seul panneau. Dans l'estimation de la raideur totale d'un mur, il conviendra de sommer la raideur des panneaux constituant ce mur. Si le mur est constitué de voiles sur chaque face de l'ossature, il faut considérer la contribution à la raideur de chaque diaphragme et les sommer pour obtenir la raideur d'un panneau de mur (hypothèse de modélisation de ressorts en parallèle). Par conséquent, la rigidité d'un mur équivaut à la somme des rigidités des panneaux, et la rigidité d'un système vaut la somme des rigidités des murs[2]. La démonstration suivante est celle figurante au sein du programme AQCEN.

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

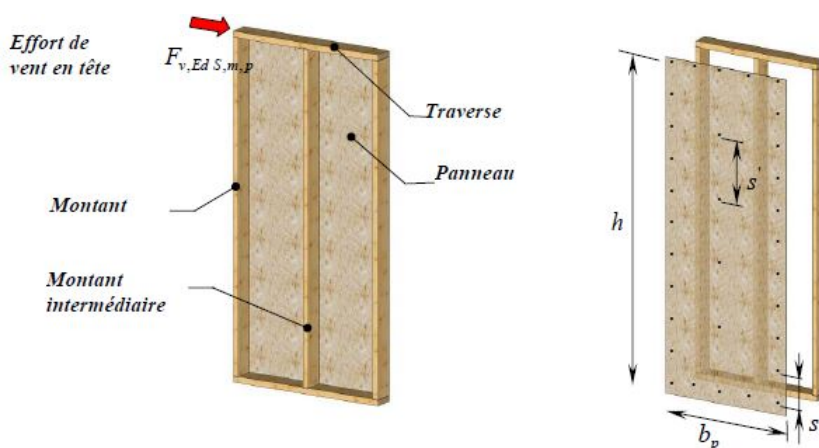


FIGURE 1.1 – description d'un panneau de mur et de ses dimensions remarquables [1]

1.1.1 Déplacement en tête de l'ossature d'un panneau de mur

On distingue au sein du schéma les déplacements $\Delta_{v,Ed,S,m,p}(t)$ et $\Delta_{v,Ed,S,m,p}(m)$ résultant du glissement δ_t et du voile sur les traverses et du glissement δ_m du voile sur les montants soumis à l'action de $F_{v,Ed,S,m,p}$. On arrive à la relation :

$$\Delta_{v,Ed,S,m,p} = 2\delta_t$$

et

$$\Delta_{v,Ed,S,m,p}(m) = \frac{2h \cdot \delta_m}{b_p}$$

Le glissement résultant équivaut à la somme des déplacements :

$$\Delta_{v,Ed,S,m,p} = \Delta_{v,Ed,S,m,p}(t) + \Delta_{v,Ed,S,m,p}(m)$$

Ce qui revient à : $\Delta_{v,Ed,S,m,p} = 2\delta_t + 2 \cdot \frac{h \cdot \delta_m}{b_p}$

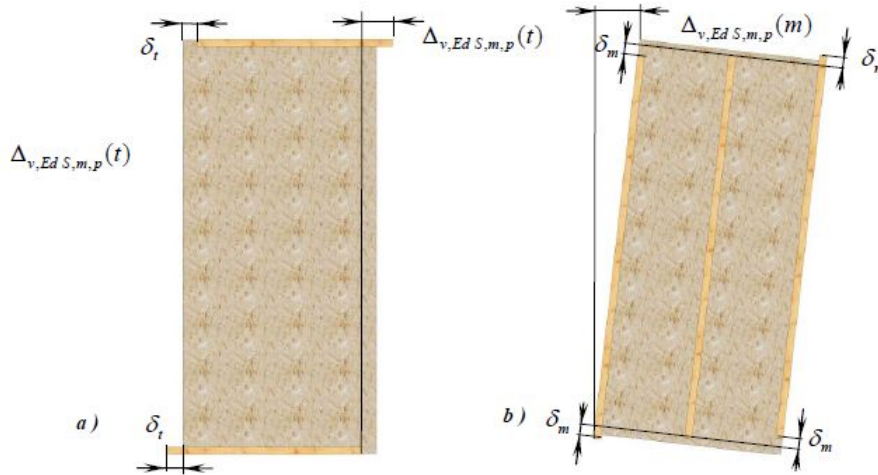


FIGURE 1.2 – déplacement en tête du au glissement du panneau sur les montants [1]

1.1.2 Étude de l'équilibre statique d'un panneau de mur (p)

Les forces équilibrant le panneau de mur amènent à l'équation :

$$F_{v,Ed,S,m,p} \cdot h - R \cdot b_p = 0$$

Le coefficient d'élasticité linéaire de la couture s'écrit $k_{ser,f} = \frac{K_{ser}}{s}$: où :

- K_{ser} est la rigidité de l'organe d'assemblage aux ELS [N/mm^2]
- s est l'espacement entre organes sur les montants et traverses périphériques du panneau de mur [mm]

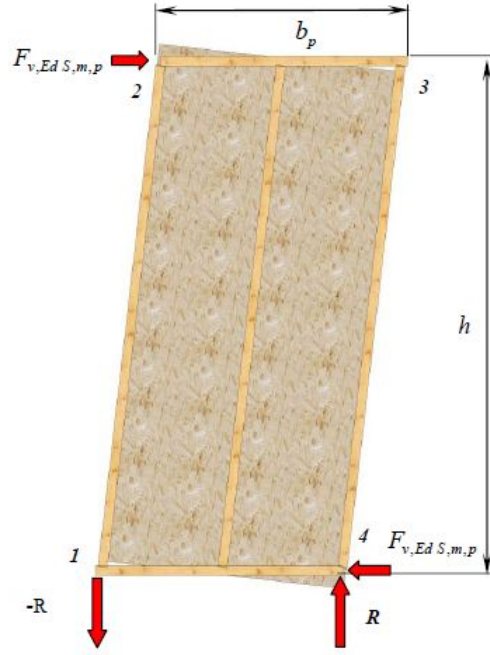


FIGURE 1.3 – équilibre de basculement du panneau de mur [1]

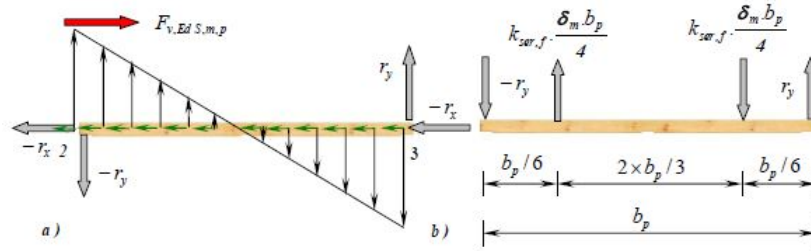


FIGURE 1.4 – équilibre de la lisse supérieure du panneau de mur [1]

Vu que la traverse est en équilibre :

$$F_{v,Ed,S,m,p} = 2 \cdot r_x + k_{ser,f} \cdot \delta_t \cdot \delta_p$$

$$r_y \cdot b_p = k_{ser,f} \cdot \delta_m \cdot \left(\frac{b_p}{4}\right) \cdot \left(\frac{2 \cdot b_p}{3}\right)$$

$$r_y = k_{ser,f} \cdot \delta_m \cdot \left(\frac{b_p}{6}\right)$$

En tenant compte des forces de liaison agissant sur le montant, on arrive à l'équilibre : $R = 2 \cdot r_y + k_{ser,f} \cdot \delta_m \cdot h$ et $r_x = k_{ser,f} \cdot \delta_t \cdot \left(\frac{h}{6}\right)$ En combinant les équations $F_{v,Ed,S,m,p} = 2 \cdot r_x + k_{ser,f} \cdot \delta_t \cdot \delta_p$ et $r_x = k_{ser,f} \cdot \delta_t \cdot \left(\frac{h}{6}\right)$, on arrive à l'expression :

$$F_{v,Ed,S,m,p} = 2 \cdot k_{ser,f} \cdot \delta_t \cdot \left(\frac{h}{6}\right) + k_{ser,f} \cdot \delta_t \cdot b_p = k_{ser,f} \cdot \delta_t \cdot \left(b_p + \frac{h}{3}\right)$$

et

$$\delta_t = \frac{F_{v,Ed,S,m,p}}{k_{ser,f} \cdot \left(b_p + \frac{h}{3}\right)}$$

Avec les équations $r_y = k_{ser,f} \cdot \delta_m \cdot \left(\frac{b_p}{6}\right)$ et $R = 2 \cdot r_y + k_{ser,f} \cdot \delta_m \cdot h$, on arrive à l'expression :

$$R = 2 \cdot k_{ser,f} \cdot \delta_m \cdot \left(\frac{b_p}{6}\right) + k_{ser,f} \cdot \delta_m \cdot h = k_{ser,f} \cdot \delta_m \cdot \left(h + \frac{b_p}{3}\right)$$



FIGURE 1.5 – équilibre du montant tendu du panneau de mur [1]

Finalement, d'après l'équation $F_{v,Ed,S,m,p} \cdot h - R \cdot b_p = 0$, on arrive à l'expression :

$$\delta_m = \frac{F_{v,Ed,S,m,p} \cdot h}{k_{ser,f} \cdot b_p \cdot \left(h + \frac{b_p}{3}\right)}$$

En prenant en compte l'influence du clouage des montants intermédiaires et effectuant l'équilibre des montants et lisses en notant $k'_{ser,f} = \frac{K_{ser}}{s'}$, ce qui représente la rigidité de la couture des montants intermédiaires, on arrive à l'équilibre de la lisse :

$$F_{v,Ed,S,m,p} = 2 \cdot r_x + r'_x + k_{ser,f} \cdot \delta_t \cdot b_p$$

$$r_y = k_{ser,f} \cdot \delta_m \cdot \frac{b_p}{6}$$

et du à l'équilibre du montant :

$$R = 2 \cdot r_y + k_{ser,f} \cdot \delta_m \cdot h$$

$$r_x = k_{ser,f} \cdot \delta_t \cdot \frac{h}{6}$$

$$r'_x = k'_{ser,f} \cdot \delta_t \cdot \frac{h}{6}$$

$$\delta_t = \frac{F_{v,Ed,S,m,p}}{k_{ser,f} \cdot \left(b_p + \frac{h}{3}\right) + k'_{ser,f} \cdot \frac{h}{6}}$$

$$\delta_m = \frac{F_{v,Ed,S,m,p} \cdot h}{k_{ser,f} \cdot b_p \cdot \left(h + \frac{b_p}{3}\right)}$$

où les résultantes r_x , r_y et r'_x représentent les efforts internes dans l'ossature du panneau de mur. Ces derniers sont transmis par contact bois sur bois ou par clouage. Cependant, il est à préciser que dans la réalité, le clouage des panneaux aux angles de l'ossature transfère aussi une partie des efforts. De plus, les efforts externes aux panneaux, comme les charges ou continuité des éléments, participent au maintien des liaisons.

1.1.3 Raideur d'un élément de mur

En introduisant l'expression de δ_t , δ_m dans l'équation $\Delta_{v,Ed,S,m,p} = 2\delta_t + 2 \cdot \frac{h \cdot \delta_m}{b_p}$, on arrive à la relation :

$$\Delta_{v,Ed,S,m,p} = \frac{2F_{v,Ed,S,m,p}}{k_{ser,f} \cdot (b_p + \frac{h}{3}) + k'_{ser,f} \cdot \frac{h}{6}} + \frac{2F_{v,Ed,S,m,p} \cdot h^2}{k_{ser,f} \cdot b_p^2 \cdot (h + \frac{b_p}{3})}$$

Par conséquent, on arrive à l'expression de raideur d'un panneau de mur (p) appartenant au mur (m) de la paroi (S) :

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

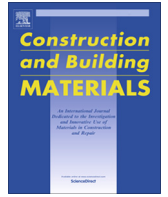
La couture sur le montant intermédiaire augmente peu la rigidité de l'élément de mur. On peut donc utiliser la formule de façon conservative pour des panneaux de murs comportant deux ou trois montants intermédiaires. Pour rappel, lorsque le panneau de mur comporte un diaphragme de part et d'autre de l'ossature, la raideur totale de l'élément sera égale à la somme des raideurs des panneaux de murs constitués de chacun des diaphragmes.

1.2 Estimation de la raideur d'un mur en ossature bois selon Casagrande et al. (2015)



Contents lists available at ScienceDirect

Construction and Building Materials

journal homepage: www.elsevier.com/locate/conbuildmat

A predictive analytical model for the elasto-plastic behaviour of a light timber-frame shear-wall [☆]

Daniele Casagrande, Simone Rossi ^{*}, Roberto Tomasi, Gianluca Mischi

Department of Civil, Environmental and Mechanical Engineering, University of Trento, Italy

HIGHLIGHTS

- The behaviour of timber shear walls subjected to horizontal forces in the elasto-plastic field is investigated.
- The ductility of the light timber-frame walls is determined.
- A numerical modelling of timber shear-wall is developed.
- Some laboratory tests on timber shear walls are presented.

ARTICLE INFO

Article history:

Received 12 February 2015
 Received in revised form 3 June 2015
 Accepted 10 June 2015
 Available online xxxx

Keywords:

Light timber-frame wall
 Elasto-plastic behaviour
 Analytical model
 Ductility
 Seismic capacity
 Experimental tests

ABSTRACT

This paper presents a predictive analytical model for the elasto-plastic behaviour of a light timber-frame wall under horizontal loading. The possibility to represent the total force carried by all fasteners (allowing for their sequential yielding) in one nonlinear spring is shown to be a key benefit. The development of this spring was investigated via a parametric study in which the variables were the sheathing panel aspect ratio and the fastener spacing. By developing equivalent springs for the other components, a rheological model for elasto-plastic behaviour of a sheathed timber-frame as function of the mechanical properties of connections was also defined.

© 2015 Elsevier Ltd. All rights reserved.

1. Introduction

A fundamental step in the investigation of the seismic capacity of light timber-frame shear-walls structure is the study of the non linear behaviour of a single shear wall. The most common strategies in seismic analysis and design consider in fact that the structure global capacity strongly depends on the local ductility of the structural elements. Structures are hence designed so that the seismic energy dissipation is located in some structural components which should be designed to yield during a seismic event (ductile elements). On the contrary, the other components must be designed to remain in the elastic range (brittle components) according to the capacity design approach [1–3].

Several seismic analysis methods are suggested by Standards, but linear elastic analyses are mostly performed in practice. The

nonlinear response of the structure to the seismic event is then considered by modification of the elastic seismic forces via the behaviour factor of the structure. This depends on the global over-strength of the structure and on the global ductility, which, in turn, is related to the ductility of the local components. For this reason, in order to define accurately the q value of a timber structure (see [4,5]), the relationship between the ductility of the components (e.g. fasteners, hold-downs, angle-brackets, etc.) and the global ductility should be pre-determined. In several international Standards for seismic design of light timber-frame buildings, values of q are suggested. However, a specific relationship between the local and the global ductility of the structure, differently from other structural types, e.g. concrete or steel, is not provided. Local components, where the yielding is expected, should in fact be designed by reference to the ductility demand of the entire structure: the greater the q value, the higher the ductility demand of the local components. An analytical relationship is hence necessary to determine the local demand.

For this purpose a predictive analytical model for the elasto-plastic behaviour of a light timber-frame shear wall under

[☆] This document is a collaborative effort.

^{*} Corresponding author.

E-mail addresses: daniele.casagrande@unitn.it (D. Casagrande), simone.rossi1@unitn.it (S. Rossi).

horizontal loading is presented in this paper. In particular, the main goal of this model is to link the local properties, i.e. ductility, of each component to the global properties of a single wall. This does not fully define the required relationship, but it represents the first fundamental step. One of the key parts of the work presented in the next sections is in fact the representation of the mechanical behaviour of all sheathing-to-frame fasteners in one nonlinear horizontal spring. This approach reduces considerably the complexity of the wall model and for this reason it may be very suitable to analyse the non-linear behaviour of an entire building. The number of degrees-of-freedom and hence the run-time of the model are in fact significantly lower than those of a model where all fasteners are represented as non linear elements. The employment of the non linear static analysis method on several timber-frame structures represents in fact one of the future possible developments of the work presented in this paper, correlating the ductility of each wall to the global structure ductility.

2. Analytical models for the behaviour of light timber-frame shear-walls under horizontal loading

The elastic behaviour of a light timber-frame shear-wall subjected to a horizontal load can be obtained by means of several analytical expressions proposed in literature or in Standards, considering different contributions to deflection from structural components. In [6] four contributions are taken into account, due to sheathing-to-framing connection, the shear deformation of panel, the wood-frame and the rigid-body rotation of the wall caused by the compression perpendicular to the grain of the compressed stud respectively. The same deformation contributions are reported in the [7] considering in the rigid-body rotation of the wall also the deformation of anchor devices subjected to a tensile force. On the contrary, in [8] the rigid-body rotation contribution is calculated only from the total vertical elongation of the wall anchorage system. A similar approach was proposed in [9,10] defining an equivalent single degree of freedom model. In the model proposed in [11] four contribution are considered too, neglecting the wood-frame contribution and the compression perpendicular to the grain, but adding the rigid-body translation of the wall due to anchorage system and taking into account the stabilizing effect of the vertical load acting on the wall.

Regarding the non-linear behaviour, many studies were conducted to investigate the capacity of timber shear-walls under

horizontal loads simulating seismic actions, see [12–16]. However, most of them were focused on experimental tests or advanced numerical modelling rather than on the proposal of an analytical expression to predict the non-linear behaviour.

In [17] a plastic model is proposed for the analysis of fully anchored light frame-timber shear-walls applying the upper and lower bound methods and evaluating the plastic strength of a fully anchored wall. The expressions proposed in [10], characterised by linear relationship to the sheathing-to-fastener deformation e_n and to the anchorage connection deformation d_a , might be used also in the non-linear range since the displacement of the wall due to these two contributions was obtained by geometrical considerations on the deformation of the wall.

In the paper an alternative approach is proposed to predict analytically the elasto-plastic behaviour of a timber shear-wall by means of the definition of a rheological model. The deformation contributions taken into account refer to the elastic model suggested in [11] which includes the mathematical model proposed in [18] for the sheathing-to-framing fastener deformation. However, as reported in next sections, more deformation contributions can be added to the rheological model if these cannot be neglected.

3. Rheological model for the elasto-plastic behaviour of a light timber-frame shear wall

According to [11] the elastic behaviour of a light timber-frame shear wall under a horizontal force F and a uniform distributed vertical load q , can be represented by a simple pinned frame, braced by a horizontal spring of stiffness equal to K_{SH} representing the sheathing-to-framing connection see Fig. 1. The contribution given by the devices, which prevents the horizontal translation of the wall, is represented by horizontal spring of stiffness K_A connected to the ground, whereas the rigid-body rotation, arising from the hold-down device, is taken into account by means of a vertical spring of stiffness equal to k_h . The replacement of the sheathing-to-framing connection fasteners with a single horizontal spring (K_{SH}) allows in fact a considerable reduction of the degrees of freedom of the model.

In [11] the frame internal equivalent spring is characterised by a stiffness equal to K_{SP} , which accounts for the sheathing-to-framing connection stiffness K_{SH} and the sheathing shear deformation K_P . Because K_P is usually much greater than K_{SH} we get:

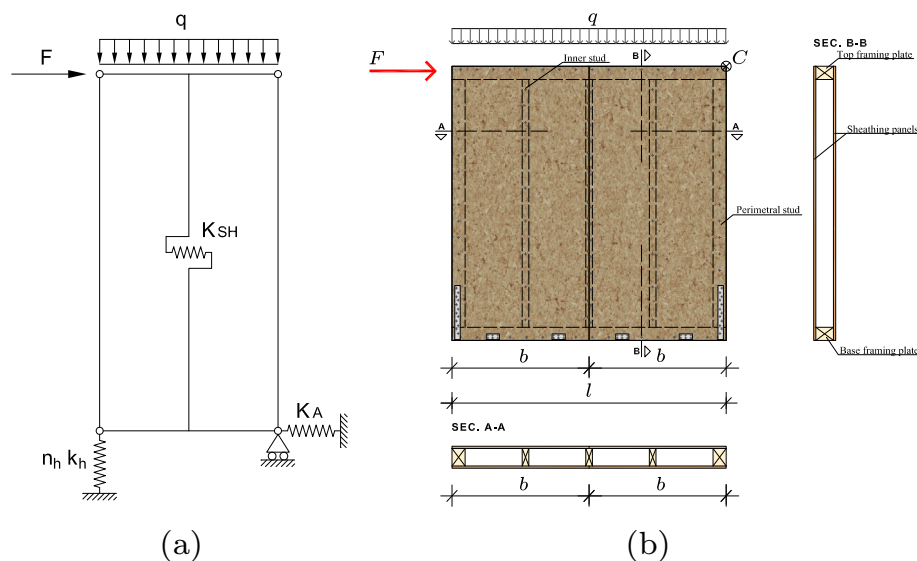


Fig. 1. Light timber-frame wall: (a) simplified numerical model, (b) configuration.

$\frac{1}{K_{SP}} = \frac{1}{K_P} + \frac{1}{K_{SH}} \cong \frac{1}{K_{SH}}$. Is important to note that to consider even the stiffness contribution of the sheathing panel K_P, K_{SH} has to be replaced in the following sections by K_{SP} .

The implementation of the wall model in the non-linear range is quite simple and straightforward: each spring is described in general by a non-linear curve. In order to obtain a simple analytical expression relating the behaviour of each individual connection and of the wall, the non-linear behaviour of each spring is assumed to be described by an elasto-perfectly plastic idealised force vs displacement curve, characterised by stiffness, strength and ductility.

Assuming an elasto perfectly plastic behaviour of each model spring, the non-linear mechanical behaviour of the wall is therefore described by a bi-linear or tree-linear curve, as showed hereinafter, depending on the magnitude of the vertical distributed q .

In order to obtain a simple analytical relationship between the parameters (stiffness, strength and ductility) of each non-linear spring and the mechanical parameters of the wall, the model has been substituted by a rheological model characterised by means of two in-series non-linear horizontal springs (sheathing-to-framing K_{SH} and rigid translation K_A) and a third element, placed in series with the described horizontal springs, made up by a non-linear horizontal spring K_H (representing the rigid-body rotation) placed in parallel to a friction block (F_q) standing for the vertical load contribution, see Fig. 2.

The main goal of the paper is to propose a general approach to relate the local mechanical properties to the wall ones in a general way. However, the rheological model can be updated adding other elasto-plastic springs if other deformation contributions were to be considered. The same approach reported in next sections (developed considering only the contributions due to hold-down, angle brackets and fasteners) can be adopted. The analytical expressions can be in fact easily modified.

3.1. Rigid-body rotation connection

The parameters, describing the mechanical behaviour of the rigid-body rotation connection, can be obtained by geometrical and mechanical observations of the simplified numerical model of the wall [11], depending on the vertical load q , on the geometry

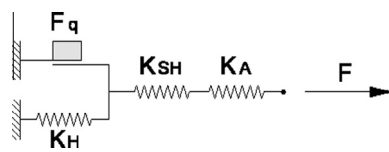


Fig. 2. Rheological model.

of the wall (height h and length l) and on the mechanical parameters that characterise the hold-down (stiffness k_h , strength R_H and ductility μ_h), Fig. 5.

The hold-down device, used to prevent the wall from the rigid rotation, is loaded by a tensile force only in the event that the overturning moment M_{ovt} , caused by the horizontal force F , is greater than the stabilizing moment M_{stb} , resulting from vertical load q , see Fig. 3. This condition occurs when:

$$M_{ovt} = F \cdot h \geq M_{stb} = \frac{q \cdot l^2}{2} \quad (1)$$

Hence the value F_q of the horizontal force which characterises the friction block (Fig. 4) is given by:

$$F_q = \frac{q \cdot l^2}{2 \cdot h} \quad (2)$$

If the horizontal force F is lower than F_q , the hold-down device is not in tension and the wall undergoes no rotation. On the contrary, if F is greater than F_q , the hold-down device is in tension and the wall deformation is also characterised by the rigid-body rotation contribution.

The mechanical behaviour of the hold-down horizontal spring, see Fig. 4, can be obtained from the hold-down elasto-perfectly plastic curve, see Fig. 5, by-means of some simple analytical expressions. The hold-down horizontal elasto-perfectly plastic curve is characterised by the stiffness K_H , the strength R_H and the ductility μ_H , whereas the hold-down connection devices curve is described by the stiffness k_h , the resistance R_H and ductility μ_h .

The strength R_H can be directly calculated from the hold-down strength r_h as:

$$R_H = n_h \cdot \frac{r_h \cdot \tau \cdot l}{h} \quad (3)$$

- R_H is the hold-down strength;
- l is the length of the wall;
- n_h is the number of hold-downs for each corner of the wall;

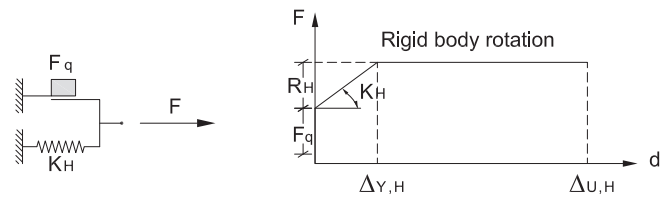


Fig. 4. Rigid-rotation (horizontal) spring mechanical behaviour.

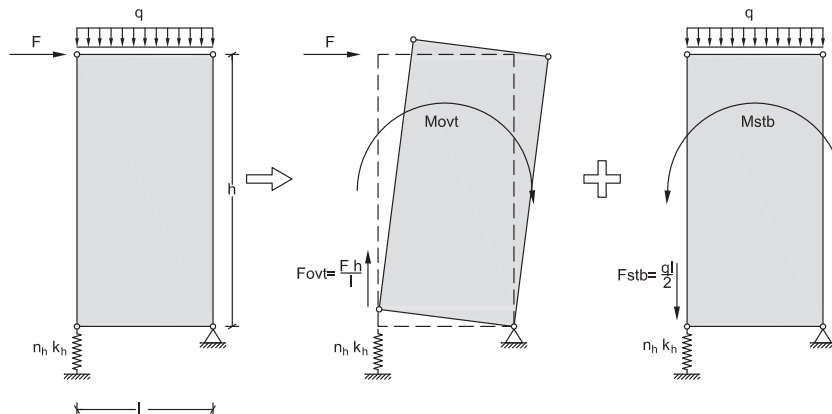


Fig. 3. Overturning and stabilizing moment.

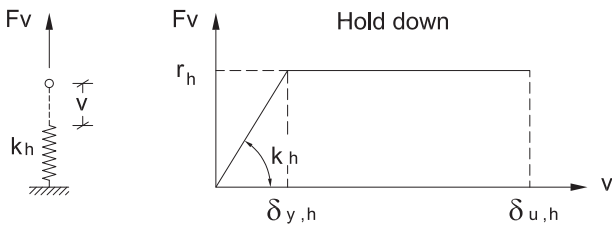


Fig. 5. Hold-down mechanical behaviour.

$$R_A = \frac{r_a \cdot l}{i_a} = r_a \cdot n_a \quad (11)$$

$$K_A = \frac{k_a \cdot l}{i_a} = k_a \cdot n_a \quad (12)$$

$$\mu_A = \frac{\delta_{u,a}}{\delta_{y,a}} = \mu_a = \frac{\Delta_{U,A}}{\Delta_{Y,A}} \quad (13)$$

3.3. Sheathing-to-framing connection

The sheathing-to-framing connection, represented by the horizontal non-linear spring indicated with K_{SH} , see Fig. 9, takes into account the deformation contribution given by the fasteners (nails or staples) which connect the wood frame to the sheathing panel. However, the mechanical behaviour of the connection (and thus the strength R_{SH} , the stiffness K_{SH} and the ductility μ_{SH}) does not depend only on the mechanical behaviour of the fasteners (the strength f_c , the stiffness k_c and the ductility μ_c , see Fig. 8), but it is also strongly influenced by their disposition. Since fasteners are generally placed with constant spacing along the edge of the panel, only the spacing s and the ratio between the height and the length of the panel h/b can be considered. Hence, in general, the mechanical behaviour of each fastener is not equal to the sheathing-to-framing connection one.

The fastener elasto-perfectly plastic curve can be obtained, for example, by experimental tests (monotonic or cyclic test, in the same way of angle brackets or hold-downs); performing experimental tests on full-scale walls, considering all the possible cases (varying the type of fastener, the fastener spacing s and the ratio h/b of the panel) results anyway burdensome and expensive. Consequently an analytical expression, relating the mechanical behaviour of the fasteners to the sheathing-to-framing connection one, is required.

In European Standard for timber structures [19] a relationship between the strength of fasteners f_c and the sheathing to panel connection strength R_{SH} is reported. This equation was obtained by means of the limit analysis static theorem assuming an equal distribution of the shear stresses on the edge of the panel and hence a constant shear action on each fastener. For a light timber-frame wall braced by several panels with a width equal to b_i the expression is given by:

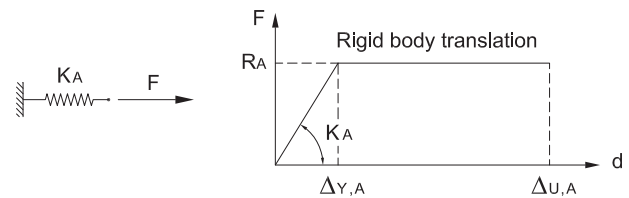


Fig. 7. Rigid translation spring mechanical behaviour.

- τ represents the internal level arm ratio, usually between 0.95–1.

The yield displacement $\Delta_{Y,H}$ can be obtained by the hold-down yield displacement $\delta_{y,h}$, by means of a simple geometrical transformation:

$$\Delta_{Y,H} = \frac{\delta_{y,h}}{\tau} \cdot h \quad (4)$$

The stiffness K_H is therefore given by:

$$K_H = \frac{R_H}{\Delta_{Y,H}} = n_h \cdot k_h \cdot \left(\frac{\tau \cdot l}{h}\right)^2 \quad (5)$$

Similarly, the ultimate displacement $\Delta_{U,H}$ can be obtained as:

$$\Delta_{U,H} = \frac{\delta_{u,h}}{\tau} \cdot h \quad (6)$$

therefore the ductility μ_H is equal to the hold-down ductility μ_h , according to the following expression:

$$\mu_H = \frac{\Delta_{U,H}}{\Delta_{Y,H}} = \frac{\delta_{u,h}}{\delta_{y,h}} = \mu_h \quad (7)$$

3.2. Rigid-body translation connection

The rigid-body translation of the wall is usually prevented by means of metallic angle brackets (nailed or screwed to the wall) or inclined screws. If the devices are placed along the wall length with constant spacing i_a the number of devices n_a can be obtained by:

$$n_a = \frac{l}{i_a} \quad (8)$$

The idealised elasto-perfectly plastic linear curve of each device can be obtained by a numerical model or by the bi-linearisation of the experimental curve, defining its strength r_a , its stiffness k_a and its ductility μ_a (Fig. 6). The parameters, which characterise the mechanical behaviour of the horizontal non-linear spring K_A of the rheological model (Fig. 7), can be obtained by isolating the contribution of the wall rigid translation:

$$\Delta_{Y,A} = \delta_{y,a} \quad (9)$$

$$\Delta_{U,A} = \delta_{u,a} \quad (10)$$

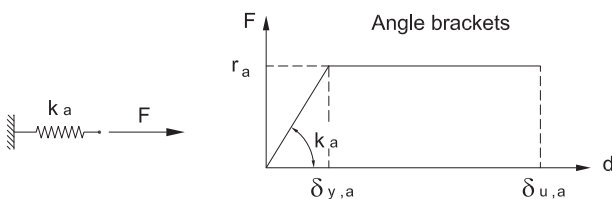


Fig. 6. Angle brackets (or screws) mechanical behaviour.

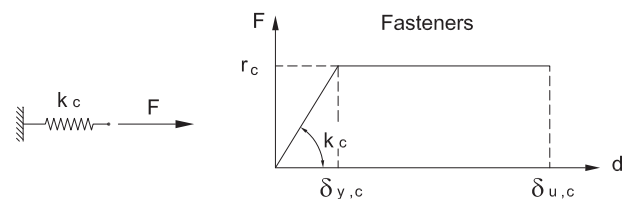


Fig. 8. Fastener mechanical behaviour.

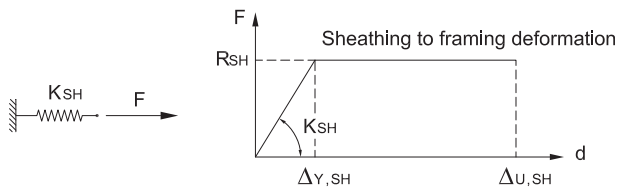


Fig. 9. Sheathing-to-framing connection spring mechanical behaviour.

$$R_{SH} = n_{bs} \cdot r_c \cdot \frac{\sum b_i \cdot c_i}{s} \quad (14)$$

where:

- n_{bs} is the number of the wall braced sides (1 or 2);
- $c_i = \begin{cases} 1 & \text{if } \alpha < 2 \\ \frac{\alpha}{2} & \text{if } 2 < \alpha < 4 \\ 0 & \text{if } \alpha > 4 \end{cases}$
- $\alpha = \frac{h}{b}$ is the panel shape parameter;
- b_i is the panel width.

Moreover, the sheathing-to-framing connection strength R_{SH} can be increased by a factor equal to 1.2 according to the [19].

When the wood frame can be assumed rigid, namely the flexural deformation of studs and plats is negligible (this hypothesis can be assumed realistic in most cases, see [20]), the stiffness K_{SH} can be obtained directly by the model proposed in [18], known the stiffness k_c of fasteners, the spacing s , the panel parameter α and the wall length:

$$K_{SH} = \frac{n_{bs} \cdot k_c}{s \cdot \sum \frac{\lambda_j(\alpha_j)}{b_i}} \quad (15)$$

where $\lambda_j(\alpha_j) = 0.810 + 1.855 \cdot \alpha_j$, see [11].

According to Eqs. (14) and (15), the yield displacement $\Delta_{Y,SH}$ is therefore calculated as:

$$\Delta_{Y,SH} = \frac{R_{SH}}{K_{SH}} \quad (16)$$

whereas the ultimate displacement $\Delta_{U,SH}$ is given by:

$$\Delta_{U,SH} = \mu_{SH} \cdot \Delta_{Y,SH} \quad (17)$$

Concerning with the sheathing-to-framing connection ductility μ_{SH} , Standards do not specifically suggest an expression for its calculation, known the fastener ductility μ_c .

The equivalent single degree of freedom model [10], relates linearly the sheathing-to-framing connection deformation $\Delta_{SH} = \Delta_{nail}$ to the nail deformation δ_c according to linear geometrical assumptions:

$$\Delta_{nail} = \lambda_{swn} \cdot \delta_c \quad (18)$$

where λ_{swn} depends on geometrical properties of the panel. Hence it is not difficult to show that the sheathing-to-framing connection ductility μ_{SH} results equal to fastener ductility μ_c . However this model, differently from the model proposed in [18], is based on the assumption that the nails along the perimeter of the panel are equally stressed.

In Section 4, an alternative analytical expression based on the model developed in [18] is proposed, evaluating the evolving stress in each nail due to the load increasing on the wall and demonstrating that in several cases the sheathing-to-framing connection ductility μ_{SH} results lower than the fastener ductility μ_c . A linear relationship is however confirmed.

3.4. Definition of the idealised elasto-perfectly plastic curve of a wood-framed wall

After defining the idealised elasto-perfectly plastic curve of each element of the rheological model (the three horizontal springs and the friction block), the elasto-plastic curve of the entire model, and hence of the wall, can be obtained. Known the mechanical behaviour of each component of the model, the mechanical properties, which define the model curve, can be calculated by means of simple mathematical expressions. As reported in Fig. 10, the parameters of the curve are the friction block yield force F_q , the wall strength R_W , the wall stiffness $K_{tot,nt}$, when the rotation contribution is not considered (block friction not yielded), the wall stiffness K_{tot} , when the rotation contribution is considered, the wall secant stiffness K_W , the wall displacement $\Delta_{q,W}$ when the friction block yields, the wall yield displacement $\Delta_{Y,W}$, the wall ultimate displacement $\Delta_{U,W}$.

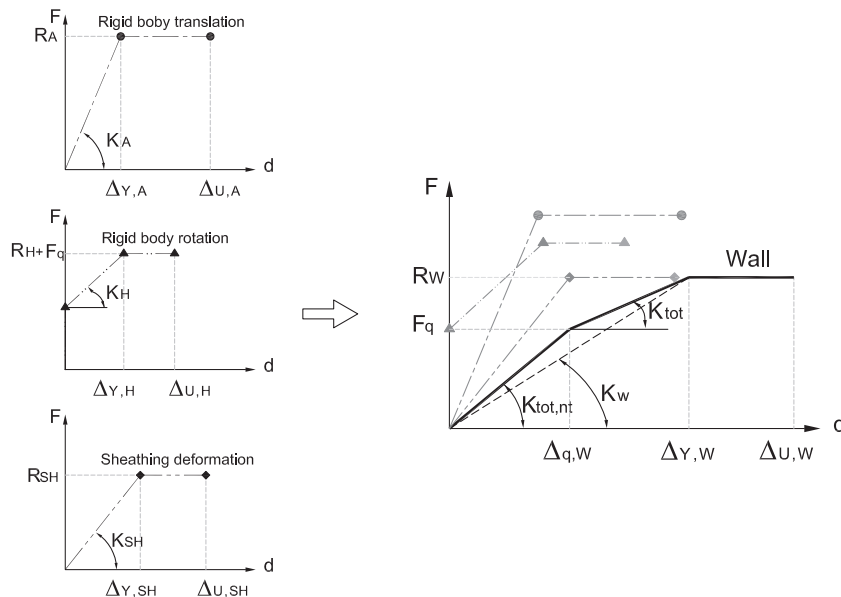


Fig. 10. Trilinear mechanical curve wood-framed wall.

The friction block yield force F_q can be calculated according to Eq. (2) depending on the wall geometry and the vertical load q .

The wall stiffness $K_{tot,nt}$ depends only on the sheathing-to-framing and the rigid-body translation contribution. It can be obtained by:

$$\frac{1}{K_{tot,nt}} = \frac{1}{K_{SH}} + \frac{1}{K_A} \quad (19)$$

The displacement $\Delta_{q,W}$ of the system for which the friction block yields results:

$$\Delta_{q,W} = \frac{F_q}{K_{tot,nt}} = \frac{q \cdot l^2}{2 \cdot h} \cdot \left(\frac{1}{K_{SH}} + \frac{1}{K_A} \right) \quad (20)$$

The wall strength R_W is defined as the minimum value from the strength of each connection (sheathing-to-framing, translation and rotation) according to the following expression:

$$R_W = \min(R_H + F_q; R_A; R_{SH}) \quad (21)$$

The weakest connection, which firstly yields since characterised by the minimum strength, can be identified by the index i , defined as:

$$\begin{cases} \text{if } R_W = R_H + F_q \rightarrow i = H \\ \text{if } R_W = R_A \rightarrow i = A \\ \text{if } R_W = R_{SH} \rightarrow i = SH \end{cases} \quad (22)$$

If the wall strength R_W is greater than the friction block yield force F_q , the curve of the mechanical behaviour of the wall is characterised by an additional linear elastic segment and for this reason it is described by a three-linear curve (Fig. 10).

The wall stiffness K_{tot} can be calculated taking into account the stiffness of each model component (sheathing-to-framing, translation and rotation) according to the following expression:

$$\frac{1}{K_{tot}} = \frac{1}{K_{SH}} + \frac{1}{K_A} + \frac{1}{K_H} \quad (23)$$

Therefore the wall yield displacement $\Delta_{Y,W}$ can be obtained by:

$$\Delta_{Y,W} = \frac{F_q}{K_{tot,nt}} + \frac{R_W - F_q}{K_{tot}} = \frac{R_W}{K_{tot}} - \frac{F_q}{K_H} \quad (24)$$

Hence the wall secant stiffness K_W , defined as the ratio between the wall strength R_W and the yield displacement $\Delta_{Y,W}$, is given by:

$$K_W = \frac{R_W}{\Delta_{Y,W}} = \frac{R_W}{\frac{R_W}{K_{tot}} - \frac{F_q}{K_H}} = \left(\frac{1}{K_{tot}} - \frac{F_q}{K_H \cdot R_W} \right)^{-1} \quad (25)$$

Substituting:

$$\xi = \frac{F_q}{R_W} \quad (26)$$

for $\xi < 1$ we get:

$$\frac{1}{K_W} = \frac{1}{K_{tot}} - \frac{\xi}{K_H} \quad (27)$$

When the wall strength R_W is lower than the block friction activation force F_q ($\xi > 1$) the friction block does not yield. This condition usually occurs in case of weak fasteners or a high vertical load. The mechanical curve of the wall is therefore bi-linear (Fig. 11), and the secant stiffness K_W results equal to $K_{tot,nt}$.

$$\frac{1}{K_W} = \frac{1}{K_{tot,nt}} = \frac{1}{K_{SH}} + \frac{1}{K_A} \quad (28)$$

The wall yield displacement $\Delta_{Y,W}$ can be obtained by:

$$\Delta_{Y,W} = \frac{R_W}{K_{tot,nt}} = \frac{R_W}{\frac{1}{K_{SH}} + \frac{1}{K_A}} \quad (29)$$

Therefore, considering the two different cases, the wall secant stiffness K_W and the wall yield displacement can be defined by the following expressions:

$$\begin{cases} \xi \geq 1 \rightarrow \frac{1}{K_W} = \frac{1}{K_{tot,nt}} \\ \xi < 1 \rightarrow \frac{1}{K_W} = \frac{1}{K_{tot}} - \frac{K_{tot}}{K_H} \end{cases} \quad (30)$$

The wall yielding displacement $\Delta_{Y,W}$ can be calculated in both cases as:

$$\Delta_{Y,W} = \frac{R_W}{K_W} \quad (31)$$

For the evaluation of the wall ductility μ_W , the plastic displacement of the rheological model is equal to the plastic displacement of the weakest (and hence yielded) connection. For this reason, an increase of the system displacement is caused only by the stretch of the spring representing the weakest yielded connection. In fact, an increase of the stretch of the other elastic spring would require an increase of the external force F . Therefore we get:

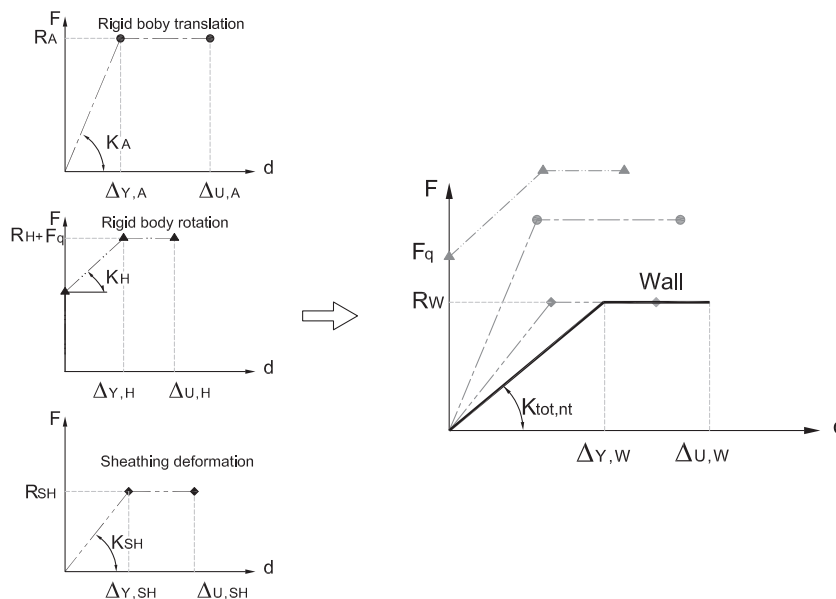


Fig. 11. Bilinear mechanical curve wood-framed wall.

$$\Delta_{pl,W} = \Delta_{pl,i} \quad (32)$$

The wall ductility μ_W is defined as the ratio between the wall ultimate displacement $\Delta_{U,W}$ and the wall yield displacement $\Delta_{Y,W}$. Because the ultimate displacement $\Delta_{U,W}$ is given by the sum of the yield displacement $\Delta_{Y,W}$ and the plastic displacement $\Delta_{pl,i}$ we obtain:

$$\mu_W = \frac{\Delta_{U,W}}{\Delta_{Y,W}} = \frac{\Delta_{Y,W} + \Delta_{pl,W}}{\Delta_{Y,W}} = 1 + \frac{\Delta_{pl,W}}{\Delta_{Y,W}} = 1 + \frac{\Delta_{pl,i}}{\Delta_{Y,W}} \quad (33)$$

The plastic displacement of the weakest connection $\Delta_{pl,i}$ can be correlated directly to the yield displacement of the same connection $\Delta_{Y,i}$ and to its ductility μ_i according to the following expression:

$$\Delta_{pl,i} = \Delta_{U,i} - \Delta_{Y,i} = \frac{R_i}{K_i} \cdot (\mu_i - 1) \quad (34)$$

Substituting Eqs. (31) and (34) in the Eq. (33), we obtain:

$$\mu_W = 1 + \frac{\frac{R_i}{K_i} \cdot (\mu_i - 1)}{\frac{R_W}{K_W}} \quad (35)$$

If the weakest element is represented by the sheathing-to-framing connection or the rigid translation connection, the wall strength R_W is given by:

$$R_W = F_i \quad (36)$$

with:

$$i = SH \text{ or } A$$

Therefore, the wall ductility can be obtained by the following simplified equation:

$$\mu_W = 1 + \frac{K_W}{K_i} \cdot (\mu_i - 1) = 1 + \kappa \cdot (\mu_i - 1) \quad (37)$$

As the κ parameter is lower than 1, the ductility of the weakest connection μ_i is always greater than the wall ductility μ_W .

If the weakest connection is represented by the sheathing-to-framing or the translation connection ($i = SH$ or A), in case of $\xi \geq 1$ we get:

$$\kappa = \frac{K_W}{K_i} < 1 \rightarrow \frac{1}{K_i} < \frac{1}{K_W} \rightarrow \frac{1}{K_i} < \frac{1}{K_{SH}} + \frac{1}{K_A} \quad (38)$$

whereas in case of $0 < \xi < 1$ we obtain:

$$\kappa = \frac{K_W}{K_i} < 1 \rightarrow \frac{1}{K_i} < \frac{1}{K_W} \rightarrow \frac{1}{K_i} < \frac{1}{K_{SH}} + \frac{1}{K_A} + \frac{1 - K_{tot}}{K_H} \quad (39)$$

If the weakest connection is represented by the rigid-body rotation one ($i = H$), we obtain:

$$R_W = R_H + F_q > R_H \quad (40)$$

In this case the wall ductility μ_W can be calculated by means of the following expression:

$$\mu_W = 1 + \frac{R_H}{R_H + F_q} \cdot \frac{K_W}{K_H} \cdot (\mu_i - 1) = 1 + \iota \cdot \kappa \cdot (\mu_i - 1) \quad (41)$$

Since $\kappa < 1$ and $\iota < 1$, as shown previously, the weakest connection ductility is greater than the wall ductility. For this reason, in order to maximise the wall ductility, the stiffness of the strong connections which has to remain in the elastic range, should be as great as possible so that the parameter κ tends to 1.

Known the wall ductility, the wall ultimate displacement $\Delta_{U,W}$ can be obtained by:

$$\Delta_{U,W} = \mu_W \cdot \Delta_{Y,W} \quad (42)$$

4. Non-linear mechanical behaviour of a fully anchored light timber-frame wall

A light timber-frame wall is defined fully-anchored if the stiffness constraints, which prevent the rigid-body motion of the wall (K_A, K_H), can be considered infinitely rigid. The wall deformation, according to the models described in the previous section, is represented only by the sheathing-to-framing connection contribution (K_{SH}).

In this section a fully anchored wall model is used to obtain an analytical relationship between the non-linear behaviour of the sheathing-to-framing connection ductility μ_{SH} and the fastener ductility μ_c . This relationship is in fact necessary, as reported in Section 3.3, for the rheological model making.

The analytical expression was carried out by means of an elasto-plastic analysis, increasing step by step the external horizontal force F and assuming a redistribution of the forces of the fasteners.

The analysis was performed also defining a kinematic mechanisms of the wall as well, up to the wall failure condition related to the achievement of the acceptable ultimate displacement $\delta_{u,c}$ of one fastener at least.

The mathematical model proposed by [21] was used to perform the analysis at each step, assuming the wood-frame as rigid. According to that, the wall frame was represented by pinned beams (the frame is hence not restrained for horizontal loads) whereas the sheathing panel was assumed like a rigid-body. The fasteners were modelled by bi-directional elastic spring: the internal force of the fasteners was hence linear to their displacement, see Fig. 12. The fasteners position was described considering a referring system placed in the centre of gravity of the fasteners. Generally, the fastener disposition is symmetric (the fasteners are placed along the edge of the panel with an equal spacing), therefore the origin of the referring system was placed at the centre of the panel. The external force F was applied at the top corner of the frame.

At each step the structure was analysed assuming its elastic behaviour (the solution was obtained by means of the method of minimum of the potential energy) after updating the stiffness matrix of the model in order to consider that some fasteners had already yielded at the previous steps.

When the stiffness matrix of the model becomes singular, further elastic steps are no more achievable: the structure is to be solved by means of the kinematic theory.

According to [19], the yielding surface on the mathematical model of fasteners was assumed circular since fasteners have a small diameter and hence their mechanical properties are not influenced by the grain orientation. The yielding condition occurs when global displacement, obtained summing the relative displacement Δ_j , is equal to $\delta_{y,c}$. After the fastener has yielded, an internal constant force equal to r_c is assumed, independently on the direction of the fastener relative displacements in the plastic phase $\Delta_{j+1} \dots \Delta_n$, see Fig. 12 (the ultimate displacement surface is

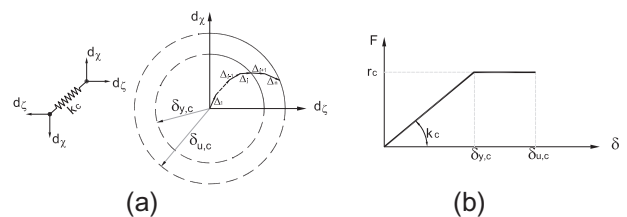


Fig. 12. (a) Fasteners bi-directional spring and yielding surface; (b) elastic-perfectly plastic behaviour of fasteners.

1.3 Schéma des contributions des déplacements aux ELS pour les différentes configurations de murs

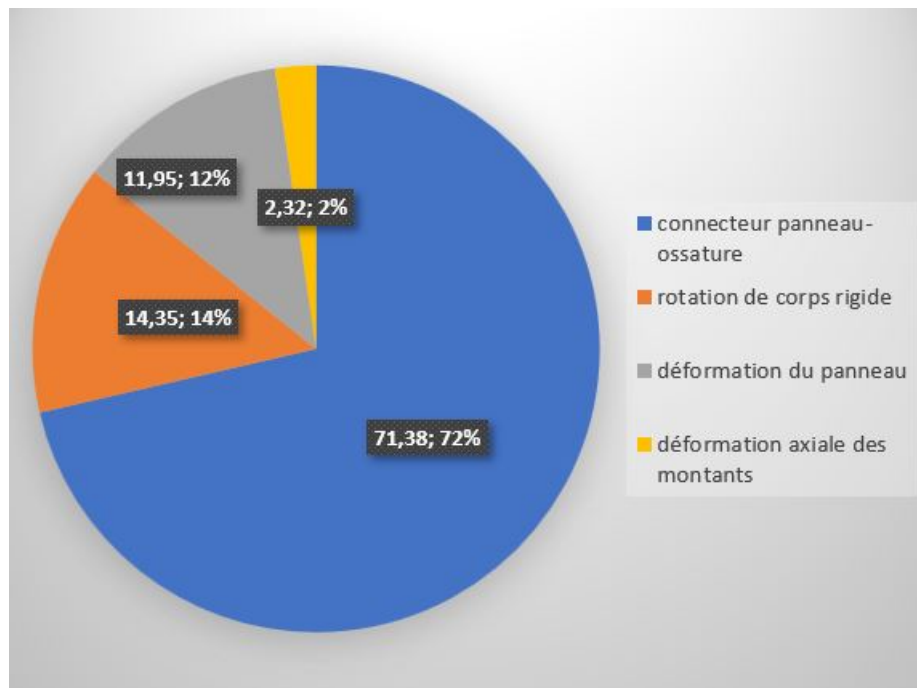


FIGURE 1.6 – contribution des raideurs d'un panneau "standard" via la méthode du Lignum

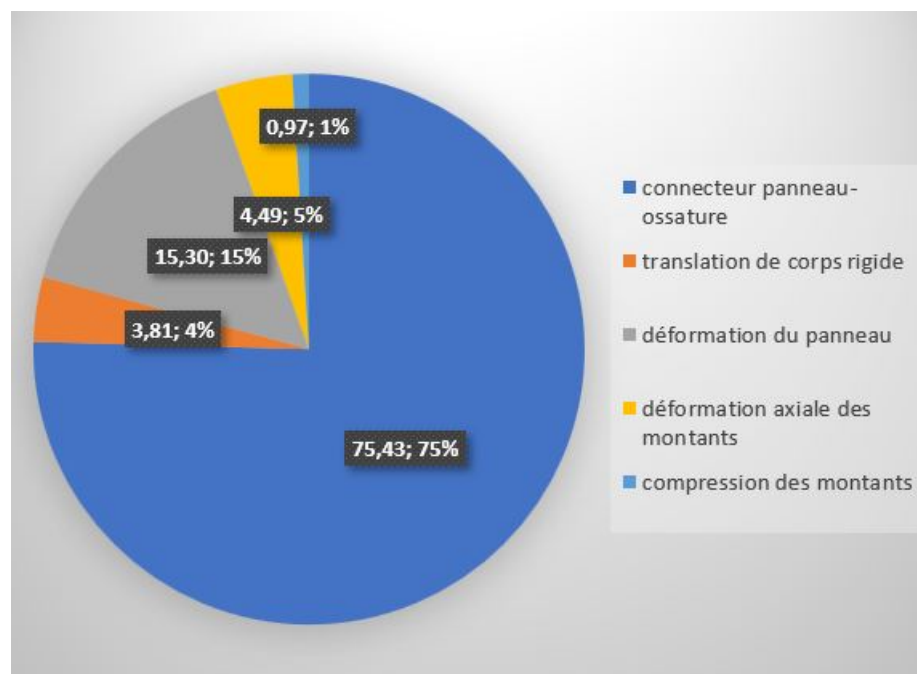


FIGURE 1.7 – contribution des raideurs d'un panneau "standard" via la méthode de Seim et al.

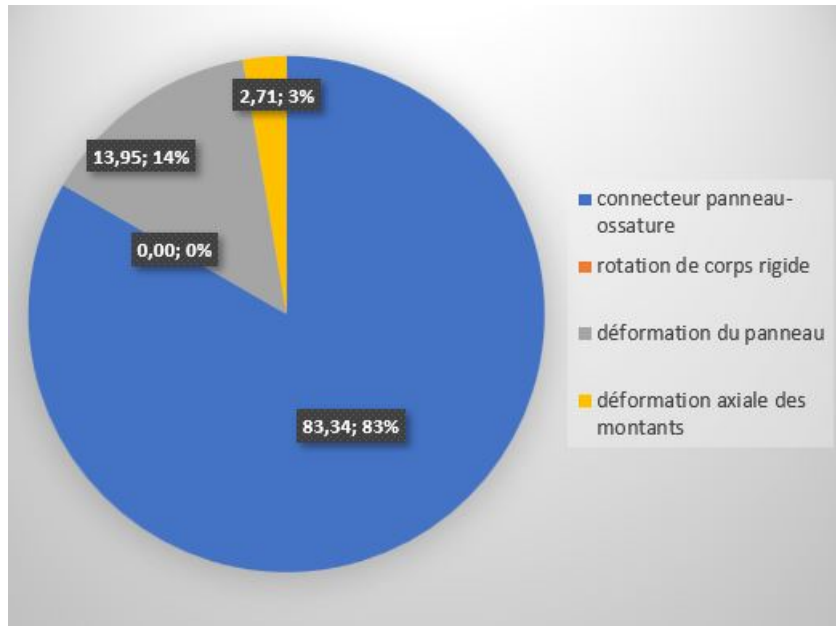


FIGURE 1.8 – contribution des raideurs d'un panneau "standard" via la méthode du Lignum en supposant un ancrage complet

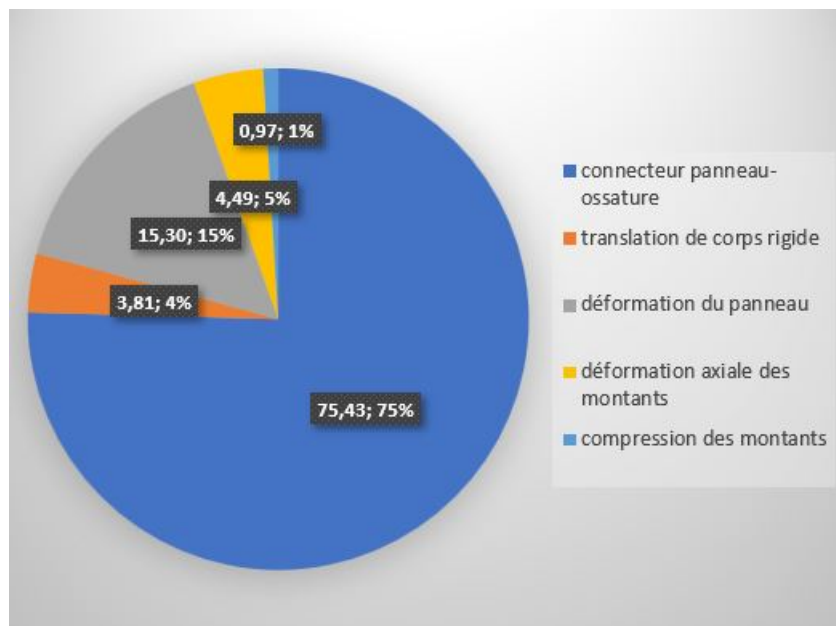


FIGURE 1.9 – contribution des raideurs d'un panneau "standard" via la méthode de Seim et al. en supposant un ancrage complet

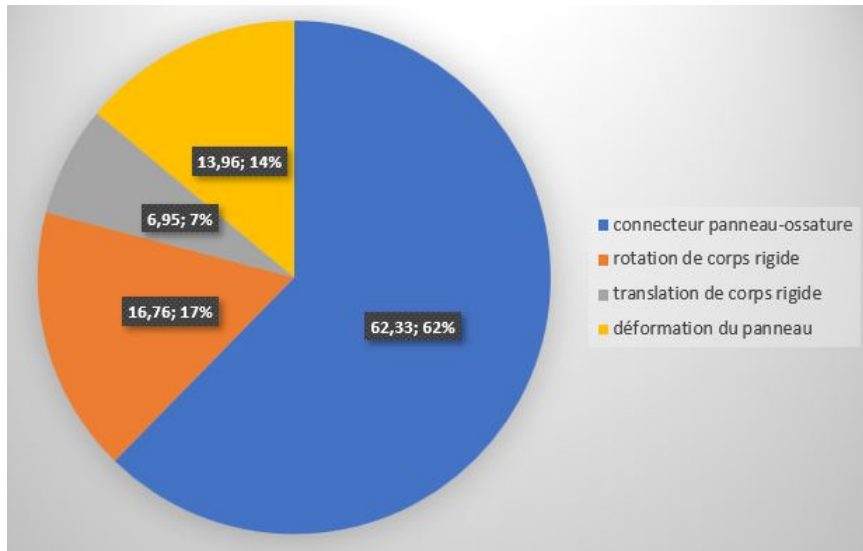


FIGURE 1.10 – contribution des raideurs d'un panneau composé de deux revêtements en OSB via la méthode de Casagrande et al.

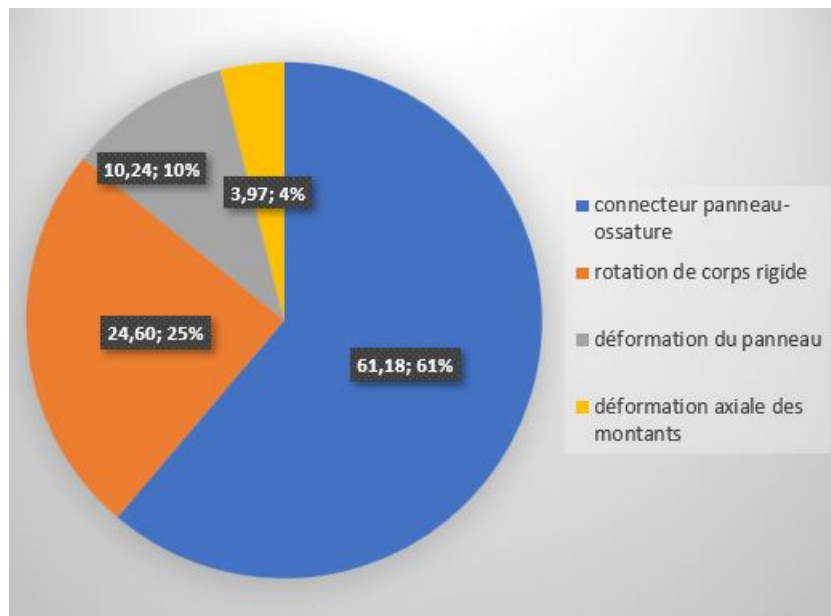


FIGURE 1.11 – contribution des raideurs d'un panneau composé de deux revêtements en OSB via la méthode du Lignum

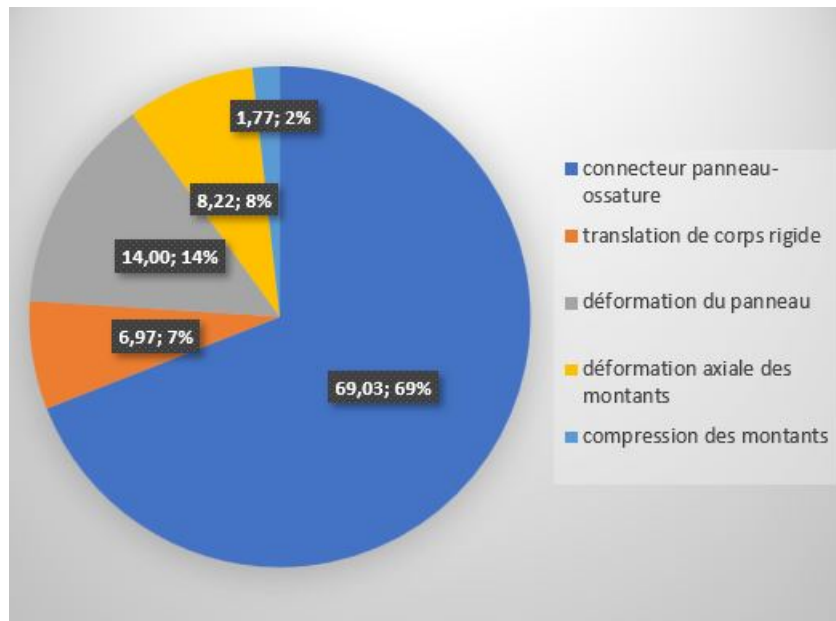


FIGURE 1.12 – contribution des raideurs d'un panneau composé de deux revêtements en OSB via la méthode de Seim et al.

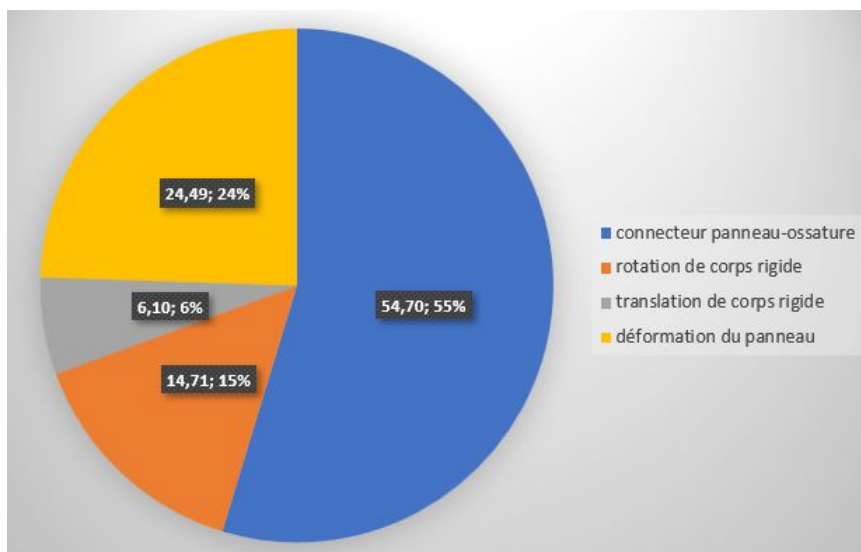


FIGURE 1.13 – contribution des raideurs d'un panneau avec un entraxe réduit via la méthode de Casagrande et al.

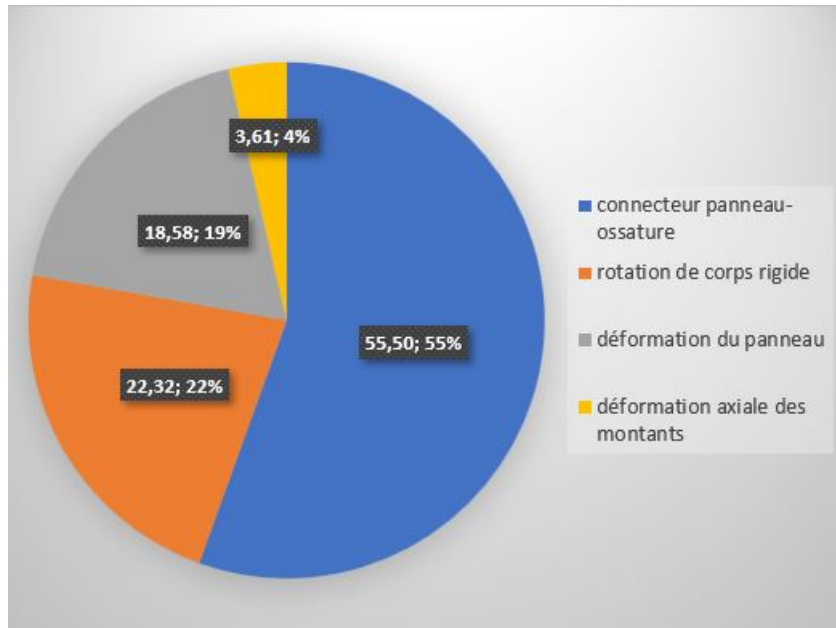


FIGURE 1.14 – contribution des raideurs d'un panneau avec un entraxe réduit via la méthode du Lignum

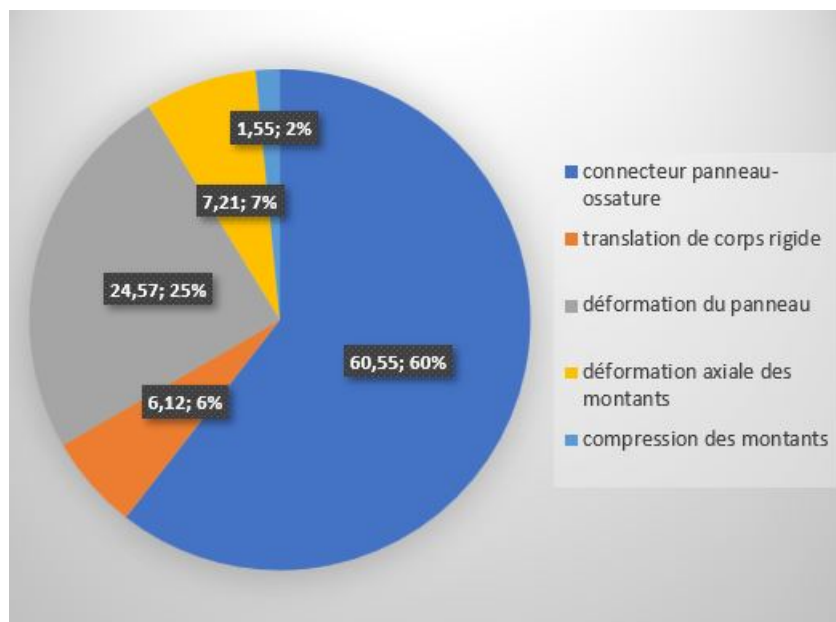


FIGURE 1.15 – contribution des raideurs d'un panneau avec un entraxe réduit via la méthode de Seim et al.

Chapitre 2

Détermination de la capacité de résistance des murs au cisaillement

2.1 Développement des termes de la méthode B

s_0 et les coefficients sont obtenus via les formules suivantes[1] :

$$s_0 = \frac{9700 \cdot d}{\rho_k}$$

où d est le diamètre des connecteurs et $\rho_k = \sqrt{\rho_{1,k} \cdot \rho_{2,k}}$ est la masse volumique caractéristique équivalente de l'ossature. $\rho_{1,k}$ et $\rho_{2,k}$ sont respectivement les masses volumiques caractéristiques constituant les montants et les panneaux de contreventement

$$k_{d,S,m} = \begin{cases} \frac{l_{S,m}}{h_{S,m}} & \text{pour } \frac{l_{S,m}}{h_{S,m}} \leq 1 \\ \left(\frac{l_{S,m}}{h_{S,m}}\right)^{0.4} & \text{pour } \frac{l_{S,m}}{h_{S,m}} > 1 \text{ et } l_{S,m} \leq 4,8m \\ \left(\frac{4,8}{h_{S,m}}\right)^{0.4} & \text{pour } \frac{l_{S,m}}{h_{S,m}} > 1 \text{ et } l_{S,m} > 4,8m \end{cases}$$

$$k_{q,S,m} = 1 + \left(0,083q_{S,m} - 0,0008q_{S,m}^2\right) \left(\frac{2,4}{l_{S,m}}\right)^{0,4}$$

où $q_{S,m}$ est la charge équivalente en kN/m (positive si elle descend sur le mur). Si elle est négative, elle doit être considérée comme nulle.

La formule pour convertir les charges ponctuelles sur les montants en charge uniformément répartie est la suivante :

$$q_{S,m} = \sum_i \frac{2 \cdot (l_{S,m} - a_{S,m,i}) \cdot F_{S,m,i}}{l_{S,m}}$$

$$k_s = \frac{1}{0,86 \cdot \frac{s}{s_0} + 0,57}$$

où s est l'espacement entre les connecteurs à la périphérie des panneaux

$$k_{n,S,m} = \begin{cases} 1 & \text{pour un voile travaillant sur une seule face du mur} \\ \frac{F_{v,Rd,max,S,m} + 0,5 \cdot F_{v,Rd,min,S,m}}{F_{v,Rd,max,S,m}} & \text{pour un voile travaillant sur les deux faces du mur} \end{cases}$$

où :

- $F_{v,Rd,max,S,m}$ est la résistance de contreventement du côté le plus résistant
- $F_{v,Rd,min,S,m}$ est la résistance de contreventement du côté le moins résistant

2.2 Développement des termes de la méthode C

Les expressions des coefficients sont les suivantes[1] :

$$k_{n,S,m} = \begin{cases} 1 & \text{pour un voile travaillant sur une seule face du mur} \\ 2 & \text{pour deux voiles travaillant parfaitement identiques} \\ \frac{F_{v,Rd,max,S,m} + 0,65 \cdot F_{v,Rd,min,S,m}}{F_{v,Rd,max,S,m}} & \text{pour deux voiles différentes} \\ \frac{F_{v,Rd,max,S,m} + 0,35 \cdot F_{v,Rd,min,S,m}}{F_{v,Rd,max,S,m}} & \text{pour un voile en plâtre avec } F_{f,Rd} \text{ connu} \end{cases}$$

$F_{v,Rd,max,S,m}$ est la résistance de contreventement du côté le plus résistant.

$F_{v,Rd,min,S,m}$ est la résistance de contreventement du côté le moins résistant.

$$k_{j,S,m} = \begin{cases} 1, 1 & \text{si espacement entre les montants } \leq 650mm \\ & \text{2 pointes dont } d \geq 3,8mm \text{ par assemblage de l'ossature} \\ & t_{pen} \text{ longueur pénétration pointe } \leq 50mm \\ & \text{1 seul voile de contreventement satisfaisant à la EN 12871} \\ 1 & \text{pour les autres cas} \end{cases}$$

$$k_{f,S,m} = \begin{cases} 1, 2 & \text{et } F_{f,Rd} + \text{effet de corde si le panneau respecte la EN 12871} \\ 1 & \text{et } F_{f,Rd} \text{ considéré connu} \end{cases}$$

$$k_{W,S,m} = \begin{cases} 1 & \text{si } R_{V,S,m} \leq \frac{R_{f,Rd} \cdot h_{S,m}}{s} \text{ et } (h_{S,m} > l_{S,m}) \\ & \text{montant au vent complètement ancré} \\ 0,5 \cdot \alpha + \beta & \text{si } R_{V,S,m} < \frac{R_{f,Rd} \cdot (h_{S,m} - l_{S,m})}{s} \text{ et } (h_{S,m} \leq l_{S,m}) \\ 1 - \frac{(1-\beta)^2}{2 \cdot \alpha} & \text{pour les autres cas} \end{cases}$$

où les paramètres valent :

$$\alpha = \frac{l_{S,m}}{h_{S,m}} \text{ et } \beta = \frac{R_{V,S,m}}{(F_{f,Rd}/s) \cdot h_{S,m}}$$

où $R_{V,S,m}$ représente la capacité résistante globale du montant tendu au soulèvement

Détermination de la résistance du montant

La résistance du montant au vent du mur à l'arrachement se calcule de la façon suivante :

$$R_{V,S,m} = R_{hd,S,m} + R_{wr,dl,S,m} + R_{wall,S,m}$$

où :

- $R_{hd,S,m}$ est la résistance de l'ancrage en pied du montant au vent
- $R_{wr,dl,S,m}$ est la charge descendante sur le montant au vent
- $R_{wall,S,m}$ est la résistance de la liaison du montant au vent à la partie d'un mur de retour ou en allège

Si on a affaire à un mur de retour :

$$R_{wall,S,m} = \min \begin{cases} \frac{F_{f,Rd}}{s} \cdot h_{S,m}/2 \\ \frac{F_{f,Rd}}{s} \cdot l_{rw,S,m} \\ R_{v,con,S,m} \end{cases} \quad \text{qui est la capacité résistante en cisaillement de la liaison entre le mur et son retour}$$

S'il s'agit d'une allège :

$$R_{wall,S,m} = \min \begin{cases} \frac{F_{f,Rd}}{s} \cdot h_{W,S,m}/2 \\ R_{v,con,S,m} \end{cases} \quad \text{qui est la capacité résistante en cisaillement de la liaison entre le mur et la partie contenant l'ouverture}$$

Chapitre 3

Analyse de paramètres pour l'amélioration au contreventement des panneaux

3.1 Graphes des portances locales d'éléments structuraux en fonction de l'angle de sollicitation

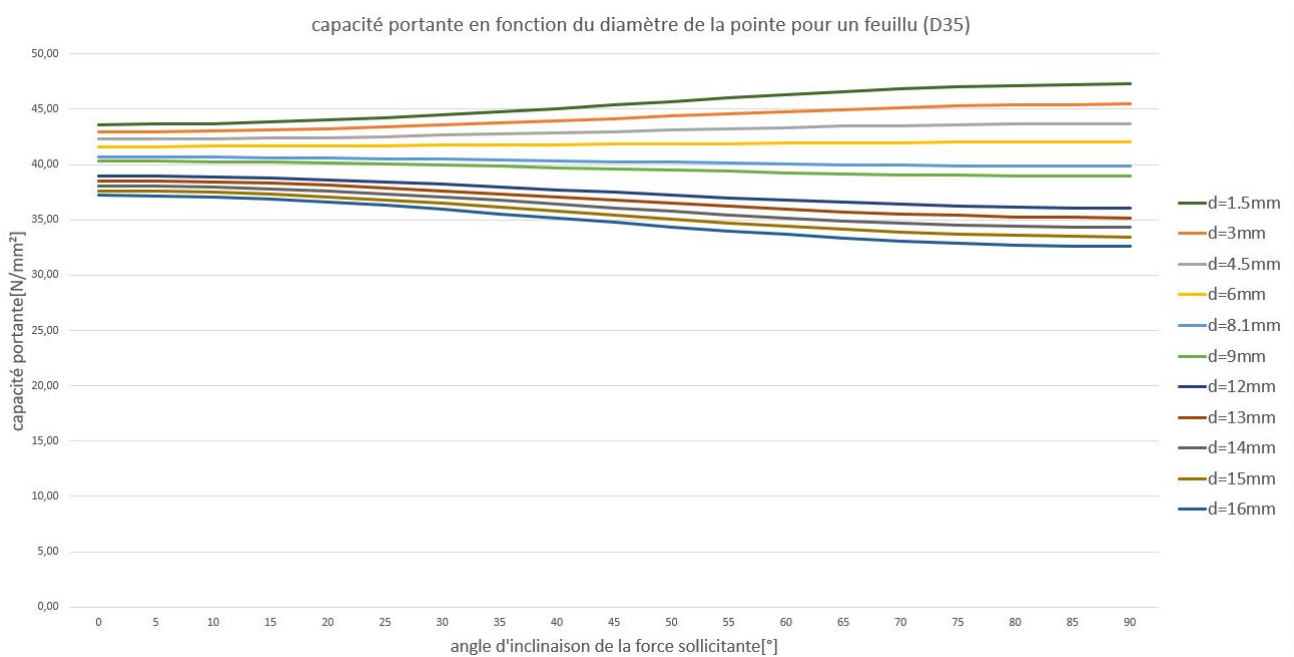


FIGURE 3.1 – capacité portante d'un feuillu D35 en fonction de l'angle d'inclinaison de la force sollicitante α

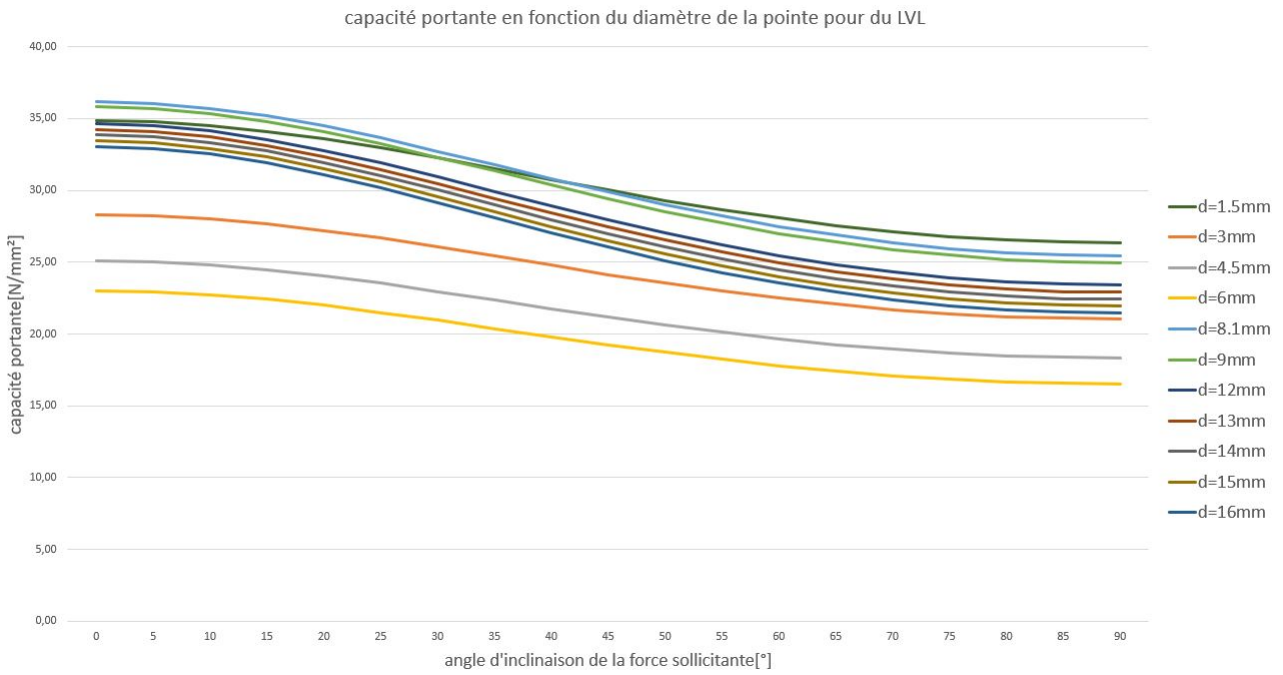


FIGURE 3.2 – capacité portante d’un LVL en fonction de l’angle d’inclinaison de la force sollicitante α

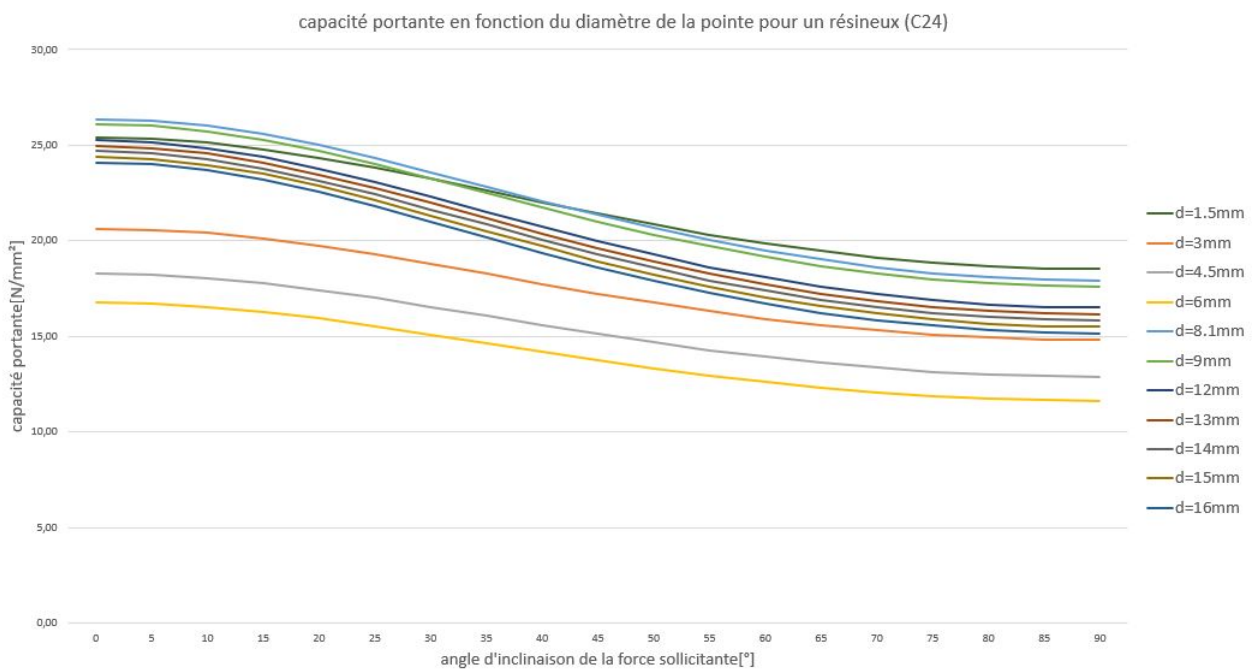
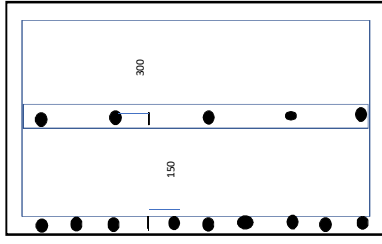
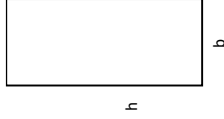


FIGURE 3.3 – capacité portante d’un résineux de classe C24 en fonction de l’angle d’inclinaison de la force sollicitante α

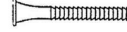
3.2 Exemple de feuille de calcul utilisée pour estimer la raideur et résistance d’un mur

Données à introduire

composition lisses et montants		kn	a(m)	kn/m
nature du bois		10		0
résineux	x	q		5
feuillu		F _{ventité}	2	0
LVL		F _{ventité}	2	0
hauteur paroi	2420 mm	F _{ventité}	2	0
largeur paroi	1250 mm	F _{ventité}	2	0
nombre panneaux				
longueur totale	2498 mm	q _{tot}		5
h	200 mm			
b	60 mm			
nombre d'équerres	2			
entraxe montants	625 mm			



1250 mm
7 mm



panneau panneau extérieur	
épaisseur	mm
entraxe sur montants externes	mm
montants intermédiaires	mm
type de panneau	
OSB (ou particules)	
contreplaqué	
panneau fibres dures	
types de connecteurs	
pointes non lisses	
pointes de section circulaire	
pointes de section carrée	
agafes	
propriétés du connecteur	
fu clous	N/mm ²

panneau intérieur	
épaisseur	15 mm
entraxe sur montants externes	150 mm
montants intermédiaires	300 mm
type de panneau	
OSB (ou particules)	x
contreplaqué	
panneau fibres dures	
types de connecteurs	
pointes non lisses	x
pointes de section circulaire	
pointes de section carrée	
agafes	
propriétés du connecteur	
fu clous	85 N/mm ²

résultats

méthodes résistance panneaux			
méthode	F _{red,5,m} [kN]	taux travail ψ [%]	résistance linéaire [kN/m]
			F _{max}
A	11,88	84,14	178
B	11,54	86,67	173
C	9,90	100,97	297
nature de la rupture			
panneau	(d)écroisement dans le panneau et roule plastique dans la tige		
panneau 1	(d)écroisement dans le panneau et roule plastique dans la tige		
rupture globale (d)écroisement dans le panneau et roule plastique dans la tige			
ELS			
vérifications	F _{ed} [kN]	F _{td} [kN]	ratio
flambement montant	14,54	174,46	0,08
compression lisse	12,82	68,43	0,19
traction montant	9,70	120,46	0,08
déqueure d'ancrage	9,70	72,44	0,13
cisaillement panneaux	10,00	11,88	0,84
déplacement			
u _{mid} [mm]	2,65	4,94	3,74
K [kN/mm]	2,02	3,77	2,68
		Källener	Seim
		4,94	3,87
		2,65	2,58

Deuxième partie

Annexe B

Chapitre 4

Essais expérimentaux en laboratoire

4.1 Résultats d'essais expérimentaux présents dans la littérature

Les graphes ci-dessous sont présents au sein du mémoire réalisé par monsieur T. Hoekstra [3] pour une configuration de murs proche de celle testée au LEMSC. On remarque que d'après l'allure des courbes, diviser par deux l'entraxe des connecteurs multiplie bien par deux la résistance du mur. Cependant, appliquer des panneaux d'OSB sur les deux faces ne semble pas dupliquer la résistance (comparaison entre la courbe rouge et verte continue).

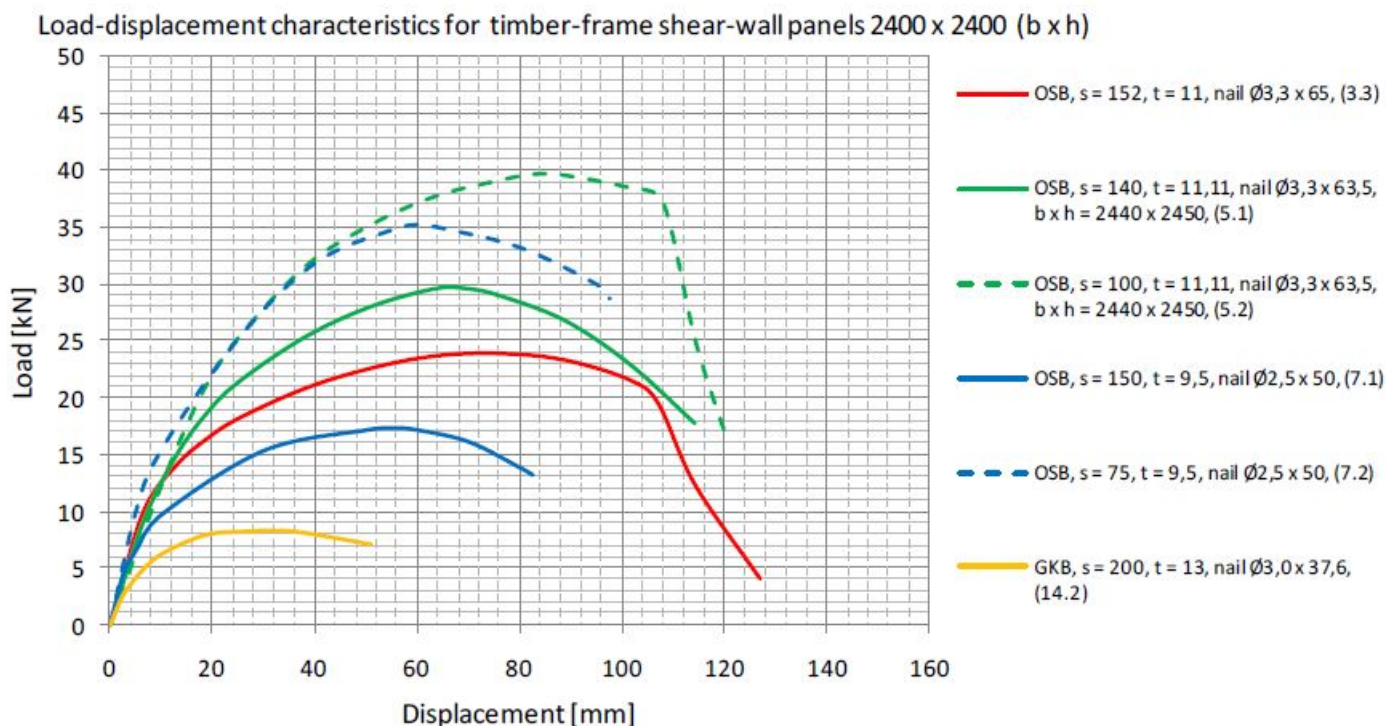


FIGURE 4.1 – graphes présentant la relation force/déplacement pour des configurations de murs de dimension 2400x2400

4.2 Soulèvement et compression des montants des murs testés



FIGURE 4.2 – soulèvement du montant sous le vérin durant l'essai en fonction de la déformation du mur d

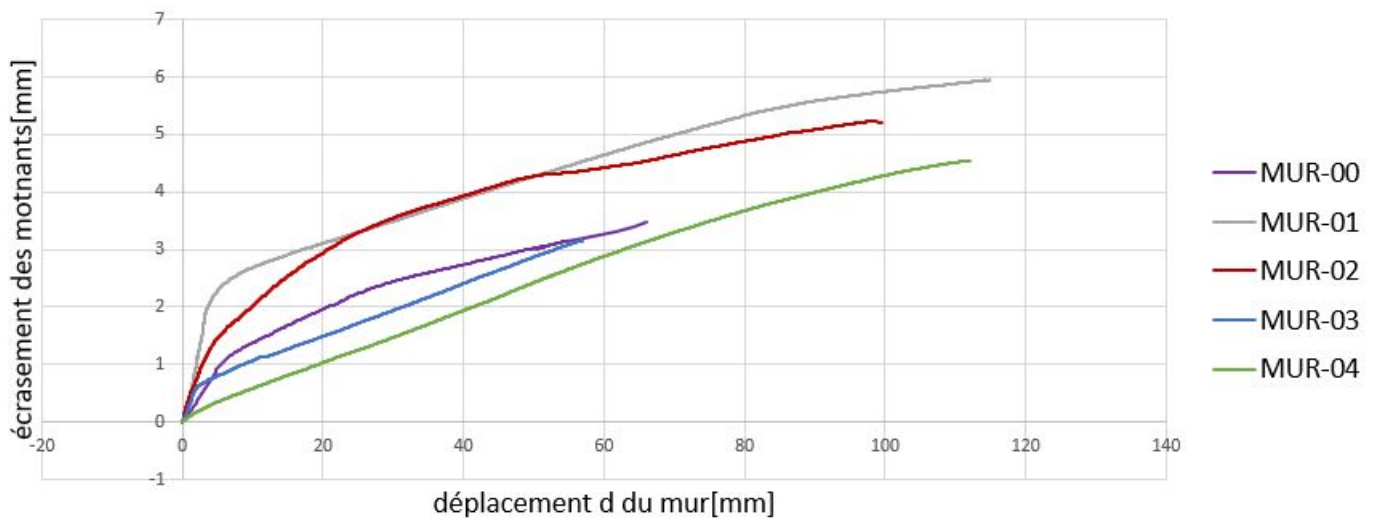


FIGURE 4.3 – écrasement du montant opposé au vérin durant l'essai en fonction de la déformation d mur d

4.3 Échantillonnage du bois et des panneaux

Conformément aux normes ISO 3130[4], ISO 3131, EN 322 [6] et EN 323[7], la masse volumique et teneur en eau des bois des lisses et montants ainsi que des panneaux de contreventement ont été déterminés. Au niveau de chaque mur testé, trois échantillons ont été pris dans chaque panneau d'OSB ainsi qu'au sein des montants en traction et compression. Ceux-ci ont ensuite été remaniés aux dimensions définies dans les normes cités précédemment avant d'être pesés avant et après étuvage.

Détermination de la masse volumique

La masse volumique moyenne pour de l'épicéa de classe C24 est de $420\text{kg}/\text{m}^3$ et $620\text{kg}/\text{m}^3$ pour l'OSB.

OSB	description	moyenne [kg/m^3]	écart-type [kg/m^3]	C.O.V. [%]
MUR-00	mur avec renfort avec croix(h=3m)	673.585	34.184	5.076
MUR-01	mur standard	540.788	40.063	7.408
MUR-02	mur avec s=75mm	598.727	24.651	4.117
MUR-03	mur avec 2 OSB	631.293	38.789	6.144
MUR-04	2 ^e mur avec renfort avec croix	566.688	18.179	3.208

C24	description	moyenne [kg/m^3]	écart-type [kg/m^3]	C.O.V. [%]
MUR-00	mur avec renfort avec croix(h=3m)	471.609	76.179	16.153
MUR-01	mur standard	483.558	98.253	20.319
MUR-02	mur avec s=75mm	402.847	34.421	5.544
MUR-03	mur avec 2 OSB	485.743	58.069	11.955
MUR-04	2 ^e mur avec renfort avec croix	411.202	31.825	7.74

Détermination de la teneur en eau

Pour rappel, le taux d'hygroscopie acceptable dans le bois de construction est de 12% (fixé dans la norme NBN EN 594).

OSB	description	moyenne [%]	écart-type [%]	C.O.V. [%]
MUR-00	mur avec renfort avec croix(h=3m)	7.236	1.299	17.955
MUR-01	mur standard	8.053	0.218	2.702
MUR-02	mur avec s=75mm	7.157	0.113	1.574
MUR-03	mur avec 2 OSB	7.550	0.979	12.970
MUR-04	2 ^e mur avec renfort avec croix	8.009	0.192	2.393

C24	description	moyenne [%]	écart-type [%]	C.O.V. [%]
MUR-00	mur avec renfort avec croix(h=3m)	11.801	1.075	9.106
MUR-01	mur standard	11.202	0.246	2.200
MUR-02	mur avec s=75mm	11.001	0.741	6.737
MUR-03	mur avec 2 OSB	10.557	0.517	4.898
MUR-04	2 ^e mur avec renfort avec croix	11.946	0.419	3.509



FIGURE 4.4 – échantillons réalisés afin de déterminer la masse volumique et teneur en eau du bois et panneaux d'OSB

SterlingOSB-Zero[®]

Conseils de montage

1. Propriétés physiques de construction	2
2. Propriétés mécaniques	2
3. Entreposage	2
4. Usinabilité	2
5. Domaine d'application	3
6. Sols	3
7. Toitures	6
8. Parois	9
9. Finition	11

1. Propriétés physiques de construction

Densité	kg/m ³	600 ± 10% (OSB2 en OSB3) 620 ± 10% (OSB4)
Tolérances de longueur et de largeur	mm	± 3,0
Tolérance d'épaisseur non poncée	mm	± 0,8
Tolérance d'épaisseur poncée	mm	± 0,3
Tolérance de perpendicularité	mm/m	2
Tolérance sur la rectitude des côtés	mm/m	1,5
Réaction au feu (EN 13501-1)		D-s2, d0 DFI-s1
Coefficient de conductibilité thermique (valeur λ)	W/m.K	0,13*
Teneur en eau	%	7% ± 5%
Dilatation linéaire (par % de modification de l'HR)	%	0,003 (sens de la longueur) 0,005 (sens de la largeur)
Indice de résistance à la diffusion de valeur μ (mouillé/sec)		30/50 selon EN13986

* à densité de 650 kg/m³

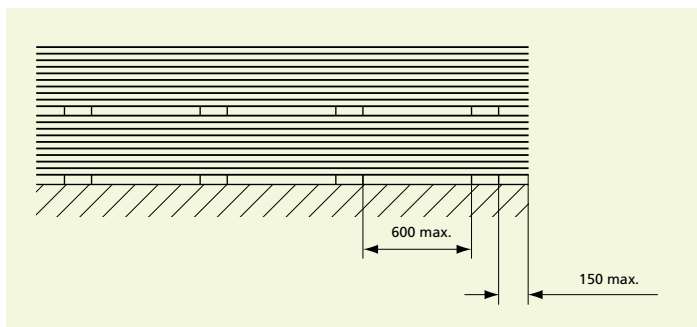
2. Propriétés mécaniques

	mm	SterlingOSB2-Zero			SterlingOSB3-Zero			SterlingOSB4-Zero		
		6-10	> 10 < 18	18-25	6-10	> 10 < 18	18-25	6-10	> 10 < 18	18-25
Épaisseur de panneau	mm	6-10	> 10 < 18	18-25	6-10	> 10 < 18	18-25	6-10	> 10 < 18	18-25
Module d'élasticité sens de la longueur	N/mm ²	3500	3500	3500	3500	3500	3500	4800	4800	4800
Module d'élasticité sens de la largeur	N/mm ²	1400	1400	1400	1400	1400	1400	1900	1900	1900
Résistance à la flexion / longueur	N/mm ²	22	20	18	22	20	18	30	28	26
Résistance à la flexion / largeur	N/mm ²	11	10	9	11	10	9	16	15	14

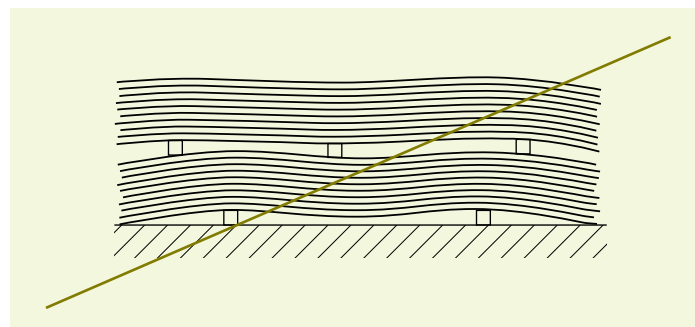
Selon EN 300

3. Entreposage

L'espace où les panneaux sont entreposés doit être suffisamment ventilé. Les panneaux doivent être protégés contre l'humidité (avec un feuil plastique). Les panneaux peuvent être entreposés horizontalement sur des petites poutres dont la longueur est au moins égale à la largeur des panneaux, avec un écartement de 600 mm de coeur à coeur.



Les panneaux sont stockés dans un environnement sec, lorsque tous les travaux humides sur le chantier sont terminés. Comme tous les produits à base de bois, les panneaux doivent être acclimatés pendant 48 h avant la pose aux conditions atmosphériques (température et hygrométrie) dans lesquelles elles seront mises en oeuvre.



Si les panneaux sont entreposés verticalement, ils doivent recevoir un support suffisant (p. ex. sur un chariot à panneaux).

4. Usinabilité

Les panneaux SterlingOSB peuvent être sciés, perforés, vissés, agrafés et cloués sans problème.



SPANOLUX

Wood Based Solutions



RWH

Product class

MDF.RWH

Avis Technique 2/12-1490

Standard reference

EN 13986, EN 622-5

Producer

SPANOLUX

Solution



ECOBUILDING&INSULATION
Wood Building Solutions

Scope

Vapour-permeable stiffening board for outside (or inside) paneling timber frame wall constructions

Description

Vapour-permeable stiffening board with rigid hydrophobic Topfinish® surface and particularly screw able core glued with high quality MUF glue. The board undergoes minimal expansion and swelling under high humidity conditions and is suitable for general, non structural use in humid conditions. The RWH board is made of 100% softwood and has no coarse fibers in the surface. The board is also very easy to cut and has low formaldehyde emission (E1).

Use of the product

The board can be applied in service class 2 (restrictions in temperature and ambient humidity) and can be used in biological hazard classes 1 and 2 of EN 335-3. The board must be stacked flat, on a pallet or using a sufficient number of cross members and should not be stored vertically, unless ground contact can be avoided. The board will expand/shrink under variable humidity conditions, meaning that an expansion space must be provided at all times. Use suitable sawing, milling and drilling tools. RWH prevents ingress of rain and wind and can be used for the stiffening for structural walls- and roofs and additional thermal and acoustic insulation. In service class 2, corrosion resistant fittings must be used, e.g., galvanized steel. Nails or screws should be kept at least 8 mm away from the edge of the board.

Dimensions

Thickness: 16mm Max. width and length: 244 - 255 to 635 cm length. Spanolux has high-capacity saws that support all sawing dimensions. In principle, all thicknesses and lengths/widths are available within the press capabilities. Contact our agent or mail to sales@spanolux.com.

Technical specifications

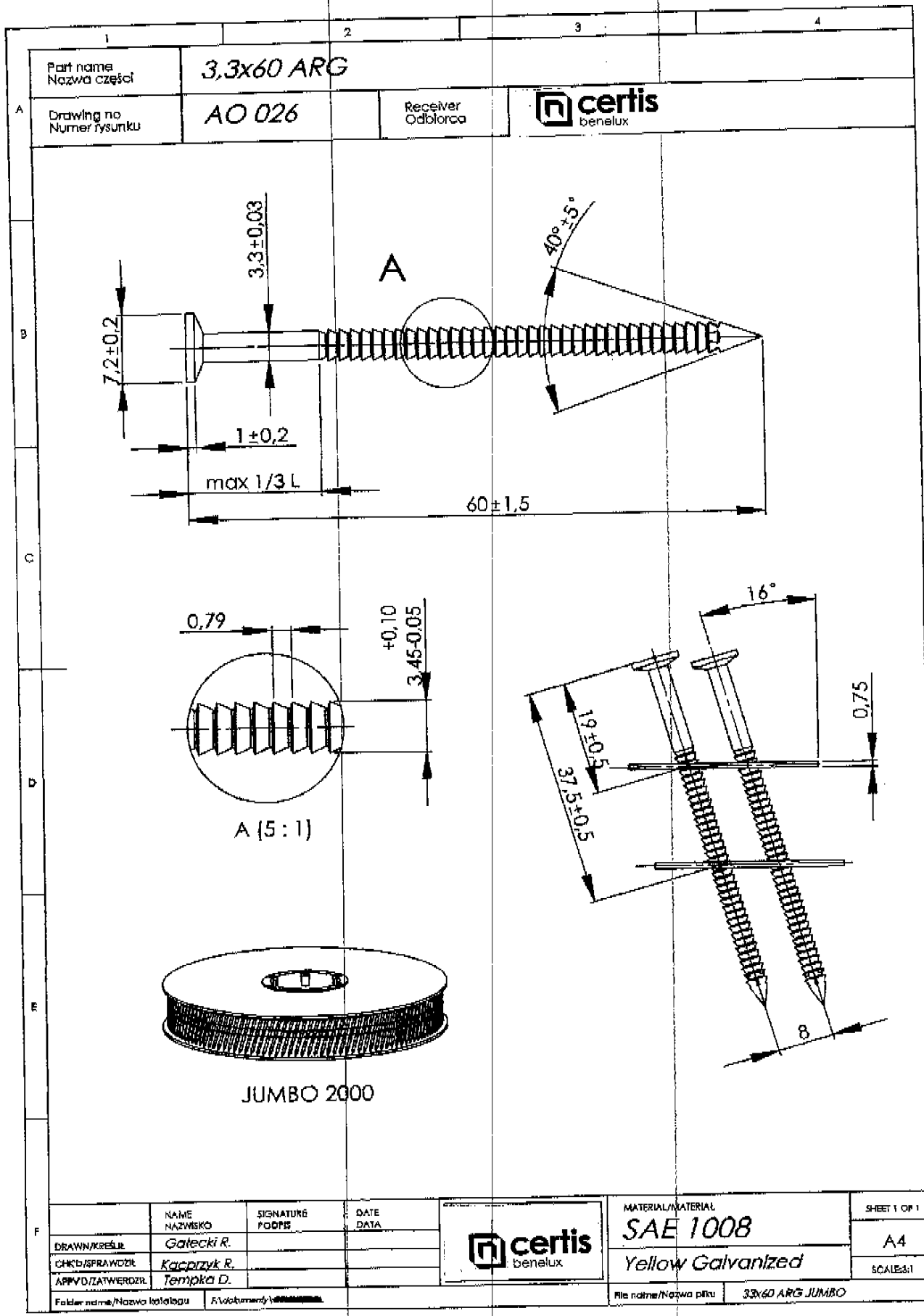
General characteristics + standard	Uni	Average
Thickness EN 324-1	mm	16
Density EN 323	kg/m ³	59
Dimensions	m	1196 x
Bending strength EN 310	N/mm ²	14
Internal bond EN 319	N/mm ²	0,3
Modulus of elasticity EN 310	N/mm ²	160
Swelling/24h EN 317	%	10
Internal bond after cyclic test EN 321	N/mm ²	0,1
Swelling after cyclic test EN 321 option	%	10
Moisture content EN 322	%	6-
Thermal conductivity EN 13986	W/m.K	0,1
Water vapour permeability	/	15
Fire reaction class EN 13504-1	/	D-
Waterpermeability EN 12467	Y/	Not



©Spanolux – all rights reserved

Spanolux

Rue de la Forêt 2
B – 6690 Vielsalm
Tel.: +32 (0)80 29 27 10
Fax: +32 (0)80 29 27 11
E-mail: info@spanolux.com
Web: www.spanolux.com





CERTIS Benelux n.v./s.a.
 Antwerpsesteenweg 859
 9041 Gent - Oostakker
 TEL.: +32 (0) 9 355 02 42
 FAX: +32 (0) 9 355 04 77
 E-mail: info@certis.be
 www.certis.be

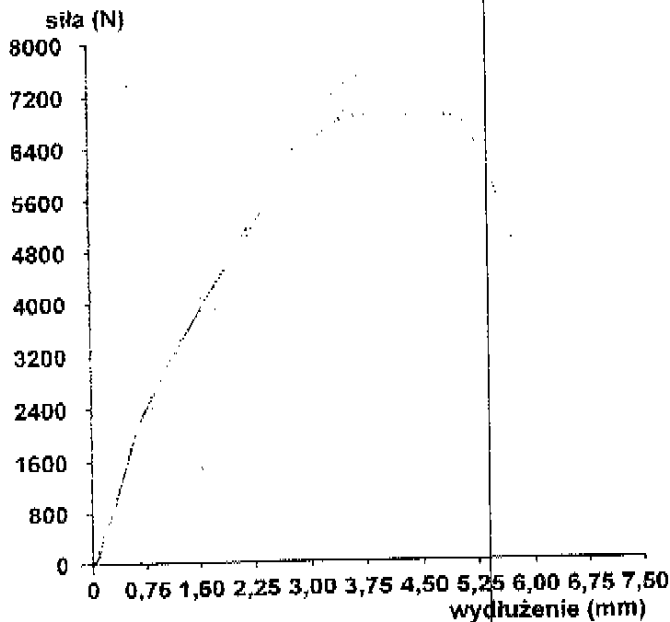
Rozciąganie EN 10 002

Product : Drut 3,30
 Seria : 35
 Dostawca : Białoruś
 Data : 30 września, 2011
 Operator : Pazurek Janusz

Zakres obciążenia : 10000 N
 Zakres wydłużenia : 100 mm
 Równa prędkości testu : 10 mm/min
 Długość L₀ próbki : 100 mm

próbka	Średnica mm	Siła maksymalna N	Tensile Strength (R _m) MPa
1	3,300	7155	837
2	3,300	6870	803
3	3,300	7193	841
4	3,300	7536	881
5	3,300	7632	892
Średnia		7277	851
maksimum		7632	892
Minimum.		6870	803

→ Tiedevestheid



Troisième partie

Annexe C

Chapitre 5

Analyse du bâtiment de référence

5.1 Détermination des paramètres pour le calcul au vent

5.1.1 Détermination de la catégorie de terrain

L'Eurocode 1 (EN 1991-1-4) prescrit cinq catégories de rugosité de terrain. Ces dernières sont classées de la plus sévère à la moins sévère :

Classe	Description
0	Mer ou zone côtière
I	Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable
II	Zone à végétation basse telle que de l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés
III	Villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes
IV	Zone dont au moins 15% de la surface sont recouverts de bâtiments

La catégorie à prendre en compte correspond à celle représentant plus de 10% de la surface du secteur angulaire de 30° le plus défavorable choisi dans un secteur angulaire de 45° autour de la perpendiculaire à la façade considérée ou autour de la bissectrice de l'angle considéré.

La distance x à considérer dépend de la hauteur du bâtiment :

hauteur(m)	≤ 8	10	15	25	50	75	100	200
x (m)	300	360	590	1100	2500	4100	5800	13000

Dans le cas de notre projet théorique, on émet l'hypothèse que notre bâtiment est localisé dans la province de Liège. La structure est donc exposée au vent suivant une catégorie de terrain de classe 3.

période de retour(ans)	1	2	5	10	20	50	100	200
c_{prob}	0.75	0.78	0.85	0.9	0.95	1	1.04	1.08

provenance du vent	0°(N)	22.5°	37.75°	45°	56.25°	90°(E)	120°	150°	180°(S)	270°(O)
c_{dir}	1	1	0.95	0.9	0.85	0.85	0.9	0.95	1	1

mois	janv.	fév.	mars	avril	mai	juin	juil.	août	sept.	oct.	nov.	déc.
c_{season}	0.92	0.92	0.85	0.77	0.69	0.69	0.69	0.69	0.77	0.85	1	0.92

catégorie	$z_0(m)$	$z_{min}(m)$
0	0.003	1
I	0.01	1
II	0.05	2
III	0.3	5
IV	1	10

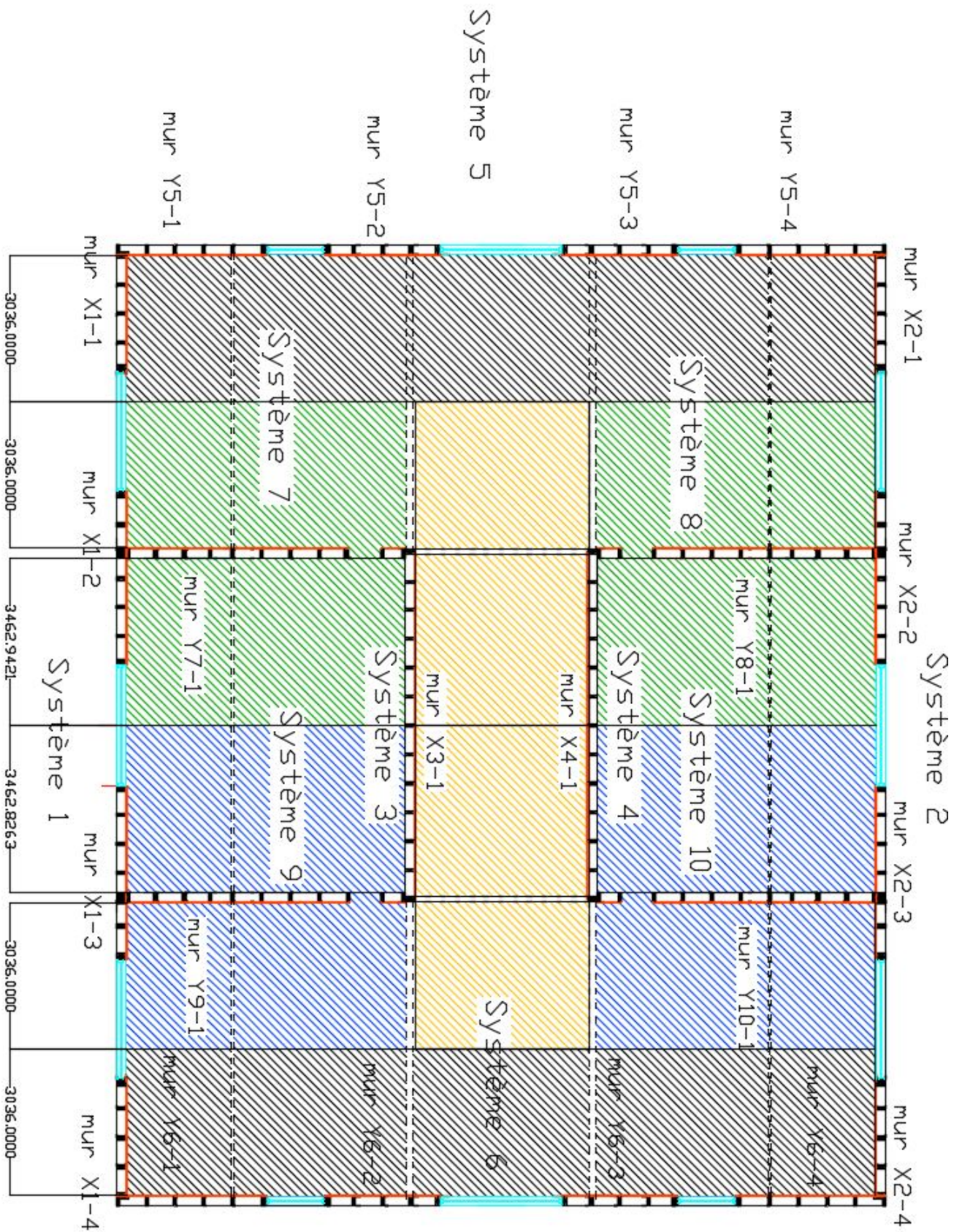


FIGURE 5.2 – schéma des zones chargées reprises par les murs porteurs des pignons

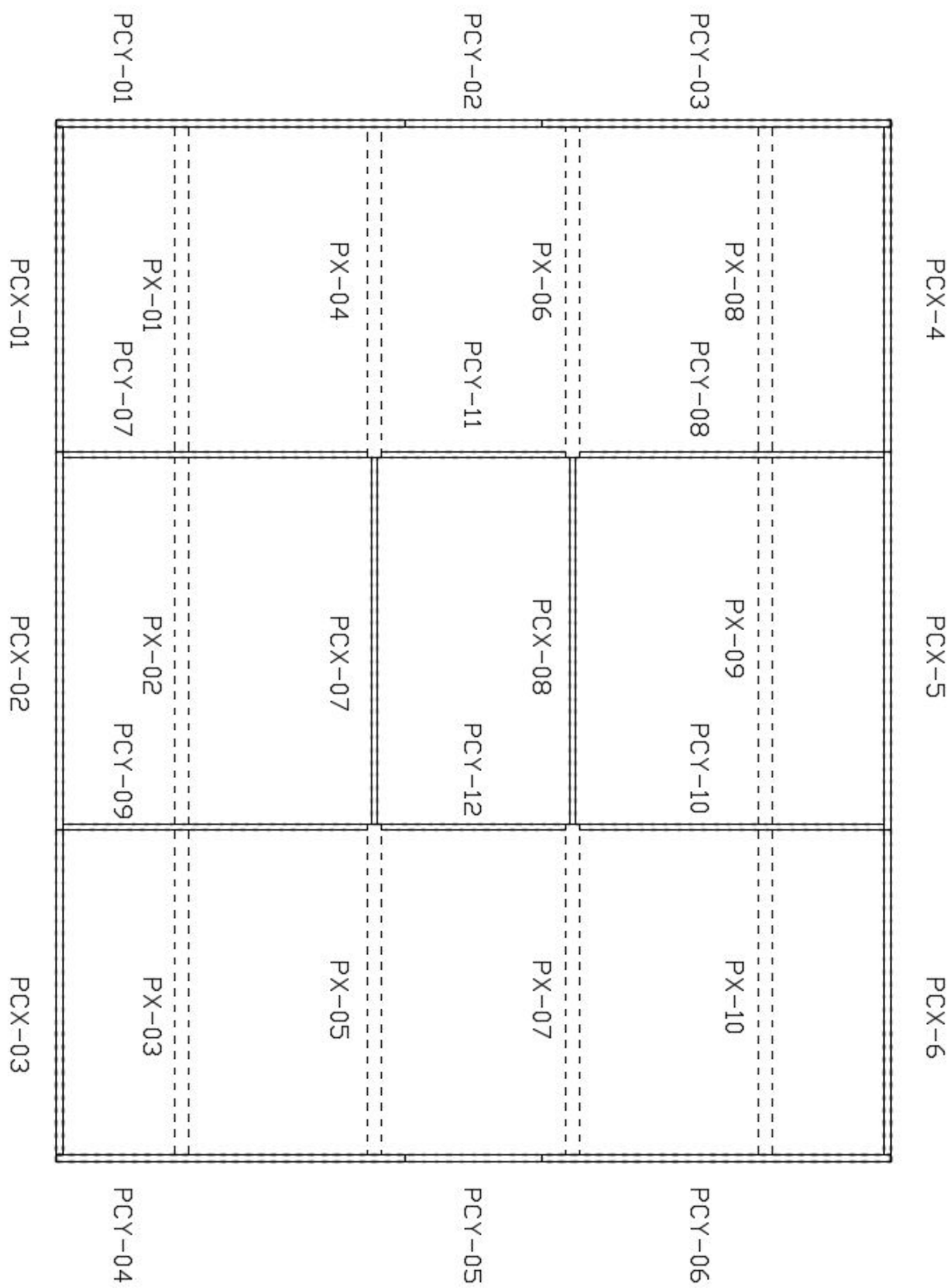
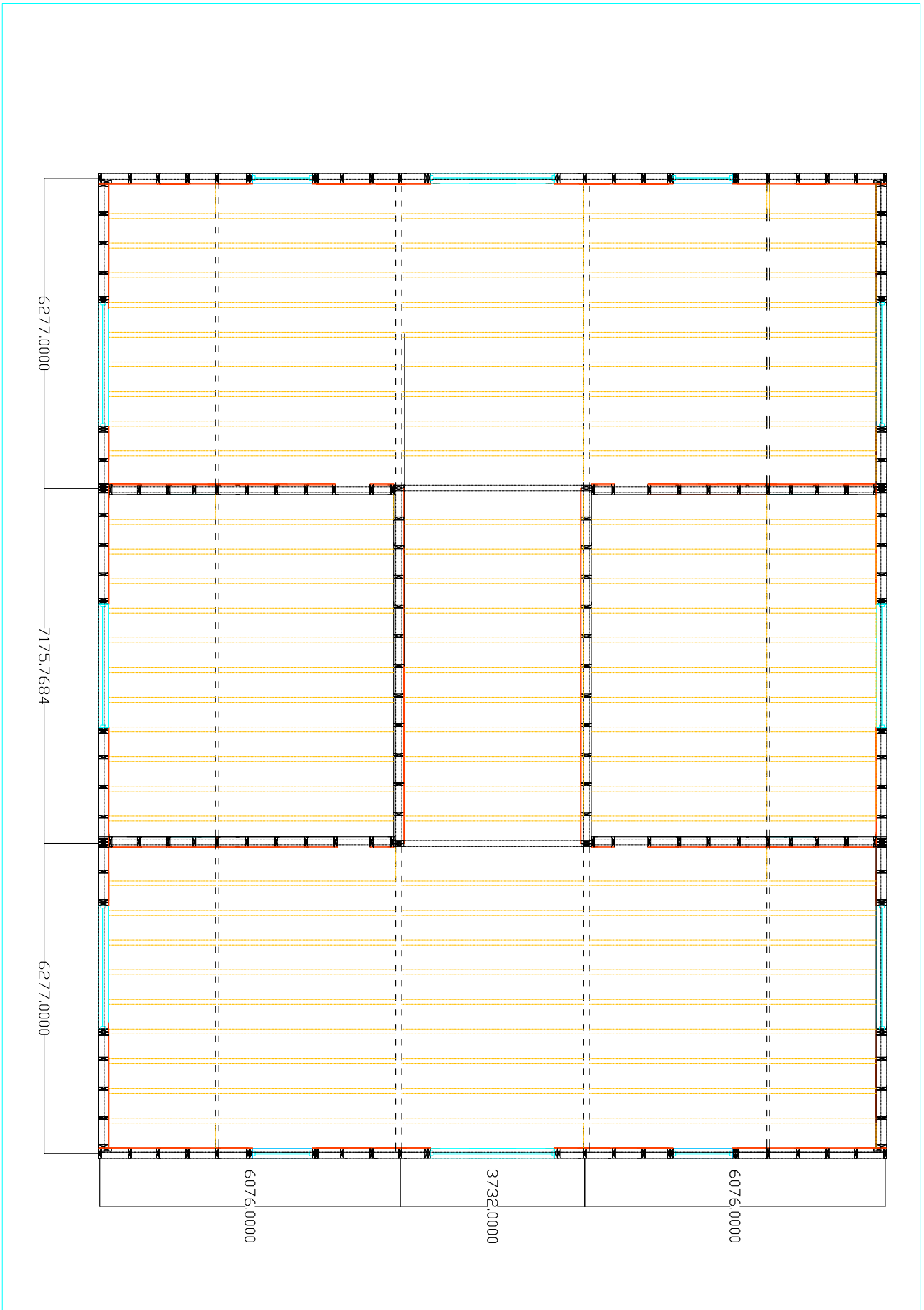


FIGURE 5.3 – schéma des poutres porteuses et de ceinture au sein d'un étage "type"



44
 FIGURE 5.4 – plan des solives au sein d'un étage "type"

orientation X**Système 1**

nom	nb panneaux	bp[mm]
mur X1-1	2	1196
mur X1-2	3	1196
mur X1-3	3	1196
mur X1-4	2	1196

Système 2

nom	nb panneaux	bp[mm]
mur X2-1	2	1196
mur X2-2	3	1196
mur X2-3	3	1196
mur X2-4	2	1196

Système 3

nom	nb panneaux	bp[mm]
mur X3-1	6	1196

Système 4

nom	nb panneaux	bp[mm]
mur X4-1	6	1196

orientation Y**Système 5**

nom	nb panneaux	bp[mm]
mur Y5-1	2	1196
mur Y5-2	2	1196
mur Y5-3	2	1196
mur Y5-4	2	1196
mur Y5-5	1	726
mur Y5-6	1	726

Système 6

nom	nb panneaux	bp[mm]
mur Y6-1	2	1196
mur Y6-2	2	1196
mur Y6-3	2	1196
mur Y6-4	2	1196
mur Y6-5	1	726
mur Y6-6	1	726

Système 7

nom	nb panneaux	bp[mm]
mur Y7-1	3	1196
	1	476
	1	983

Système 8

nom	nb panneaux	bp[mm]
mur Y8-1	3	1196
	1	476
	1	983

Système 9

nom	nb panneaux	bp[mm]
mur Y9-1	3	1196
	1	476
	1	983

Système 10

nom	nb panneaux	bp[mm]
mur Y10-1	3	1196
	1	476
	1	983

5.3 Vérifications aux ELU et aux ELS des éléments structuraux (bâtiment de référence)

A travers cette section de l'annexe, les méthodes de dimensionnement des éléments structuraux sur base de EN 1995 sont présentés.

Tout d'abord, il convient d'appliquer des coefficients de sécurité sur les matériaux et assemblages. De manière générale, on exprime la vérification de la manière suivante :

$$S_d \leq k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_M}$$

où :

- S_d représente l'effort sollicitant
- k_{mod} est un coefficient dépendant de la durée de la charge et de la classe de service. L'Eurocode 5 impose de considérer la valeur du coefficient pour le cas de charge de plus courte durée.
- X_k représente la résistance caractéristique (défini par NBN EN 338)
- γ_m est un coefficient de sécurité fixé sur le matériau : il vaut en général 1.3 pour le bois massif et 1.25 pour le BLC (ceci s'explique par un meilleur contrôle de production et homogénéité des propriétés mécaniques pour le BLC).

5.3.1 Vérification à la flexion simple (ELU)

Ce critère est en général le plus contraignant pour les éléments présentant une longue portée (principalement les poutres porteuses et solives). La relation à vérifier est la suivante :

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{Ed}}{W_{el}} \leq f_{m,d} = \frac{k_{mod} f_{m,k}}{\gamma_m}$$

où :

- M_{Ed} est le moment sollicitant (en $[N \cdot mm]$)
- W_{el} est le module de flexion de l'élément porteur
- $f_{m,k}$ est la résistance caractéristique à la flexion (en $[N \cdot mm^{-2}]$)

5.3.2 Vérification au cisaillement (ELU)

Ce critère est le plus souvent à vérifier pour les éléments présentant de faibles portées, comme les linteaux par exemple. La relation à vérifier est la suivante :

$$\sigma_{v,d} = \frac{3V_{Ed}}{2k_{cr}A} \leq f_{v,d} = \frac{k_{mod} f_{v,k}}{\gamma_m}$$

où :

- V_{Ed} est l'effort tranchant sollicitant (en $[N]$)
- A est la section de l'élément sollicité (en $[mm^2]$)
- $k_{cr} = 0.67$ est un coefficient tenant compte de l'éventuelle présence de fissure de bois au sein de l'élément ("cr" comme "cracks")
- $f_{v,k}$ est la résistance caractéristique au cisaillement (en $[N \cdot mm^{-2}]$)

5.3.3 Vérification à la compression axiale avec risque de flambement (ELU)

Ce critère est déterminant pour les éléments élancés soumis à des efforts de compression, tels que les montants des murs en ossature bois. La relation à vérifier est la suivante :

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

où :

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}}$$

$$k = 0.5(1 + \beta_c(\lambda_{rel} - 0.3) + \lambda_{rel}^2)$$

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,k}}}$$

$$\lambda = L_f \sqrt{\frac{A}{I}}$$

où :

- β vaut 0.2 pour le bois massif et 0.1 pour le BLC
- L_f vaut la longueur de flambement (en [mm])
- A est la section de l'élément étudié (en [mm^2])
- I est l'inertie de l'élément étudié (en [mm^4]) : elle est le plus couramment étudié suivant l'axe d'inertie "fort" étant donné que la fixation des panneaux de contreventement empêche le flambement suivant l'autre plan.
- $f_{c,0,k}$ est la résistance caractéristique de l'élément en bois soumis à un effort de compression parallèle à ses fibres (en [$N \cdot mm^{-2}$])
- $E_{0,k}$ est le module d'élasticité suivant la direction parallèle aux fibres du bois

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

Ce critère est utilisé pour vérifier la compression transversale au niveau des poutres de ceinture ainsi qu'au niveau des lisses basses sous les montants.

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

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 $h \leq 2.5b$, $k_{c,90} = \left(2.38 - \frac{l}{250}\right) \left(\frac{l_{ef}}{l}\right)^{0.5}$
- l est la largeur de l'appui (ici la largeur des montants)

5.3.5 Vérification du critère de flèche à court terme (ELS)

Il faut aussi vérifier les critères de flèche aux états limites de service. De manière générale, celle-ci est composée de deux termes : la contribution de déformation due au fléchissement et au cisaillement.

$$\delta = \delta_M + \delta_V = \frac{5q_{ELS,CT}L^4}{384E_{0,moy}} + \frac{q_{ELS,CT}L^2}{8G_{moy}A_v} \leq \delta_{max}$$

où :

- $q_{ELS,CT}$ est la charge sollicitante considérée aux ELS à court terme (en $[N \cdot mm^{-1}]$)
- L est la portée de l'élément (en $[mm]$)
- $E_{0,moy}$ est le module d'élasticité moyen du bois dans le sens parallèle aux fibres
- G_{moy} est le module de cisaillement moyen du bois
- A_v est la section réduite considérée au flux de cisaillement (en $[mm^2]$)
- δ_{max} est la flèche maximale autorisée. Celle-ci dépend des exigences du projet. Ces critères sont donnés de manière précise au sein de la norme NBN 03-003[5].

En général, on peut émettre comme hypothèse simplificatrice que la part de déformation due au cisaillement δ_v est négligeable, surtout pour des éléments de grandes portées.

5.3.6 Vérification du critère de flèche à long terme (ELS)

Il s'agit du critère similaire que la sous section précédente, sauf qu'on considère comme cas de charge et déformation les critères imposés à long terme.

$$\delta = \delta_M + \delta_V = \frac{5q_{ELS,LT}L^4}{384E_{0,moy}} + \frac{q_{ELS,LT}L^2}{8G_{moy}A_v} \leq \delta_{max}$$

5.4 Exemples de calculs via Excel

5.4.1 Calcul des descentes de charges sur un mur

dédoublement montants

1

nom	X4-1	
nb panneaux	-	6
b _p	[mm]	1196
h _{montant}	[mm]	3000
L _{mur}	[m]	7,2
entraxe	[m]	0,6
n montants		13
portée plancher 1	[m]	1,82
portée plancher 2	[m]	1,9
poids mur	[kN/m ²]	0,38893856
e mur	[m]	0,296

charges

	toiture	R+2	R+1	R
nombre montants	1	1	1	1
permanente				
PP toiture [kN]	4,4082	4,4082	4,4082	4,4082
PP plancher [kN]	0	4,4082	8,8164	13,2246
PP poutre [kN]	0	0,12855024	0,25710048	0,38565072
PP mur [kN]	0	0,06907549	0,13815098	0,20722646
PP lisses [kN]	0	0,0247212	0,0494424	0,0741636
G [kN]	4,4082	9,03874693	13,6692939	18,2998408
variables				
expl toiture [kN]	1,7856	1,7856	1,7856	1,7856
expl bureaux [kN]	0	6,696	13,392	20,088
S [kN]	1,68730882	1,68730882	1,68730882	1,68730882
W _{toit} [kN]	2,232	2,232	2,232	2,232
Q [kN]	1,7856	8,4816	15,1776	21,8736

Combinaisons charges

q _{1ELU} [kN]	5,95107	12,2023084	18,4535467	24,7047851
q _{2ELU} [kN]	8,62947	24,9247084	41,2199467	57,5151851
q _{3ELU} [kN]	9,89495161	26,19019	42,4854283	58,7806667
q _{4ELU} [kN]	10,63827	26,9335084	43,2287467	59,5239851
q _{5ELU} [kN]	11,9037516	28,19899	44,4942283	60,7894667

poutre ceinture PCX-07

b _{lisse}	[mm]	120
--------------------	------	-----

$\sigma_{c,90,d}$	[N/mm ²]	0,16532988	0,42227267	0,70983549	0,99739832
$F_{c,90,d}$	[N]	11903,7516	30403,6324	51108,1556	71812,6787
l	[mm]	600	600	600	600
$f_{c,90,d}$	[N/mm ²]	1,6	1,6	1,6	1,6
$k_{c,90}$	-	1	1	1	1
taux comp	[%]	10,3331177	26,392042	44,3647184	62,3373947

montants					
$h_{montant}$	[mm]	200	200	200	200
$b_{montant}$	[mm]	60	60	60	60
h_{calcul}	[mm]	196	196	196	196
b_{calcul}	[mm]	58,8	58,8	58,8	58,8
A	[mm ²]	11524,8	11524,8	11524,8	11524,8
I_y	[mm ⁴]	36894726,4	36894726,4	36894726,4	36894726,4
l_f	[mm]	3000	3000	3000	3000
m	-	1	1	1	1
λ_y	-	53,0219635	53,0219635	53,0219635	53,0219635
$\sigma_{crit,y}$	[N/mm ²]	0,9919793	2,53363603	4,25901296	5,98438989
$f_{c,0,k}$	[N/mm ²]	21	21	21	21
$f_{c,d}$	[N/mm ²]	12,9230769	12,9230769	12,9230769	12,9230769
$\lambda_{rel,y}$	-	0,89908287	0,89908287	0,89908287	0,89908287
k_y	-	0,96408329	0,96408329	0,96408329	0,96408329
$k_{c,y}$	-	0,76214458	0,76214458	0,76214458	0,76214458
taux utilisation					
Taux _{y,1}		10,0716196	25,7241438	43,2419893	60,7598347

lisse LX-07					
essence bois		C24	C24	C24	D30
blisse	[mm]	200	200	200	200
$\sigma_{crit,y}$	[N/mm ²]	0,60733427	1,55120573	2,60755896	3,66391218
$F_{c,90,d}$	[N]	11903,7516	30403,6324	51108,1556	71812,6787
c_1	-	30	30	30	30
c_2	-	30	30	30	30
a	[mm]	300	300	300	300
l_1	[mm]	600	600	600	600
h	[mm]	60	60	60	60
l	[mm]	60	60	60	60
l_{ef}	[mm]	100	100	100	100
$f_{c,90,d}$	[N/mm ²]	1,53846154	1,53846154	1,53846154	3,26153846
$k_{c,90}$	-	2,76272812	2,76272812	2,76272812	2,76272812
taux comp		14,2890381	36,4959447	61,3492623	40,6615943

5.4.2 Exemple de dimensionnement des poutres porteuses

poutres porteuses

poutre PX-01

charges	g perm	[kN/m ²]	1,975
	q expl	[kN/m ²]	3
	S	[kN/m ²]	0,75596273
dimension	b	[mm]	280
	h	[mm]	440
	L	[mm]	6327
portée			
plancher 1	1,08 [m]		1,08
portée			
plancher 2	1,853 [m]		1,853
poids paroi		[kN/m ²]	0
largeur paroi		[m]	0
G		[kN/m]	6,3063266
Q		[kN/m]	8,799
kdef			0,8
Ψ_2			0,3
qELU		[kN/m]	21,7120409
qELS,CT		[kN/m]	15,1053266
qELS,LT		[kN/m]	22,2621479

vérification ELU

flexion			
k_{sys}	-		1,1
k_h	-		1
k_{mod}	-		0,9
γ_M	-		1,25
$f_{m,d}$	N/mm ²		22,176
M_{Ed}	Nmm		108644146
$W_e I$	mm ³		4899176,86
$h_{flexion}$	mm		324,009817

effort tranchant

k_f	-		1,5
k_{cr}	-		1
τ_d	MPa		0,83627485
$F_{v,d}$	N		68686,0414
$f_{v,d}$	Mpa		2,52
$h_{tranchant}$	mm		217,934693

Vérification ELS			
flèche CT			
δ_{max}	L/400	mm	12,654
	500		
	$h_{flèche,CT}$	mm	439,199354
flèche LT	L/300	mm	21,09
	300		
	$h_{flèche,LT}$	mm	421,558409

	h	mm	439,199354
Pppoutre		[kN/m]	0,5136516
RappPERM		[kN]	21,575001
RappEXPL		[kN]	27,8356365

$R_{appui,ELU}$ 68,6860414 [kN]

solives

PP solives

0,084 kN/m²

ELU	γ_G	1,35
	γ_Q	1,5
ELS	γ_G	1
	γ_Q	1

k_{def}	0,6
-----------	-----

combi ELU	perm [kN/m ²]	PP [kN/m ²]	exploit [kN/m ²]	vent [kN/m ²]	neige [kN/m ²]	q_{Ed} [kN/m ²]
q	1,975	0,084	3	0	0,00	
ψ_0			0,7	0,6	0,5	
				0,3	0,3	
ψ_2			0,3	0	0	
exploit	2,66625	0,1134	4,5	0	0	7,27965
vent	2,66625	0,1134	3,15	0	0	5,92965
neige	2,66625	0,1134	3,15	0	0	5,92965

$q_{Ed,ELU}$	7,280
--------------	-------

combi ELS,CT	perm [kN/m ²]	PP [kN/m ²]	exploit [kN/m ²]	vent [kN/m ²]	neige [kN/m ²]	q_{Ed} [kN/m ²]
q	1,975	0,084	3	0	0,00	
ψ_0			0,7	0,6	0,5	
				0,3	0,3	
ψ_2			0,3	0	0	
exploit	2,66625	0,084	3	0	0	5,75025
vent	1,975	0,084	2,1	0	0	4,159
neige	1,975	0,084	2,1	0	0	4,159

$q_{Ed,ELS,CT}$	5,750
-----------------	-------

combi ELS,LT	perm [kN/m ²]	PP [kN/m ²]	exploit [kN/m ²]	vent [kN/m ²]	neige [kN/m ²]	q_{Ed} [kN/m ²]
q	1,975	0,084	3	0	0,00	
ψ_0			0,7	0,6	0,5	
				0,3	0,3	
ψ_2			0,3	0	0	
exploit	3,16	0,1344	3,54	0	0	6,8344
vent	3,16	0,1344	2,64	0	0	5,9344
neige	3,16	0,1344	2,64	0	0	5,9344

$q_{Ed,ELS,LT}$	6,834
-----------------	-------

solives

dimensions

b	100 mm
h	270 mm
e	600 mm
L	4262 mm
PP	0,084 kN/m ²

critères ELS	CT	l/500	8,524 mm
	LT	l/300	14,2066667 mm

propriétés méca

C24

$f_{m,k}$	24 MPa
$f_{v,k}$	4 MPa
G_{moy}	690 MPa
$E_{0,moy}$	11000 MPa
P_k	350 kg/m ³

cas de charges

q_{EU}	7,27965 kN/m ²
$q_{ELS,CT}$	5,75025 kN/m ²
$q_{ELS,LT}$	6,8344 kN/m ²

q_{EU}	4,36779 N/mm
$q_{ELS,CT}$	3,45015 N/mm
$q_{ELS,LT}$	4,10064 N/mm

critère de flexion simple

$G_{m,d}$	8,16248461
$f_{m,d}$	14,7692308
ratio	0,55266823
h	200,72248

knod	0,8
γ_m	1,3

bh^2	4,02895139 *10 ⁶	mm ³
--------	-----------------------------	-----------------

critère effort tranchant

$G_{v,d}$	0,77178777
$f_{v,d}$	2,46153846
ratio	0,31353878
h	84,6554709

k_{cr} 0,67

bh	8,46554709 *10 ³	mm ²
------	-----------------------------	-----------------

critère flèche à CT

δ	8,21538285
δ_{max}	8,524
ratio	0,96379433
h	266,701353

Av 22500 mm²

bh^3	1,897,03637 *10 ⁶ (6)	mm ⁴
--------	----------------------------------	-----------------

critère flèche à LT

δ	9,76430808
δ_{max}	14,2066667
ratio	0,68730465
h	238,27594

bh^3	1,352,82175 *10 ⁶ (6)	mm ⁴
--------	----------------------------------	-----------------

h_{solive}	266,701353 [mm]
--------------	-----------------

vérification des linteaux

linteaux PCX-01

dimensions	b	[mm]	120
	h	[mm]	500
	L	[mm]	2620

Lplancher	[m]	1,08	toiture	1,08
G	[kN/m]	2,92761		2,33901
Q	[kN/m]	3,45		0,92
S	[kN/m]	0,86935714		
W	[kN/m]	1,15		
k_{def}		0,6		
Ψ_2		0,3		
k_{mod}		0,8		
γ_M		1,25		

$q_{ELU,crit}$	[kN/m]	9,1272735	toiture	6,22468136
$q_{ELS,CT}$	[kN/m]	6,37761		3,25901
$q_{ELS,LT}$	[kN/m]	8,755176		4,828016

vérification ELU

flexion

$f_{m,d}$	[N/mm ²]	2,24
$h_{flexion}$	[mm]	418,10737

effort tranchant

k_{cr}	-	0,67
$f_{v,d}$	[Mpa]	2,24
$h_{tranchant}$	[mm]	99,5862897

vérification ELS

flèche			
$E_{0,moy}$	[MPa]		12600
défo CT			
$\delta_{ELS,CT}$	[mm]		5,24

défo LT	$h_{ELS,CT}$	[mm]	180,967265			
	$\delta_{ELS,LT}$	[mm]	8,73333333			
	$h_{ELS,LT}$	[mm]	169,636544			
				[kN]	[kN]	[kN]
Rappuis	11,9567283	[kN]		8,15433258	20,1110609	32,0677891

nombre montants

2

2

2

			R+2	R+1	RDC
$h_{montant}$	[mm]	3000			
m	-	1			
L_f		3000			
R	[kN]		8,15433258	20,1110609	32,0677891
h_{com}	[mm]	200	200	200	200
b_{com}	[mm]	60	60	60	60
h_{calcul}	[mm]	196	196	196	196
b_{calcul}	[mm]	0	117,6	117,6	117,6
A	[mm ²]	0	23049,6	23049,6	23049,6
I_y	[mm ⁴]	0	73789452,8	73789452,8	73789452,8
I_f	[mm]	3000	3000	3000	3000
$E_{0,k}$	[Mpa]	10500	10500	10500	10500
λ_y	-		53,0219635	53,0219635	53,0219635
$\lambda_{rel,y}$	-		0,89908287	0,89908287	0,89908287
k_y	-		0,96408329	0,96408329	0,96408329
k_{cy}	-		0,76214458	0,76214458	0,76214458
$\sigma_{c,0,d}$	[Mpa]		0,35377328	0,87251236	1,39125144
$f_{c,d}$	[Mpa]		9,84925309	9,84925309	9,84925309
taux d'utilisation	[%]		3,59187926	8,85866523	14,1254512

compression des lisses

essence

C24

C24

C24

C24

b_{lisse}	[mm]	196	196	196	196
$\sigma_{c,90,d}$	[Mpa]		0,30235274	0,7456937	1,18903466
$f_{c,90,k}$	[Mpa]	2,5	2,5	2,5	2,5
l_{ef}	[mm]	20	137,6	137,6	137,6
h	[mm]	60	60	60	60
l	[mm]		117,6	117,6	117,6
$f_{c,90,d}$	[Mpa]		1,53846154	1,53846154	1,53846154
$k_{c,90}$	-		2,06560826	2,06560826	2,06560826
taux comp	[%]		5,85498712	14,4401766	23,0253661

UNIVERSITÉ CATHOLIQUE DE LOUVAIN
École polytechnique de Louvain

Rue Archimède, 1 bte L6.11.01, 1348 Louvain-la-Neuve, Belgique | www.uclouvain.be/epl