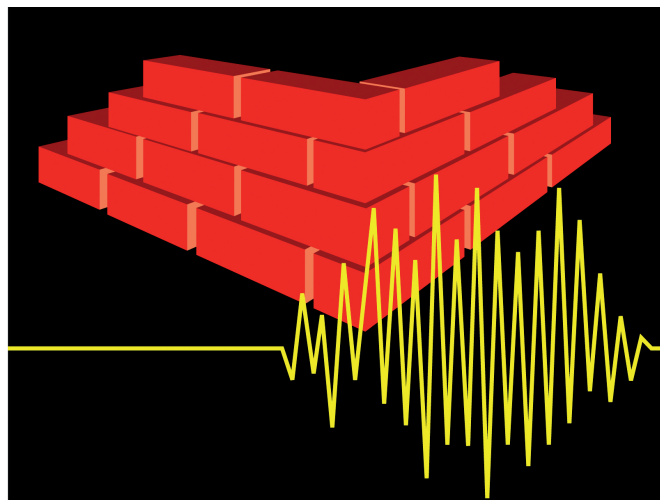


Développement d'un logiciel pour l'application automatique de la partie "maçonnerie" de l'Eurocode 8 en Belgique



Mémoire de fin d'études réalisé en vue de l'obtention du
grade d'ingénieur civil des constructions par

CERFONTAINE BENJAMIN

Année académique 2009-2010

Degée H., Bolle A., Plumier A., Hauglustaine J.-M., Vasseur L.

Abstract

Development of a software for the automatical application of masonry part of Eurocode 8 in Belgium

CERFONTAINE Benjamin

2e master ingénieur civil des constructions, génie civil

Année académique 2009-2010

The aim of this master's thesis is the programming of a user-friendly software which can check whether a masonry building can resist an earthquake. This verification is carried out in accordance with Eurocode 8 and Eurocode 6.

The only inputs needed are : building's geometry, parameters of resistance and materials, and vertical loads.

The software provides by itself all steps of structural analysis and verifications. The present document explains all the choices that have been done.

Lowering of vertical loads is automatically achieved. It is possible to introduce beams and floors (two or four supports).

Structural walls are cantilevers. They are linked together at each level by floors that are modelled by rods. Structural analysis is led in the linear elastic domain (we take into account shear flexibility).

Torsional effects are taken into account and two solutions are suggested to calculate them.

Verifications are made in accordance with the EC6. Two failure mechanisms are checked : shear failure and bending failure.

The software has been tested on several existing buildings. The aim of this tests is to show the potentialities of the software. It permits to optimize a building's design by trial and error. The rules for "simple masonry building" are compared with results to determine if they are overestimated or not.

Some possibilities of evolutions have been tested such as use of flanges or amendments to EC6.

Résumé

Développement d'un logiciel pour l'application automatique de la partie "maçonnerie" de l'Eurocode 8 en Belgique

CERFONTAINE Benjamin

2e master ingénieur civil des constructions, génie civil

Année académique 2009-2010

Ce travail a pour but la réalisation d'un logiciel convivial permettant la vérification automatique d'un bâtiment en maçonnerie soumis à un séisme (et donc sa conformité à l'Eurocode 8 et à l'Eurocode 6). Les données nécessaires sont : la géométrie du bâtiment, les paramètres de résistance et de matériaux, et les charges verticales.

Le programme assure seul toutes les étapes d'analyse et de vérification. Ce document explique les différents choix qui ont dû être réalisés à chacune d'entre elles.

La descente de charges est exécutée automatiquement, avec la possibilité d'introduire des poutres, des planchers bi-appuyés ou des dalles sur 4 appuis.

L'analyse (prenant en compte la déformation d'effort tranchant) du bâtiment est réalisée dans le domaine élastique linéaire. Les murs structuraux sont modélisés comme des cantilevers, couplés à chaque niveau par des bielles. La prise en compte des effets de la torsion a été abordée et deux solutions ont été proposées.

La vérification de la résistance des différents murs se fait selon les lois prescrites par l'Eurocode 6. La résistance du mur est calculée selon plusieurs modes de ruine possibles (cisaillement, basculement).

Le programme a été testé sur des cas réels de bâtiments. Les résultats sont proposés et brièvement discutés ici. Ces tests sont une bonne occasion de présenter les potentialités du programme. Son utilisation idéale permet un tâtonnement et une optimisation du bâtiment permettant d'atteindre la résistance au séisme pour le coût le plus faible possible. Les critères de bâtiment simple proposés par l'Eurocode 8 sont comparés avec la configuration résistante calculée par le programme, afin de visualiser s'ils sont ou non éloignés des minima requis.

Enfin quelques développements ultérieurs ont été abordés. Il s'agit des améliorations de l'Eurocode 6 proposées par le Pr. Jäger et de la possibilité de prendre en compte des sections en I.

Table des matières

1	Introduction	6
2	Géométrie, acquisition de données et définitions	8
2.1	Introduction	9
2.2	Les différents éléments	9
2.2.1	Ligne d'appui	10
2.2.2	Murs structuraux	10
2.2.3	Les planchers	11
2.3	Niveau	12
3	Descente de charges	13
3.1	Introduction	14
3.2	Calcul des charges appliquées sur les planchers	14
3.2.1	Calcul des charges : cas sismique	14
3.2.2	Calcul des charges : cas non sismique	15
3.3	Répartition des charges sur les murs	15
3.3.1	Géométrie d'une zone de plancher	15
3.3.2	Répartition des charges sur les éléments porteurs	16
3.3.3	Poids propre des éléments	17
3.3.4	Utilisation de poutres	18
3.3.5	Transfert des charges d'un niveau à l'autre	19
3.3.6	Résultat final de la descente de charges	19
3.4	Vérification gravitaire	20
3.4.1	Calcul de la contrainte admissible	20

3.4.2	Vérification de la résistance des murs	21
3.5	Validation du code	21
3.5.1	Problèmes généraux	22
3.5.2	Problèmes rencontrés en utilisant des poutres	22
4	Choix des murs de contreventement et analyse globale	25
4.1	Introduction	26
4.2	Choix des murs de contreventement	26
4.2.1	Critères géométriques	26
4.2.2	Continuité	26
4.2.3	Liaison	27
4.3	Calcul des efforts sismiques globaux	28
4.3.1	Calcul de la force latérale en base	29
4.3.2	Répartition des efforts	30
5	Choix d'une méthode d'analyse	32
5.1	Introduction	33
5.2	Exemple utilisé pour la comparaison des méthodes d'analyse	33
5.3	Comparaison des différentes méthodes d'analyse	36
5.3.1	Murs en console, couplés à chaque niveau : méthode 1	36
5.3.2	Murs bi-encastres à chaque étage : méthode 2	41
5.3.3	Murs d'une hauteur équivalente : méthode 3	44
5.3.4	Dernière méthode : méthode 4	45
5.3.5	Comparaison des résultats	46
5.3.6	Choix d'une méthode d'analyse	51
5.4	Calcul de la période	51
5.4.1	Méthode	51
5.4.2	Validation	52
5.4.3	Comparaison de la méthode employée avec la formule approchée de l'Eurocode 8	54
5.5	Prise en compte de la torsion par la méthode des forces	57
5.5.1	Introduction	57
5.5.2	Généralités	57

5.5.3	Calcul des efforts dus à la torsion	58
5.5.4	Calcul de la position du centre de torsion	60
5.5.5	Validation de la méthode	62
5.5.6	Application à un bâtiment	64
5.6	Prise en compte de la torsion par la méthode des déplacements	66
5.6.1	Introduction	66
5.6.2	Méthode des déplacements	66
5.6.3	Conclusion	70
6	Choix d'une méthode de vérification	71
6.1	Introduction	72
6.2	Paramètres employés	72
6.3	Descente de charges gravitaires	72
6.4	Etats limites	73
6.4.1	Etats limites ultimes	73
6.4.2	Etat limite de service	74
6.5	Murs en console, couplés	75
6.5.1	Vérification au cisaillement selon l'EN1996	75
6.5.2	Vérification de la résistance d'un mur de refend selon l'approche suisse	78
6.5.3	Vérification au basculement sur base d'une hauteur équivalente, selon l'EN1996	81
6.5.4	Vérification au basculement sur base d'une hauteur équivalente, selon Tomazevic	82
6.5.5	Vérification au basculement, selon Tomazevic/EN1996, variante	83
6.5.6	Vérification au basculement sur base d'une console équivalente en déplacement, selon l'EN1996	84
6.6	Murs bi-encastés dans les planchers	87
6.6.1	Éléments de réduction	87
6.6.2	Vérification au cisaillement selon l'EN1996	87
6.6.3	Vérification au basculement selon l'EN1996	89
6.6.4	Vérification au basculement selon Tomazevic	89
6.7	Murs en console, d'une hauteur équivalente	91
6.7.1	Vérification au cisaillement	91

<i>TABLE DES MATIÈRES</i>	4
6.7.2 Vérification au basculement	92
6.8 Choix des méthodes de vérification	92
7 Un bâtiment simple ?	94
7.1 Introduction	95
7.2 Généralités	95
7.3 Section minimale de murs de contreventements	95
7.4 Configuration en plan	95
7.5 Conditions sur les murs de contreventements et masses	96
7.5.1 Murs de contreventements	96
7.5.2 Allègement de la règle précédente (paragraphe 2) en cas de faible sismicité	97
7.5.3 Variation de masse et de section	97
8 Application	98
8.1 Introduction	99
8.2 Paramètres généraux employés dans les différents exemples	99
8.3 Premier cas	99
8.3.1 Modélisation	99
8.3.2 Première analyse : quels sont les murs de contreventement ?	100
8.3.3 Période et efforts	101
8.3.4 Et qu'en est-il de la résistance des murs ?	101
8.3.5 Modifications à apporter	101
8.3.6 Comparaison avec les critères de bâtiment simple	104
8.3.7 Conclusion	106
8.4 Deuxième cas	106
8.4.1 Première analyse : quels sont les murs de contreventement ?	107
8.4.2 Analyse globale	107
8.4.3 Résistance	108
8.4.4 Comparaison avec les critères de bâtiment simple	110
8.5 Conclusion	110
9 Développements ultérieurs	112
9.1 Introduction	113

9.2	Modélisation en portique	113
9.3	Amélioration des formules de l'Eurocode, proposition du Pr. Jäger	113
9.3.1	Mode de ruine par friction	113
9.3.2	Prise en compte explicite de la rupture en traction des blocs	114
9.3.3	Prise en compte du gapping	115
9.3.4	Crushing	116
9.3.5	Test de cette méthode	116
9.4	Considérations de sections en I	119
10	Conclusion	120
	Bibliographie	123
A	Méthode simplifiée pour la vérification gravitaire	124
A.1	Coefficient de réduction et hauteur utile	125
A.2	Limitations de la méthode	126
A.2.1	Conditions générales	126
A.2.2	Conditions additionnelles	126
B	Plans utilisés pour différentes étapes de validation du programme	127
C	Décollement d'une section en I	139
C.1	Recherche des semelles	140
C.2	Hypothèses pour le calcul du décollement	141
C.3	Détermination de la géométrie	141
C.4	Calcul de la section décollée	142
C.4.1	Cas 1 : aucun décollement	143
C.4.2	Cas 2 : semelle gauche décollée	143
C.4.3	Cas 3 : décollement dans l'âme	144
C.4.4	Cas 4 : décollement dans la semelle de droite	144
C.4.5	Résolution	145

Chapitre 1

Introduction

Des évènements récents ont démontré que les conséquences d'un séisme, lorsque les bâtiments ne sont pas conçus pour y résister, peuvent être très importantes. Sans toutefois être dans la même position que Haïti, la Belgique est, elle aussi, soumise à un aléa sismique non négligeable (Liège 1983). L'homme n'ayant aucune influence sur cet aléa, il peut toujours diminuer la vulnérabilité de ses bâtiments afin de limiter les dégâts.

Cette diminution de vulnérabilité aux séismes passe par une saine conception des bâtiments. L'Eurocode 8 fournit des principes généraux quant à cette conception. Des critères sont également à respecter dans le dimensionnement des bâtiments. Le problème des immeubles en maçonnerie est qu'ils ne sont traditionnellement pas dimensionnés explicitement, via des calculs, bien que l'Eurocode 6 soit entièrement voué aux constructions en maçonnerie.

L'Eurocode 8 devrait entrer en application début 2011. Les constructeurs seront donc tenus de s'y plier. Le but de ce travail est de créer un logiciel convivial permettant à tous d'effectuer les vérifications de résistance de manière simplifiée, sans devoir se plonger dans le texte de l'Eurocode. Il doit être accessible au plus grand nombre, notamment à des architectes, qui sont à la base de la conception des immeubles et maisons individuelles. Ce sont donc eux qui devront pouvoir se rendre compte qu'un bâtiment pourra résister ou non !

Il sera toutefois possible de faire l'impasse de calculs compliqués en respectant certains critères simplifiés, qui sont cependant assez sévères. Le programme permettra, lui, un calcul automatique complet sur base de la géométrie du bâtiment et d'un minimum de paramètres.

La première étape est donc de réussir à modéliser un bâtiment. Quels sont les éléments à prendre en compte ? Comment les organiser ? Que faut-il prévoir comme interface avec l'utilisateur ? Toutes ces questions devront être résolues.

Ensuite il faut réaliser la descente de charges gravitaires, en prenant en compte les différents éléments structurels composant un bâtiment (murs, poutres, planchers, ...). Cette tâche bien que très simple dans le concept (les charges passent d'un niveau à l'autre), ne l'est plus dans la réalisation, à cause du nombre important de configurations qui peuvent exister.

Vient alors la partie sismique proprement dite. Il faut d'abord identifier les murs servant de contreventement puis réaliser l'analyse globale du bâtiment (calcul de période, ...). Une fois les efforts par niveau calculés, ils doivent être répartis entre les différents murs résistants selon une méthode à définir. Il faut enfin vérifier si les murs sollicités peuvent résister, en identifiant et testant les résistances aux différents modes de ruine possibles.

Ces étapes successives seront développées sur des cas réels. Ceux-ci serviront d'une part à dégager les problèmes (modélisation, calcul, ...) qui se poseront à de futurs utilisateurs, et d'autre part à valider le code de calcul par comparaison avec des approches simplifiées ou "à la main".

Pour finir, quelques pistes de développements futurs seront abordées et discutées.

Chapitre 2

Géométrie, acquisition de données et définitions

2.1 Introduction

Avant de pouvoir réaliser automatiquement n'importe quel calcul, il va tout d'abord falloir modéliser la structure à analyser. Dans ce cas, cela va se faire via une interface graphique réalisée par un consultant informatique. Un exemple de l'interface en l'état actuel des choses est montrée à la figure 2.1.

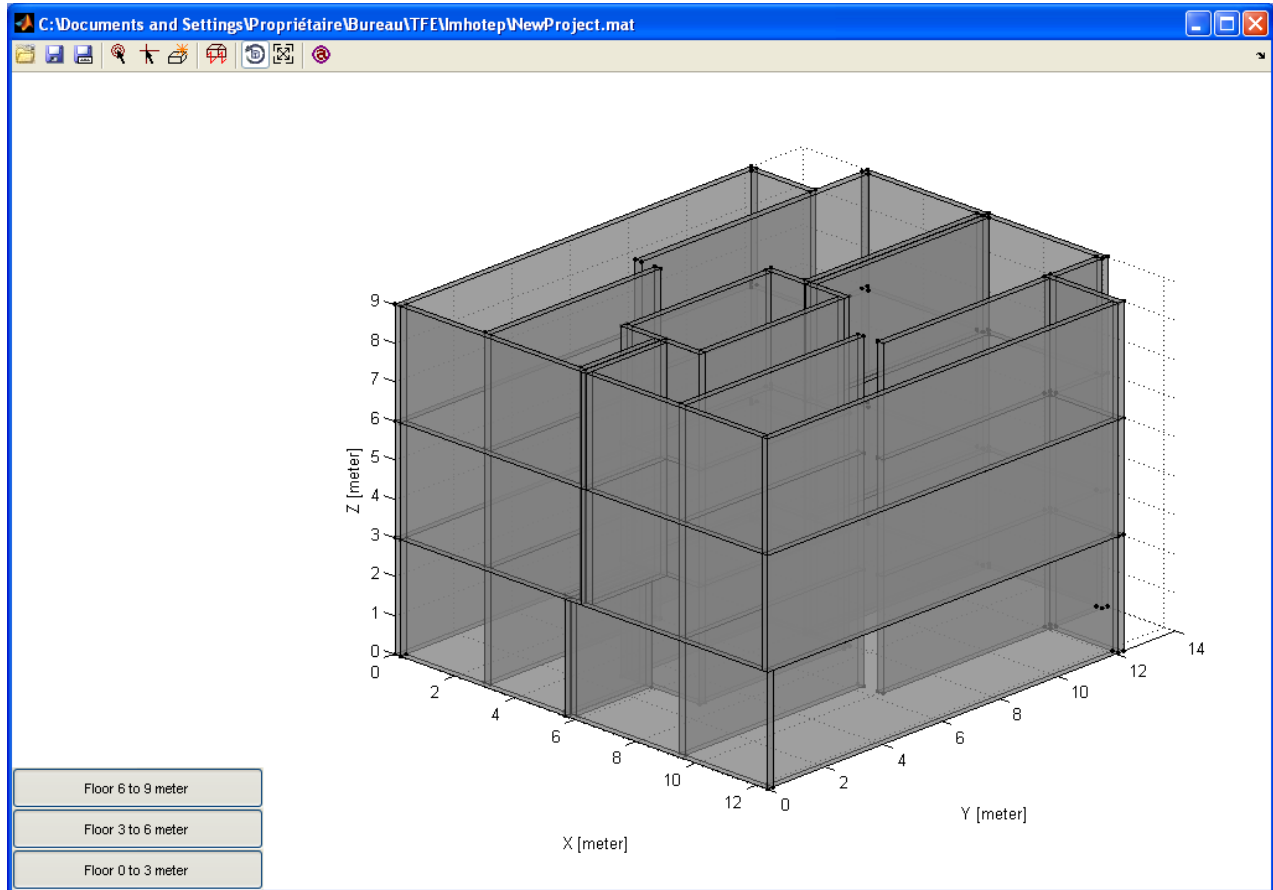


FIG. 2.1 – Exemple de l'interface graphique. Les ouvertures, les planchers et les poutres ne sont pas encore définis.

2.2 Les différents éléments

En ce qui concerne la géométrie, l'utilisateur va devoir définir plusieurs types d'objets pour donner vie à son bâtiment.

2.2.1 Ligne d'appui

Le premier type d'objet est ce que l'on appellera tout au long du document une "ligne d'appui"¹. Il s'agit un mur représentant une certaine **unité architecturale** (épaisseur, matériau,...). C'est l'élément de base de la modélisation. Il est défini par une longueur, une épaisseur, une hauteur et les coordonnées de son point d'origine. A terme on pourra également adjoindre des propriétés spéciales de matériaux à chaque "ligne d'appui".

Pour chaque ligne d'appui, on peut définir des ouvertures qui la percent. Ces ouvertures sont des portes et des fenêtres ayant des dimensions significatives. Elles sont définies par leur position dans le mur, leur longueur et leur hauteur.

Il est également possible de définir des lignes d'appuis fictives. Elles représenteront des murs sur lesquels on applique une charge négative. Cela permettra éventuellement de faire des trous dans les planchers (pour tenir compte d'une cage d'escalier par exemple).

Une autre variante de la ligne d'appui est la poutre, destinée à supporter planchers et murs. Elle est encodée dans la géométrie sous la même forme (origine, longueur, épaisseur). Cette modalité n'est pas encore prise en compte dans l'interface mais le sera ultérieurement. On reviendra sur ce sujet en 3.3.4.

2.2.2 Murs structuraux

Les murs structuraux sont obtenus par "découpage" des lignes d'appui. On retire de celles-ci les ouvertures pour ne laisser que des murs structuraux homogènes, sans ouvertures (voir figure 2.2).

Ceux-ci seront les éléments de base de la structure en maçonnerie, aussi bien pour la descente de charges gravitaires que pour la résistance aux actions horizontales.

Ils sont également définis par leur hauteur, leur longueur, leur épaisseur et une origine.

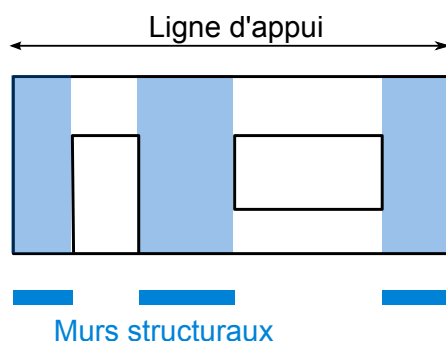


FIG. 2.2 – Définition des murs structuraux à partir des lignes d'appui et de la géométrie des ouvertures.

On a choisi de définir ainsi les murs structuraux par découpage dans des lignes d'appui, car

1. on aura la certitude que les murs seront bien alignés. Pour modéliser une façade continue, il suffit de tirer une seule ligne d'appui et d'y insérer les ouvertures. L'ensemble des murs seront donc alignés.

¹Une "ligne d'appui" ne sert pas forcément d'appui à un plancher. Elle a reçu ce nom parce que les planchers sont définis par elles.

L'approche opposée était de définir chaque mur structurel un à un, ce qui augmentait considérablement les chances de ne pas aligner ceux-ci. Ce problème est désormais réduit par la possibilité d'accrochages à des noeuds ou à la grille de l'interface graphique. Il était cependant bien présent à l'origine, ce qui explique le choix de la méthode.

2. la méthode de l'Eurocode demande de connaître, pour chaque mur structurel, la hauteur libre maximale d'une ouverture qui lui est adjacente. Cette méthode permet une recherche automatique de cette hauteur.
3. il sera aussi assez simple d'effectuer des modifications. Si un mur est trop fragmenté par des ouvertures, il suffira de supprimer une de celles-ci sans devoir déplacer le moindre mur. La souplesse est donc beaucoup plus importante pour les modifications.

2.2.3 Les planchers

Les planchers sont d'autres éléments importants. Dans la version actuelle du programme, on définit ceux-ci sur base des lignes d'appui qui les bordent.

Par exemple dans le cas d'un plancher isostatique porté par deux murs (voir figure 2.3), on définit simplement deux lignes d'appuis qui supportent le plancher (on les désigne par leur numéro de référence). On connaît déjà leur géométrie. La longueur du plancher est celle de la plus grande zone dans laquelle les lignes d'appuis sont en vis à vis.

La portée est la distance entre les deux lignes médianes des murs qui se font face. On aurait pu choisir de définir la portée comme étant la distance entre les limites extérieures de chaque mur. Néanmoins dans ce cas, lorsqu'un mur supporte un plancher de part et d'autre, on aurait compté deux fois son épaisseur. On supposera donc chaque plancher appuyé sur une demi-épaisseur de mur (voir figure 2.3).

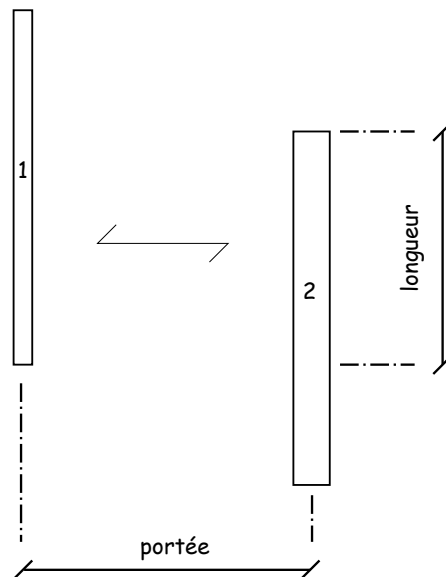


FIG. 2.3 – Détermination de la portée et de la longueur d'un plancher. Les deux murs définissent le plancher. Leur plus grande longueur en vis-à-vis donne la longueur du plancher. Leur espacement donne la portée de celui-ci.

On fait de même dans le cas de dalles sur 4 appuis. Les 4 lignes d'appui déterminant la zone de plancher.

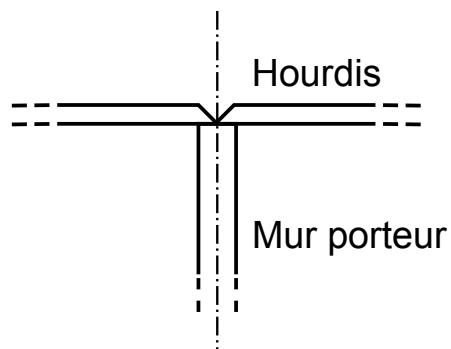


FIG. 2.4 – On considère les planchers appuyés sur la mi-épaisseur du mur sur lequel ils sont posés.

Avec l'arrivée de l'interface graphique, il est probable qu'on définira une zone de plancher exactement comme un mur. (longueur, largeur, origine). Il suffira ensuite de repérer les murs sous celui-ci.

Une autre possibilité est la répartition selon un modèle de zones d'influence. Ce type de modèle est utilisé dans un logiciel développé par une filiale de la société Winerberger (voir figure 2.5).

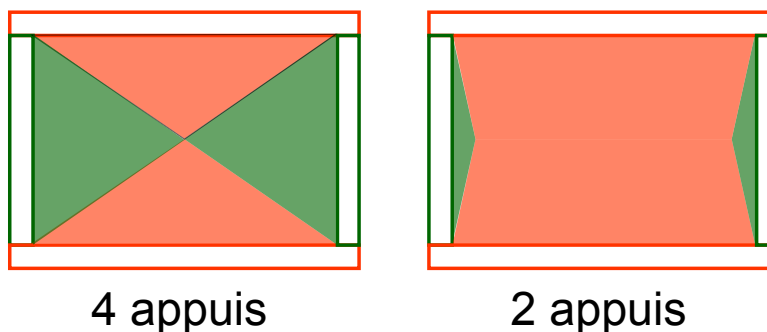


FIG. 2.5 – Report des charges gravitaires de planchers via un concept de zones d'influences des différents murs, développé par la société Wienerberger. Chaque mur reprend des charges au prorata de sa zone d'influence, qu'il reste à définir.

L'épaisseur de chaque plancher a également de l'importance, comme on le verra par la suite pour calculer la hauteur libre d'un mur.

2.3 Niveau

Afin de ne pas se perdre dans les nuances de la sémantique, on parlera de niveaux plutôt que d'étages. Un rez+1 comporte deux niveaux, un rez+2, trois niveaux et ainsi de suite. Chaque niveau comporte des murs et un plafond (hourdis, dalle de compression, ...).

Chapitre 3

Descente de charges

3.1 Introduction

La descente de charges gravitaires est la première étape à réaliser pour vérifier si un bâtiment va résister à un séisme. Elle permet d'obtenir deux informations nécessaires, la masse sismique du bâtiment et la distribution d'effort normal dans les murs.

En effet, les murs seront toujours soumis à de la flexion composée et la connaissance de N est dès lors nécessaire pour calculer la valeur de l'effort résistant d'un mur.

De plus, la réalisation d'une descente de charges, sous un combinaison d'actions non sismiques, peut apporter un plus au futur programme. Les utilisateurs pourront s'en servir pour vérifier leur construction sous charges gravitaires uniquement, et dans la foulée effectuer l'analyse sismique. S'il y a juste quelques modifications mineures à apporter au bâtiment pour justifier sa résistance, ça ne coûte rien et ça donne une plus-value à la construction.

Si le concept est finalement assez simple : on reporte les charges des murs supérieurs vers les murs inférieurs, son application peut devenir plus compliquée. Chaque bâtiment est un cas particulier, utilisant des dalles portant sur 4 appuis, des poutres hyperstatiques qui se superposent, ...

3.2 Calcul des charges appliquées sur les planchers

3.2.1 Calcul des charges : cas sismique

On calcule la charge surfacique par étage en combinant les actions permanentes¹ et les actions variables. Pour le calcul de la masse sismique et donc des efforts horizontaux, on utilise la combinaison suivante [kN/m²] :

$$g_{tot,i} = g + \Psi_{2i} \cdot \varphi \cdot q$$

Par contre la charge utilisée pour le calcul des efforts verticaux se calcule selon la combinaison [kN/m²] :

$$g_{tot,i} = g + \Psi_{2i} \cdot q$$

Les coefficients Ψ et φ sont utilisés pour coller au plus près à la probabilité que les charges variables ne soient pas présentes sur tout le bâtiment au moment du séisme ([Euro 04c] et [Euro 05]) . L'utilisation de deux combinaisons différentes vient du fait que ([Plum 09]) :

- *un élément structurel local peut être chargé par des charges variables de valeur $\Psi_{2i} \cdot q$ alors que le bâtiment est globalement chargé sous $\Psi_{2i} \cdot \varphi \cdot q$.*
- *le calcul au séisme ne tient pas compte d'une vibration verticale due à celui-ci. Or celle-ci existe, même si elle est faible. En tenant compte d'une valeur un peu plus importante des charges variables, on tient compte implicitement de cette vibration verticale et donc d'un surcroît d'efforts verticaux.*

¹On intègre dans la charge permanente le poids éventuel des cloisons présentes sur le plancher.

3.2.2 Calcul des charges : cas non sismique

On utilise simplement la combinaison des valeurs des actions permanentes et variables gravitaires pondérées par les coefficients ad hoc de l'Eurocode ([Euro 05]). Lorsque des cloisons sont présentes au milieu d'un plancher, leur poids est transformé en charge surfacique et reporté sur les différents appuis.

3.3 Répartition des charges sur les murs

3.3.1 Géométrie d'une zone de plancher

La première étape consiste à reporter les charges des planchers aux murs qui les soutiennent, à chaque étage. Les murs peuvent être supportés par deux ou quatre murs ou poutres. Ces deux possibilités devraient permettre de représenter la grande majorité des cas réels, la plupart des bâtiments étant construits à l'aide de hourdis préfabriqués².

Connaissant la géométrie de la zone de plancher, on peut reporter les charges vers les lignes d'appuis. Si la répartition en cas de hourdis simplement appuyés est triviale, il est plus compliqué de réaliser celle-ci en cas de dalle sur quatre appuis.

3.3.1.1 Dalle sur deux appuis simples

Lorsque le plancher est constitué de prédalles et d'une chape, on le suppose bi-appuyé sur deux appuis simples. On répartit simplement la moitié de la charge totale supportée sur chaque ligne d'appui.

3.3.1.2 Dalle sur 4 appuis

Cette méthode approchée est tirée de [Dotr le]. Pour une dalle de dimensions $a \times b$, on décompose celle-ci en bandes de largeur unitaire. On peut calculer la flèche par une approximation poutre dans chaque direction (voir figure 3.1).

$$\begin{cases} f = \frac{5}{384} \frac{p_x \cdot b^4}{EI} \\ f = \frac{5}{384} \frac{p_y \cdot a^4}{EI} \\ p_x + p_y = p_{tot} \end{cases}$$

où p_{tot} est la charge totale surfacique appliquée à un plancher, p_x est la charge surfacique s'appliquant sur les bandes verticales et p_y la charge surfacique s'appliquant sur les bandes horizontales.

On exprime ensuite l'hypothèse d'égalité des flèches, calculées selon une bande dans chaque direction, au centre de la dalle.

²On pourrait également imaginer des dalles coulées en place portant sur plus de 4 appuis. Néanmoins cette possibilité ne devrait pas être très courante dans les bâtiments communs. Des dalles continues sur plus de deux murs parallèles n'ont pas été prises en compte et pourraient faire l'objet de développements ultérieurs.

En ajoutant une équation, telle que la somme des charges linéiques est égale à la charge surfacique, on obtient alors une approximation de la charge linéique agissant sur chaque mur ($p_x \cdot b/2$ et $p_y \cdot a/2$).

Cette méthode hautement simplifiée est loin d'être exacte. Néanmoins elle permet un calcul rapide et simple des réactions d'appuis linéiques **moyennes**, et est surtout généralisable en fonction de la géométrie du rectangle considéré.

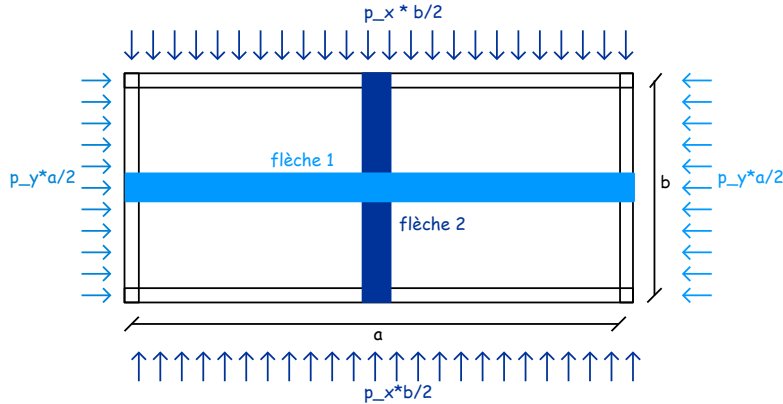


FIG. 3.1 – Calcul des charges linéiques appliquées aux murs dans le cas d'une dalle sur 4 appuis simples par une approximation en bandes. p_x et p_y représentent les charges surfaciques respectivement appliquées aux bandes verticales et horizontales.

3.3.2 Répartition des charges sur les éléments porteurs

Évidemment, les différents murs constituant le bâtiment sont percés d'ouvertures, sans quoi il serait difficile d'y vivre³. **Les éléments de murs au-dessus et en dessous des ouvertures, ainsi que les linteaux ne seront pas considérés comme des éléments structuraux.**

Leurs charges seront reportées sur les éléments structuraux adjacents. Un exemple de cette distinction entre ligne d'appuis et murs structuraux est donnée à la figure 3.2.

3.3.2.1 Plancher directement posé sur les murs

La méthode de répartition sur les murs porteurs varie selon le type de ligne d'appui (mur ou poutre). La méthode employée pour les poutres est détaillée en [Cerf 10]. Pour les murs, on identifie ceux dont une partie au moins sert d'appui au plancher considéré. On répartit ensuite la charge au prorata des longueurs de murs concernés sur la longueur de l'appui (voir figure 3.3).

Dans l'exemple donné, si on appelle P la charge totale supportée par le plancher, chaque ligne d'appui reprend la charge $P/2$ et le mur $L1$ reprend :

$$\frac{P}{2} \cdot \frac{L1}{L1 + L2}$$

³A moins qu'il s'agisse d'une oubliette.

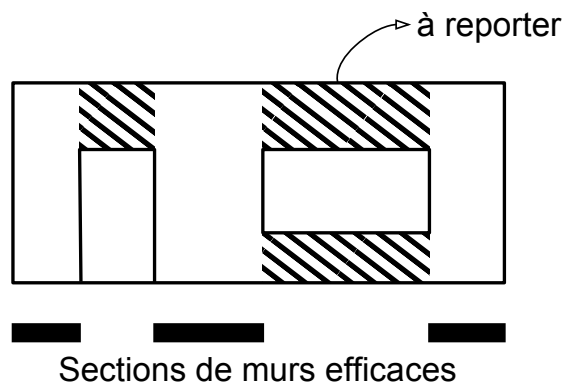


FIG. 3.2 – Différences entre les lignes d'appuis et les murs structuraux. La ligne d'appui du plancher fait toute la longueur du mur. Par contre, les murs structuraux qui supportent effectivement les charges ont une section réduite par rapport à la section totale du mur, à cause de la présence des ouvertures. Le poids des baies situées au-dessus et en-dessous des ouvertures devra être reporté sur les murs adjacents.

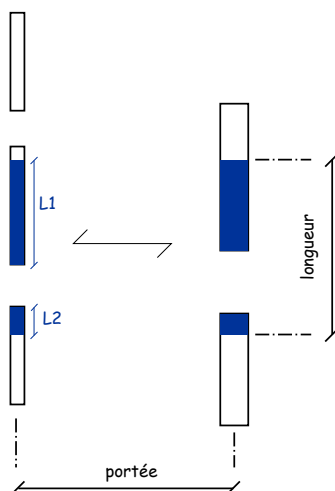


FIG. 3.3 – Répartition des charges au prorata des longueurs de murs supportant un plancher. Les zones de murs supportant celui-ci sont colorées en bleu. Les dimensions ont été prises arbitrairement.

3.3.2.2 Plancher posé sur une poutre

Les planchers peuvent être posés sur des poutres hyperstatiques ou isostatiques (voir 3.3.4). Celles-ci sont appuyées sur des murs, qui supporteront au final les réactions d'appui.

3.3.3 Poids propre des éléments

Le calcul du poids propre des éléments structuraux est assez simple car on connaît leurs dimensions. Il faut ensuite y ajouter l'ensemble baies situés sur et sous les ouvertures (voir figure 3.2).

On a choisi une méthode simplifiée pour reporter ces charges. On connaît pour chaque ligne d'appui, la position et la taille des ouvertures qui la percent, ce qui permet de calculer le poids total des blocs au-dessus et en-dessous des ouvertures.

On répartit ce poids sur les murs structuraux au prorata de leur longueur. Par exemple, un mur percé de plusieurs ouvertures est "découpé" en n murs structuraux de longueur L_i . Si le poids des murs encadrant les ouvertures est P , chaque mur reprendra :

$$\delta P_i = P \frac{L_i}{\sum L_i}$$

où δP_i est la fraction du poids des baies P reprise par le mur structural de longueur L_i .

Cette méthode est assez simplifiée et ne tient pas compte du fonctionnement des linteaux (chaque linteau devrait reporter la moitié de la charge qu'il supporte sur les murs adjacents à l'ouverture qu'il couvre). Néanmoins l'impact des distorsions introduites est assez faible car cette composante de la charge verticale reste petite face au poids des planchers.

Même si la méthode n'est pas tout à fait exacte, elle permet au moins de ne pas négliger de charges et de coller au plus près de la masse sismique totale du bâtiment.

3.3.4 Utilisation de poutres

Pour passer outre la taille de certaines ouvertures, ou pour respecter des géométries complexes, des poutres sont souvent utilisées dans la construction des bâtiments.

Si le calcul de la répartition des réactions d'appuis est aisé dans le cas d'une poutre isostatique, il ne l'est plus pour une poutre hyperstatique, via une formule simple. Un code éléments finis de poutre simplifié a donc été utilisé pour résoudre ce problème.

La possibilité d'intégrer une poutre au code de calcul a été assez ardue. En effet, il est possible d'avoir un grand nombre de cas particuliers et le programme doit pouvoir les gérer tous. Néanmoins, cette possibilité est un atout pour le futur logiciel.

3.3.4.1 Appuis

La première chose à gérer est l'emplacement des appuis⁴. C'est cet emplacement qui déterminera la répartition des réactions d'appuis. Une poutre peut être appuyée sur un mur qui lui est parallèle ou perpendiculaire et/ou sur une autre poutre.

Le calcul de la position des appuis varie selon le type d'appui (voir figure 3.4). C'est ici que doit être réalisé le premier choix. Il faut remplacer des appuis sur une certaine longueur de mur par un **appui ponctuel**, afin d'utiliser un modèle simplifié. Le choix a donc été réalisé d'utiliser comme coordonnées d'appui, les coordonnées du point médian de chaque appui réparti concerné (voir figure 3.4).

3.3.4.2 Calcul des réactions d'appui

Les seules données géométriques nécessaires sont les coordonnées des appuis ainsi que les limites d'application de la charge. Le modèle utilisé ensuite est basé sur les hypothèses suivantes :

- hypothèses classiques de l'analyse de structures formées de poutres.

⁴Les murs servant d'appuis sont définis par l'utilisateur

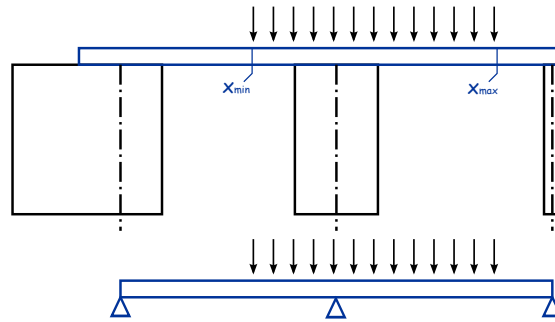


FIG. 3.4 – Appuis de poutres : on considère comme coordonnée d’appui chaque point médian d’un appui réparti sur un mur.

- poutre uniforme sur toute la longueur (E , section, inertie).
- la poutre est simplement appuyée.
- la poutre a un comportement élastique linéaire.

La troisième hypothèse peut poser problème. En effet, aucune vérification n’est réalisée pour vérifier que sous toutes les charges auxquelles la poutre est soumise, il n’y aura pas de réaction d’appui de traction, qui ne pourrait en aucun cas être reprise par la jonction poutre/mur, celle-ci étant juste posée sur le mur. Cette vérification est laissée à l’utilisateur lors du dimensionnement de la poutre.

Pour plus d’information sur la manière dont est réalisé le calcul voir [Cerf 10].

3.3.5 Transfert des charges d’un niveau à l’autre

Le report des charges d’un niveau supérieur à un niveau inférieur s’effectue selon la même philosophie qu’en 3.3.2.1 (voir figure 3.3). En partant du niveau supérieur, on repère pour chaque mur, défini par sa géométrie, quels sont les murs ou poutres qui le supportent et on leur transfère la charge verticale de celui-ci.

On utilisera toutefois des tolérances sur le positionnement⁵ que doivent respecter les murs inférieurs, à l’aplomb du mur dont on cherche à reporter la charge. Cela a pour but d’absorber un éventuel décalage entre deux murs dû simplement à une erreur de positionnement lors de la modélisation, ou à une variation de l’épaisseur des blocs par exemple (blocs moins épais au dernier étage).

3.3.6 Résultat final de la descente de charges

On obtient au final une valeur d’effort normal pour chaque élément structural. Cette charge :

- est calculée au pied de chaque élément de mur.
- est considérée comme une charge concentrée centrée sur la section de mur. **On ne calcule pas d’excentricité due au positionnement naturel des planchers.** Une certaine diffusion de la charge s’opère entre l’appui du plancher et le pied du mur, ce qui contribue

⁵Il vaut mieux éviter d’imposer comme condition que des murs soient exactement l’un au-dessus de l’autre car on risque d’avoir des problèmes purement numériques. La tolérance est une tolérance relative basée sur l’épaisseur du mur, de telle sorte qu’on puisse la faire varier selon le système d’unités employé mais qu’elle soit bornée. Cette tolérance doit rester limitée à quelques centimètres.

à répartir la charge. Cette hypothèse peut s'avérer plus contestable pour de longs murs qui ne supportent pas une charge uniforme en leur sommet mais sur une partie du mur seulement.

- que tous les niveaux sont chargés selon la même combinaison de charges (voir 3.2).

3.4 Vérification gravitaire

La vérification sous sollicitations gravitaires est réalisée à l'aide de la méthode simplifiée de l'Eurocode 6 ([Euro 03]). En effet la méthode proposée par l'Eurocode 6 ([Euro 04a]) est assez complexe, essentiellement dans le **calcul des excentricités** des points d'application des charges gravitaires.

3.4.1 Calcul de la contrainte admissible

On calcule tout d'abord la contrainte maximale en compression que peut subir un mur. Celle-ci est ensuite minorée pour tenir compte d'un risque de flambement du mur.

Une valeur résistante est calculée pour chaque mur individuel, en considérant comme hauteur libre la hauteur entre deux planchers. Celle-ci est inférieure à la hauteur entre deux mi-épaisseurs de planchers (voir figure 3.5), qui détermine la hauteur d'un niveau !

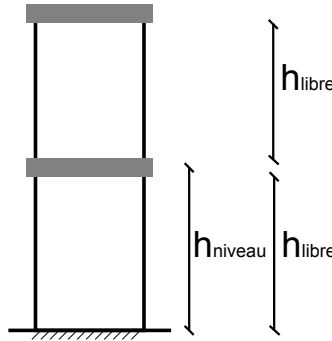


FIG. 3.5 – Différence entre hauteur libre et hauteur de niveau. La hauteur de niveau est la distance entre deux mi-épaisseurs de planchers successifs. La hauteur libre est la hauteur entre deux planchers.

On calcule un coefficient Φ réducteur de la résistance en compression de la maçonnerie :

$$f_{rd} = \Phi \cdot \frac{f_k}{\gamma_M}$$

Le coefficient de sécurité γ_m sur la valeur caractéristique de la résistance en compression de la maçonnerie dépend du cas de charge considéré (gravitaire ou sismique). Il est de 1.5 dans le cas sismique [Eurob] et varie dans les cas non sismiques ([Euro 04a] et [Euroa]).

Le calcul du coefficient de réduction Φ ainsi que les limitations de cette méthodes sont expliqués à l'annexe A.

Le calcul du coefficient de réduction est fonction de la hauteur efficace. Celle-ci est une valeur réduite de la hauteur libre. Deux cas sont envisagés dans la méthode simplifiée (voir figure 3.6)

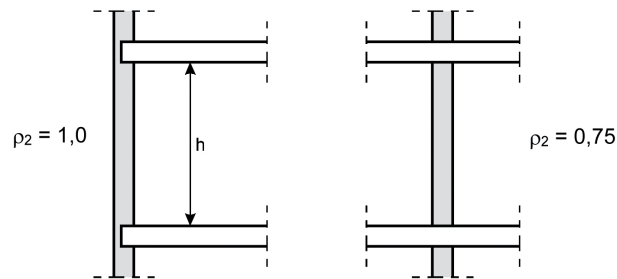


FIG. 3.6 – Définition de la hauteur efficace selon la méthode simplifiée ([Euro 03]), coefficient de réduction dans les deux cas possibles : un plancher appuyé d’un seul côté ou un plancher appuyé de part et d’autre.

3.4.2 Vérification de la résistance des murs

Cette résistance est surtout utile dans un cas non sismique, sous charges de dimensionnement en utilisation normale. En effet, on peut espérer que le bâtiment construit ne présentera pas de risques de ruine sous les charges gravitaires du cas sismique, inférieures aux charges de dimensionnement.

On vérifiera donc que les contraintes normales sont bien inférieures aux contraintes admissibles. On vérifiera également que toutes les hypothèses permettant l’application de la méthode simplifiée sont bien vérifiées [Euro 03].

3.4.2.1 Limitations

Au vu de la complexité de la méthode de vérification sous charges gravitaires, la valeur donnée par le programme n’est qu’une **estimation**. Toutes les hypothèses de la méthode simplifiée ne sauraient d’ailleurs pas être vérifiées automatiquement (certaines le sont, voir annexe A.2). De plus le but premier de ce logiciel était essentiellement le calcul sous charges sismiques et pas un calcul détaillé sous charges gravitaires.

C’est donc à l’utilisateur de vérifier si les hypothèses non citées sont bien vérifiées avant de pouvoir conclure à la bonne tenue ou non de son bâtiment dans un cas non sismique.

3.5 Validation du code

La validation et l’élaboration du programme ont été réalisées en utilisant des exemples de cas réels. C’est en essayant de dessiner un bâtiment que l’on se rend compte des problèmes qui se poseront dans la modélisation. Les plans de cas pratiques utilisés sont donnés en annexe B.

Deux bâtiments ont été modélisés et vérifiés. Le premier ne pose pas trop de problème car le premier niveau est en quelque sorte dupliqué aux deux autres. Les résultats concordaient assez bien avec une descente de charges réalisée précédemment⁶.

Un deuxième bâtiment plus complexe a été analysé. La descente de charges a été réalisée à la main. On observe une bonne concordance entre les résultats obtenus et ceux sortis par le

⁶ Vérification du respect d’un bureau à l’Eurocode 8, Leroy Jeanne, août 2009

programme⁷.

3.5.1 Problèmes généraux

3.5.1.1 Poids propre

Une source de variation des résultats est simplement le poids des éléments de maçonnerie encadrant les ouvertures (déjà abordé plus haut). Manuellement, la descente de charge a été réalisée en reportant la moitié du poids des ouvertures sur chaque montant de la fenêtre (voir figure 3.7).

Dans le cas présenté sur ce schéma, le mur central a une faible section. Le programme répartissant la charge (ici $2P$) au prorata des longueurs de murs, il sera donc moins chargé que dans la descente de charges réalisée à la main, qui lui fait supporter une charge égale à P .

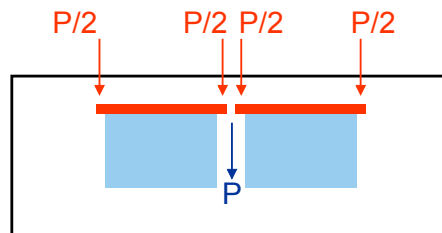


FIG. 3.7 – Report des charges des pans de murs au-dessus et en-dessous des ouvertures. P représente la somme des baies au dessus et en dessous de chacune des deux fenêtres.

3.5.1.2 Non alignement et erreurs humaines

Un des principaux problèmes rencontrés est le non alignement des murs. Dans certains cas, si les murs ne se superposent pas, des charges peuvent se perdre dans le vide. Heureusement le programme offre deux possibilités pour éviter ces problèmes. L'interface graphique tout d'abord, permet une visualisation correcte de la position des murs et surtout un accrochage d'un nouveau mur à un mur déjà réalisé. Plus généralement, l'interface devrait permettre d'éviter bon nombre d'erreurs dues à l'encodage en aveugle des données. La seconde possibilité d'alerte est un simple message s'affichant lorsqu'un mur ne rencontre rien en-dessous de lui, lors de la descente de charges.

3.5.2 Problèmes rencontrés en utilisant des poutres

3.5.2.1 Appui de poutre sur deux murs rapprochés

Un cas particulier est celui où deux murs séparés par un espace mince⁸ sont utilisés comme appuis (voir figure 3.8).

⁷Ces résultats sont imprésentables sur papier car il y a plus d'une centaine de murs concernés.

⁸Cette configuration apparaît dans les bâtiments d'habitation pour des raisons acoustiques. Il n'est pas l'idéal de placer une poutre les traversant car on perd alors cet effet de séparateur. Le cas pourrait néanmoins apparaître.

Si les deux murs servent d'appuis à la poutre et que celle-ci est chargée de façon dissymétrique, le modèle va introduire une réaction d'appui de traction importante, ce qui ne correspond pas à la réalité physique. Dans ce cas, les deux appuis seront fusionnés en un seul.

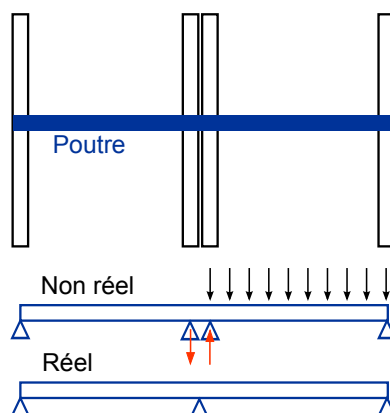


FIG. 3.8 – Appui d’une poutre sur deux murs très rapprochés. ON transforme les deux appuis détectés automatiquement en un seul, pour correspondre à la physique du phénomène.

3.5.2.2 Distinction entre poutre et linteau

Il faut faire la distinction entre poutres et linteaux, même si les linteaux sont en fait des poutres.

On parlera explicitement de linteaux, comme des poutres isostatiques au-dessus des ouvertures créées dans les murs, et donc dans le même plan que le mur. Ces linteaux **ne sont pas définis explicitement** par l'utilisateur. Ils sont présents, *de facto*, pour permettre d'appuyer les blocs de maçonnerie au-dessus des ouvertures.

Leur rôle dans le report des charges est implicite. Si un plancher est placé au-dessus d'eux, les charges transiteront naturellement vers les murs adjacents⁹.

Les poutres quant à elles ne sont pas forcément situées dans le plan d'un mur. Elles ne sont pas forcément isostatiques et elles peuvent servir explicitement d'appuis de plancher.

Toutefois il existe des cas où il serait nécessaire d'utiliser explicitement une poutre pour servir de linteau (voir figure 3.9). Sur cet exemple, le plancher repose sur les deux appuis horizontaux parallèles. Néanmoins le mur supérieur est percé d'une ouverture.

De façon apparente, le plancher, dans sa partie supérieure, repose à moitié sur un mur et à moitié sur du vide. Le programme ne détectera qu'un seul mur servant d'appui au plancher et lui transfèrera donc l'entièreté de la charge. En utilisant une poutre on reportera la moitié de la charge sur chaque mur supérieur, ce qui collera mieux à la réalité.

Ce problème illustre bien une chose : les agencements de murs peuvent être extrêmement variés, d'où la complexité de réaliser un programme généraliste. Il est donc impossible de modéliser **simplement** toutes les interactions qui existent. Ca sera donc à l'utilisateur de se servir au mieux des éléments à sa disposition pour approcher la réalité au plus près.

⁹C'est à l'utilisateur de vérifier que le linteau est correctement dimensionné

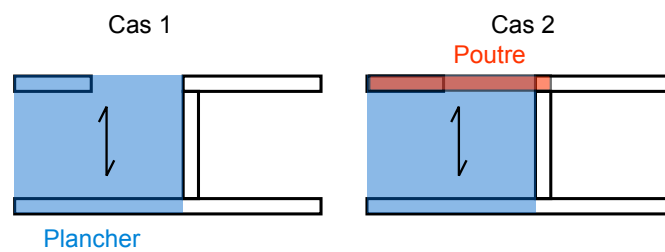


FIG. 3.9 – Problème dû à l'existence uniquement implicite d'un linteau. Dans le premier cas, toute la charge de plancher est répartie sur un seul mur. On contourne ce problème en ajoutant manuellement une poutre.

Chapitre 4

Choix des murs de contreventement et analyse globale

4.1 Introduction

Il est nécessaire de réaliser plusieurs opérations entre la définition de la géométrie et la répartition des efforts dus au séisme entre les différents murs.

Il faut tout d'abord déterminer quels seront les murs répondant aux caractéristiques minimales pour servir de contreventements. Il faut également réaliser l'analyse globale du bâtiment : calculer la force sismique globale en base du bâtiment et sa répartition entre étages.

4.2 Choix des murs de contreventement

4.2.1 Critères géométriques

Le choix de ces murs est réalisé selon les prescriptions de l'EN1998 [Euro 04c] et de son annexe nationale belge [Eurob]. Ils doivent respecter :

- une épaisseur effective minimale, fonction du type de maçonnerie, du nombre d'étages et de l'intensité de la sismicité.
- un rapport maximal h_{ef}/t_{ef} , entre la hauteur effective et l'épaisseur effective du mur.
- un rapport minimal l/h entre la longueur du mur et la hauteur libre maximale, h , des ouvertures adjacentes au mur.

4.2.2 Continuité

Pour calculer la résistance d'un bâtiment, on se base sur des éléments de murs en console. Ces consoles sont composées de différents murs structuraux (1 par étage). Ceux-ci doivent évidemment être continus depuis le niveau des fondations jusqu'à ce qu'ils rencontrent une toiture¹ (voir figure 4.2).

On peut tolérer une certaine variation de la raideur du mur de contreventement sur sa hauteur. Une variation de la section dudit mur n'est donc pas forcément disqualifiante. Pour un bâtiment simple, il est recommandé de limiter la variation de section entre deux niveaux successifs à 20% [Euro 04c].

La longueur totale d'un mur de contreventement est la longueur du mur modélisé, augmentée éventuellement de l'épaisseur des murs qui lui sont perpendiculaires ([Euro 04c], voir figure 4.1). En effet, sa longueur réelle peut différer de sa longueur modélisée. Lorsqu'un mur est construit entre deux autres, il n'est pas collé mais engrené dans ceux-ci.

Une certaine tolérance doit aussi être introduite dans le positionnement des murs, de sorte que même s'ils ne sont pas exactement superposés ils ne soient pas trop décentrés (voir figure 4.3).

Le modèle utilisé pour réaliser l'analyse est constitué de consoles d'inertie et de section constantes sur la hauteur du bâtiment, or on tolère une certaine variation de celles-ci. Il faut donc décider d'une inertie et d'une section à attribuer à chaque mur.

Pour ce faire on a considéré l'exemple donné à la figure 4.4. Le mur 1 de cet exemple présente une décroissance de 20% de sa longueur à chaque niveau, pour une épaisseur constante

¹Le programme ne peut pour le moment reconnaître que les murs qui vont jusqu'au sommet du bâtiment. Il faudrait trouver une astuce pour détecter quels sont les contreventements qui s'arrêtent avant d'atteindre la hauteur maximale mais qui sont tout de même admissibles.

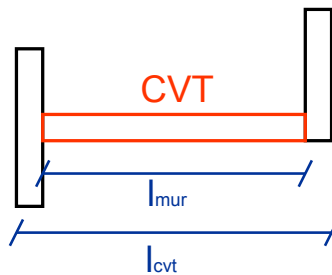


FIG. 4.1 – Longueur totale d’un mur de contreventement. Sa longueur réelle diffère de sa longueur modélisée. L’engrènement qui existe entre les deux murs fait que le contreventement est plus long que sa longueur modélisée, l_{mur} .

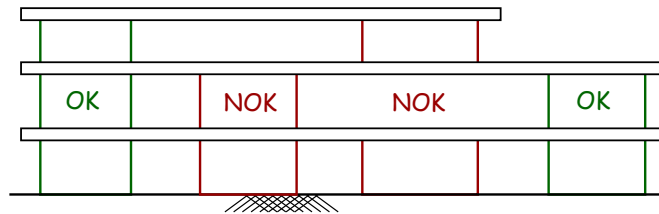


FIG. 4.2 – Continuité des murs de contreventements : ceux-ci doivent être continus depuis le rez-de-chaussée jusqu’à une toiture.

et identique à celle des autres murs.

Le but est de trouver une méthode permettant de calculer une raideur équivalente constante pour la première console, telle que la répartition des efforts en base soit la plus proche de la répartition réelle.

Trois possibilités ont été envisagées pour calculer cette équivalence :

- conserver les valeurs de section et d’inertie du premier niveau, sur toute la hauteur.
- calculer une moyenne arithmétique de section et d’inertie.
- calculer une moyenne pondérée, en donnant plus d’importance aux niveaux qui reprennent le plus d’effort tranchant.

Les résultats sont fournis à la figure 4.5. Tous calculs faits, l’erreur relative moyenne est la plus faible lorsqu’on reporte, à tous les niveaux du premier mur, la section et l’inertie du mur du rez-de-chaussée.

4.2.3 Liaison

On choisit les murs de contreventement sur base de critères géométriques (élancement, épaisseur, ...). Mais ces conditions ne sont pas les seules nécessaires pour qu’un mur assure son rôle.

Un **liaisonnement adéquat** doit également être prévu afin de permettre la transmission des efforts depuis les planchers jusqu’aux murs. En effet, les efforts dus au tremblement de terre sont des effets d’inertie, dépendant de la masse et de l’accélération subie par le bâtiment. La masse est essentiellement concentrée au niveau des planchers et donc les efforts sismiques également.

Ceux-ci doivent transiter jusqu’au sol via les murs. Une **liaison physique** est donc nécessaire entre les planchers et les murs servant de contreventement. Cette liaison existe de fait lorsqu’un plancher repose sur un mur (deux ou quatre appuis). Par contre d’autres murs ne supportent

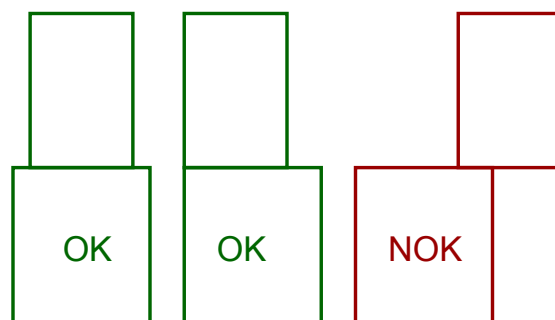


FIG. 4.3 – Tolérance sur le positionnement de deux murs de contreventements successifs

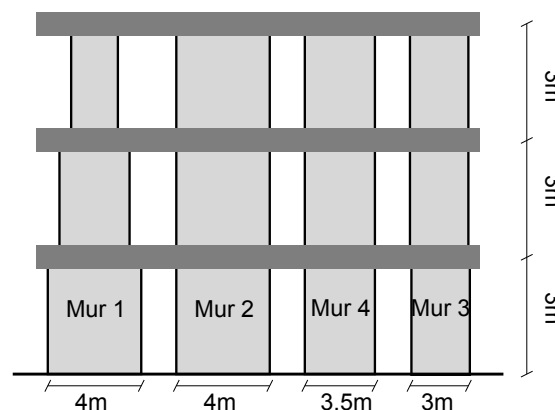


FIG. 4.4 – Exemple utilisé pour définir le choix de l’inertie, en cas d’inertie variable sur la hauteur d’une console (la section du mur 1 est réduite de 20% à chaque niveau).

aucune charge de plancher. Ils ne devraient donc pas jouer le rôle de contreventement, comme aucun lien mécanique ne permet de faire transiter les efforts. Un certain contact a toutefois lieu, ne serait-ce que par un frottement.

Cette précision semble nécessaire car pour le programme dans son état actuel, tout mur présent sur les plans (sauf cloison) et convenant aux critères géométriques, sera considéré comme un élément potentiellement résistant au séisme. Les efforts d’inertie seront donc supposés pouvoir transiter du plancher au mur.

4.3 Calcul des efforts sismiques globaux

La répartition des efforts entre les différents murs se fait par une approche par *forces latérales*. Afin d’éviter de passer par un calcul temporel, on utilise une méthode pseudo-statique recommandée par l’Eurocode 8. La vérification de la résistance au séisme, sollicitation dynamique par excellence, se fait donc par un calcul statique.

Sous réserve de certaines hypothèses à vérifier (sur la période et sur la régularité en élévation), on peut calculer la réaction du bâtiment sous séisme à l’aide de deux modèles plan (un pour chaque direction principale du bâtiment), selon [Euro 04c].

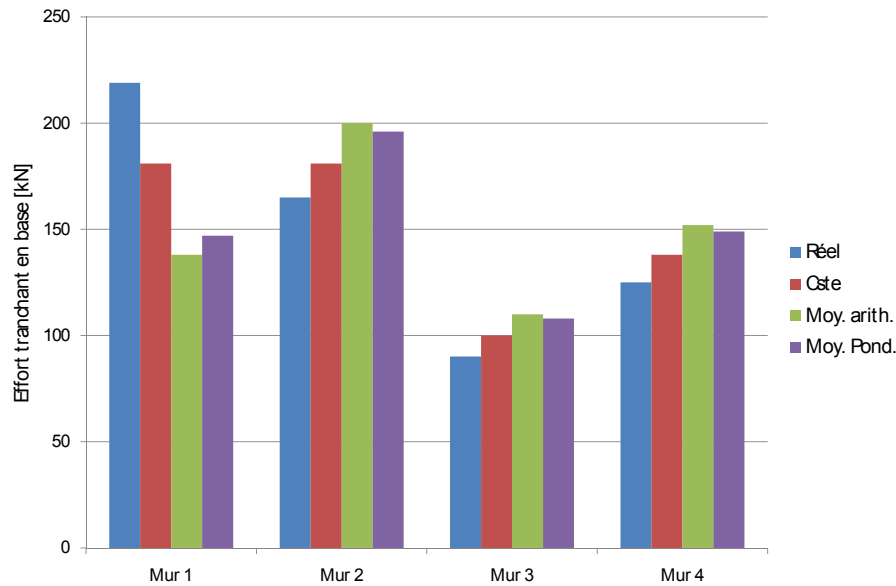


FIG. 4.5 – Répartition de l’effort tranchant en base du bâtiment entre les différents murs, calculée à l’aide d’OSSA2D. On affecte différentes valeurs d’inertie au premier mur.

4.3.1 Calcul de la force latérale en base

Le calcul de la force latérale en base est effectu e dans chacune des deux directions principales du bâtiment. La périodes du bâtiment est approximée via les formules simplifiées de l’EN1998 [Euro 04c] :

$$T = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}}$$

$$C_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}}$$

$$A_c = \Sigma \left[A_i \cdot (0.2 + (l_{wi}/H))^2 \right]$$

On pourra également calculer une estimation de la périodes à partir du modèle d’analyse de bâtiment r ealis e (voir en 5.4).

On calcule ensuite une pseudo accélération ($S_d(T)$) sur base de différents paramètres [Euro 04c] et [Eurob] :

- l’accélération de calcul : a_g ou la zone dans laquelle est construit le bâtiment ;
- le type de séisme ;
- le type de sol ;
- le coefficient d’importance ;
- le coefficient de comportement ;

On ne reviendra pas sur la définition et la détermination de ces paramètres. Des routines ont été programmées pour guider l’utilisateur sur base d’un minimum de paramètres encodables.

On calcule la force totale en base, F_b , à partir de la masse sismique totale (M , calculée en 3) du bâtiment et de cette pseudo-accelération.

$$F_b = S_d(T) \cdot M \cdot \lambda$$

4.3.2 Répartition des efforts

La répartition des efforts par niveau est effectuée en supposant un déplacement horizontal croissant linéairement suivant la hauteur. On suppose ainsi implicitement que le bâtiment répond à la sollicitation principalement selon son premier mode de vibration (voir figure 4.6).

On peut soit vérifier cette certitude en calculant explicitement la période de vibration et les modes fondamentaux de la structure, soit se fier aux critères de l'Eurocode assurant que cette méthode est valable [Euro 04c]. C'est le cas si

1. sa période de vibration est inférieure aux valeurs suivantes

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

2. il respecte les conditions de régularité en élévation.

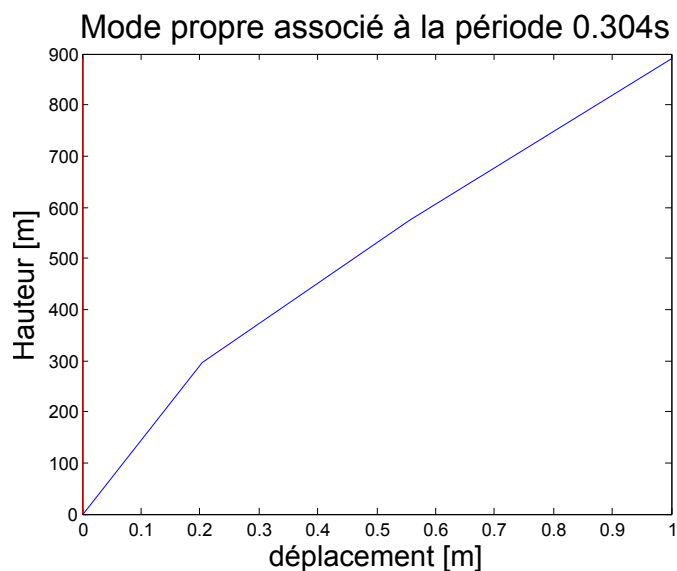


FIG. 4.6 – Premier mode de vibration d'un bâtiment de trois étages.

On peut alors calculer une répartition des efforts, dans chacune des deux directions principales du bâtiment, suivant :

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

où m_i est la masse de l'étage i . On répartit les masses sous forme de masses concentrées au niveau de chaque plancher. Chaque masse concentrée est composée de la somme des efforts appliqués à un plancher ainsi que d'une partie du poids des murs. A un niveau donné on concentre

le poids de la moitié supérieure des murs du niveau inférieur ainsi que le poids de la moitié inférieure des murs du niveau supérieur (voir figure 4.7).

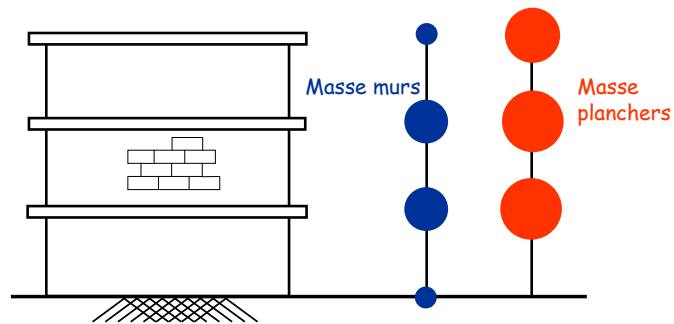


FIG. 4.7 – Répartition de la masse des murs et planchers au niveau des différents étages. La masse d'un mur est répartie entre le niveau qui lui est supérieur et le niveau qui lui est inférieur.

Chapitre 5

Choix d'une méthode d'analyse

5.1 Introduction

On a désormais déterminé les différentes méthodes permettant de décrire la géométrie du bâtiment, de rechercher les éléments structuraux résistant au séisme, ainsi que les sollicitations par étage dues à celui-ci.

Néanmoins, aucune méthode particulière n'est préconisée par l'Eurocode quant à la **répartition des efforts entre les murs de contreventement**. Le but de ce chapitre est donc de comparer plusieurs méthodes entre elles pour effectuer cette répartition des efforts transversaux et de choisir celle qui sera la mieux adaptée. La torsion sera prise en compte ultérieurement une fois le choix de la méthode effectué.

5.2 Exemple utilisé pour la comparaison des méthodes d'analyse

Afin de pouvoir comparer les différentes approches dans une situation réelle et sur une même base, on utilisera les données d'un immeuble de bureaux type. Ce bâtiment comporte 3 niveaux de hauteurs variables. La configuration du rez-de-chaussée est donnée à la figure 5.1 et à l'annexe B. De plus, les murs sont disposés de la même façon à chaque étage.

On a choisi de placer le bâtiment dans une commune considérée en zone 3, sur une sol de type C.

Les murs de contreventement sont choisis en fonction des critères de l'EN1998 [Euro 04c] (voir 4.2 et figure 5.2). Tous calculs faits, la distribution des forces entre les différents étages est donnée dans le tableau 5.1, pour un séisme agissant dans la direction horizontale.

Dans cette comparaison, seuls les murs parallèles à une direction du séisme seront pris en compte (le but est juste de comparer les méthodes et pas de réaliser l'analyse entière d'un bâtiment). L'Eurocode prévoit la possibilité de considérer des sections en I ([Euro 04c]), en faisant intervenir des murs perpendiculaires comme des semelles, afin d'augmenter la raideur et la résistance de la section. Cela n'a cependant pas été fait ici car :

- ce n'est pas nécessaire pour réaliser la comparaison entre les différentes méthodes d'analyse.
- cela compliquerait encore plus la vérification du mur pour un mode de ruine en flexion (section en I, avec décollement et distribution non uniforme d'efforts de compression sur la section). Une première approche pour un effort normal réparti uniformément sur la section est discutée à l'annexe C.
- assez peu d'essais ont été réalisés [Toma 99] et l'Eurocode ne précise rien quant à la méthode de vérification de ce type de section.
- il reste une grande inconnue dans le comportement de ce type de section à la jonction entre âme et semelle. La vérification au cisaillement vertical qui devrait être effectuée n'est que succinctement abordée dans l'Eurocode. En cas de rupture à cette jonction, le mur comprendra de nouveau uniquement une section rectangulaire comme section résistante, soit un retour à la situation étudiée.

Les propriétés des murs considérés comme résistant au séisme sont données au tableau 5.2 et représentés à la figure 5.2. Le choix de ces murs a été réalisé selon la méthode décrite en 4.

Une remarque peut déjà être faite sur la représentation des contreventements. En effet, afin de pouvoir réaliser la descente de charge des planchers, les murs 108, 109, 110 et 111 ont été séparés en murs distincts lors de la modélisation. Cependant, il est tout à fait possible, selon

la méthode de construction, que les murs 108 et 109 ainsi que 110 et 111 ne forment chacun qu'un seul long mur (si on suppose qu'il existe une certaine forme d'engrènement entre eux : voir [Plum 03])¹.

niveau	1er plancher	2nd plancher	toiture	en base
z [m]	2.95	5.75	8.9	0
Force [kN]	178	352	463	993

TAB. 5.1 – Répartition des forces entre niveaux.

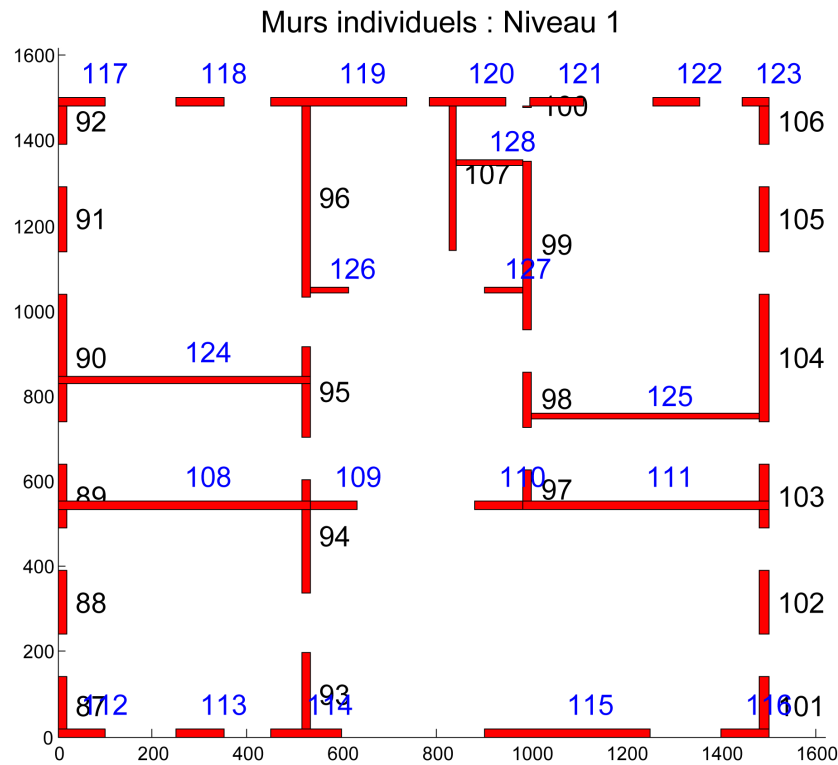


FIG. 5.1 – Ensemble des murs et cloisons au rez-de-chaussée du bâtiment.

¹Il existe un grand nombre de possibilités et de cas particuliers dans la définition de la géométrie. Il ne sera pas toujours possible de représenter exactement la réalité.

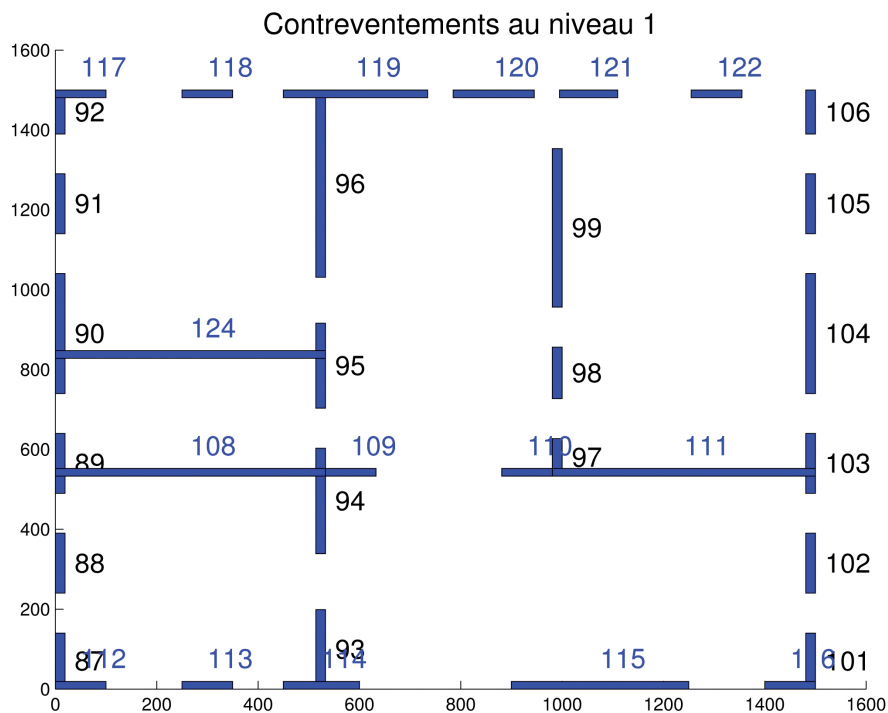


FIG. 5.2 – Murs repris satisfaisant aux conditions géométriques de contreventements au rez-de-chaussée.

n°	109	110	111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122	124
longueur [m]	1.00	1.00	5.19	1.00	1.00	1.50	3.50	1.00	1.00	1.00	2.85	1.60	1.15	1.00	5.33
épaisseur [m]	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19
I [m ⁴]	0.02	0.02	2.21	0.02	0.02	0.05	0.68	0.02	0.02	0.02	0.37	0.06	0.02	0.02	2.40
A [m ²]	0.19	0.19	0.99	0.19	0.19	0.29	0.67	0.19	0.19	0.19	0.54	0.30	0.22	0.19	1.01

TAB. 5.2 – Propriétés géométriques des différents murs fonctionnant comme murs de contreventement.

5.3 Comparaison des différentes méthodes d'analyse

On développera quatre méthodes d'analyse ci-dessous. Deux de ces méthodes sont assez sommaires et sont plutôt utilisables en première approximation. Dès lors qu'on dispose d'un code de calcul permettant de résoudre de gros systèmes, ces méthodes n'ont plus beaucoup d'intérêt. Elles seront donc expliquées de façon succincte.

Ces méthodes d'analyse prennent uniquement en compte un déplacement transversal sans prise en compte des effets de torsion. On reviendra ultérieurement sur ce problème.

La répartition des efforts entre les différents murs de contreventement est menée

- en considérant les murs en console, couplés à chaque niveau par des bielles, afin de représenter l'action des planchers.
- en considérant des murs bi-encastés à chaque niveau entre deux planchers infiniment rigides.
- en considérant un bâtiment d'une hauteur équivalente, permettant d'obtenir les mêmes éléments de réduction globaux en base du bâtiment (M et T) lorsque les sollicitations sont appliquées au niveau de cette hauteur équivalente. Le couplage entre les différents murs n'a lieu qu'au niveau de cette hauteur équivalente.
- en ne considérant un couplage entre les consoles qu'à la hauteur du niveau considéré. On effectue la répartition des sollicitations successivement à chaque niveau, en négligeant les couplages aux autres niveaux.

5.3.1 Murs en console, couplés à chaque niveau : méthode 1

5.3.1.1 Hypothèses

- Les murs sont des consoles, encastées à partir du **niveau du sol**. Lorsqu'il existe une cave, on fera l'hypothèse d'un fonctionnement en "boîte rigide". Il est laissé à l'utilisateur le soin de s'assurer que le bâtiment peut effectivement fonctionner comme tel.
- Les planchers sont considérés comme indéformables dans leur plan. Le déplacement de chaque plancher sera donc unique. Le déplacement transversal de chaque mur le sera donc également à un même niveau.
- La contribution des linteaux et baies au-dessus/en-dessous des ouvertures est négligée. Les planchers n'apportent aucune raideur supplémentaire à l'ensemble, ils sont représentés par des bielles et n'assurent que le couplage en déplacement.
- L'analyse est menée dans le domaine élastique linéaire.
- A chaque niveau, les murs sont correctement connectés aux planchers afin de pouvoir transmettre les efforts sismiques du plancher aux contreventements.
- $G = 0.4E$, avec E calculé selon la méthode de l'EN6 ([Euro 04a]). De plus, afin de prendre en compte la rigidité fissurée des maçonneries en flexion et au cisaillement, il convient d'utiliser : $E = E/2$ ([Eurob]).
- Aucune redistribution des efforts entre les murs n'a été envisagée dans l'analyse.

5.3.1.2 Calcul du déplacement de la console

Pour une force F appliquée au niveau d'un étage (voir figure 5.3), sur la console considérée, on peut calculer le déplacement de chaque point de celle-ci, en considérant l'équation de l'élasticité. On doit, pour ce faire, tenir compte également du terme de déformation en cisaillement. Les deux contributions du déplacement (flexion et cisaillement) seront donc superposées (hypothèse

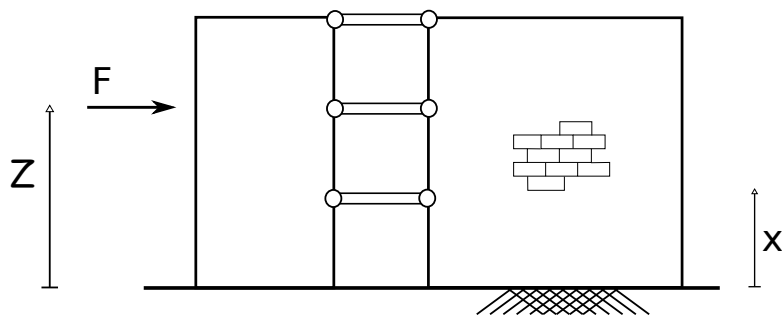


FIG. 5.3 – Situation d'un bâtiment dont les murs en consoles sont couplés à chaque étage par des bielles.

du déplacement élastique linéaire). Le schéma d'une console isolée ainsi que de sa déformation sous une force F appliquée en Z est donné à la figure 5.4.

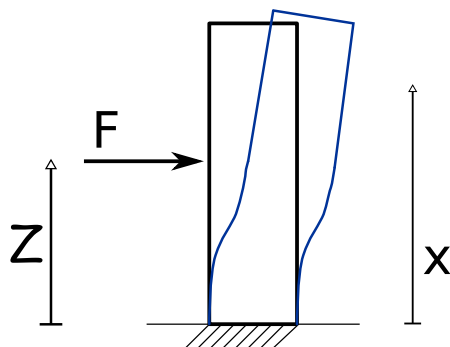


FIG. 5.4 – Schéma d'une console isolée du reste du bâtiment. Sous le point d'application de la force, le déplacement est dû à une déformation en flexion et au cisaillement. Au-dessus de ce point d'application, il n'y a pas de déformation mais un mouvement de corps rigide.

L'équation à résoudre est différente selon que l'on se situe en-dessous ou au-dessus du point d'application de la force. Au-dessus, dans le cas présenté à la figure 5.4, le moment et l'effort tranchant sont nuls dans la console et celle-ci subit un mouvement de corps rigide. En-dessous, l'effort tranchant est constant et la distribution de moment triangulaire, la console se déforme.

Le déplacement en flexion est trouvé en intégrant :

$$\frac{\partial^2 v_m}{\partial x^2} = \begin{cases} \frac{H \cdot (Z - x)}{EI} & \text{si } x \leq Z \\ 0 & \text{si } x > Z \end{cases}$$

et le déplacement dû au cisaillement, en intégrant :

$$\frac{\partial v_t}{\partial x} = \begin{cases} \frac{H}{GA'} & \text{si } x \leq Z \\ 0 & \text{si } x > Z \end{cases}$$

Il faut noter que A' représente la section réduite de la section considérée. Celle-ci varie selon

la forme de la section du mur. Elle vaut 5/6 de la section totale pour une section rectangulaire (voir [Cesc 01], chapitre 9.9).

Les conditions aux limites nécessaires sur la partie inférieure (partie de la console soumise à un moment et un effort tranchant) sont les blocages de la rotation et du déplacement transversal en base (hypothèse d'encastrement en base), pour l'intégration.

Comme conditions limites pour le tronçon supérieur (au-dessus du point d'application de la force), on utilise la valeur du déplacement et de la rotation de la poutre console au niveau du point d'application (Z) de celle-ci.

On obtient au final l'expression suivante pour le déplacement en tout point x de la console, suite à une force appliquée en Z :

$$v_{tot} = \begin{cases} F \cdot \left[\frac{Zx^2}{2EI} - \frac{x^3}{6EI} + \frac{x}{GA'} \right] & \text{si } x \leq Z \\ F \cdot \left[\frac{Z^2}{2EI} \cdot \left(x - \frac{Z}{3} \right) + \frac{Z}{GA'} \right] & \text{si } x > Z \end{cases}$$

5.3.1.3 Résolution

Les inconnues sont les coefficients $\rho_{i,j}$, qui représentent le ratio entre la force additionnelle reprise par le mur j à l'étage i et la force totale additionnelle due au séisme, transmise aux murs de contreventement au niveau i .

A chaque niveau, on a donc j coefficients $\rho_{i,j}$ inconnus. On peut écrire $(j-1)$ équations linéairement indépendantes, pour forcer l'égalité des déplacements de tous les murs à cet étage (par hypothèse). La jème équation permet de s'assurer que la somme des forces reprises par chaque mur est bien égale à l'effort sollicitant appliqué à l'étage considéré ($\sum \rho_{i,j} = 1$).

Il suffit de résoudre un système matriciel pour obtenir les différentes valeurs de $\rho_{i,j}$.

Grâce à ce système, on connaît la force appliquée à chaque niveau pour un mur considéré. On peut donc en déduire facilement les diagrammes d'effort tranchant et de moment totaux dans la console.

5.3.1.4 Comparaison des résultats avec Ossa2d

Afin de valider le modèle, on compare les résultats obtenus pour une configuration quelconque avec ceux obtenus par **Ossa2D**. On étudie un bâtiment de trois niveaux ayant chacun une hauteur de 2.8 mètres (paramètres voir tableau 5.3).

Les résultats (effort tranchant en base du bâtiment, pour chaque mur) pour ces paramètres sont donnés à la figure 5.5. Il est très heureux de constater que les résultats sont quasi identiques.

La différence avec et sans le terme de cisaillement n'est pas négligeable. Elle représente une augmentation de 20% pour le mur n° 2 et de 35% pour les murs n° 1 et n° 4.

Epaisseur murs [cm]	Longueur [cm]	Z étages [cm]	F étages [kN]	E [kN/cm ²]
19	$b_1 = 200$ $b_2 = 400$ $b_3 = 300$ $b_4 = 200$	280 - 560 - 840	100 - 200 - 300	350

TAB. 5.3 – Paramétrage du bâtiment envisagé : géométrie des murs, cote des différents planchers, valeurs des efforts appliqués à chaque plancher et module de Young.

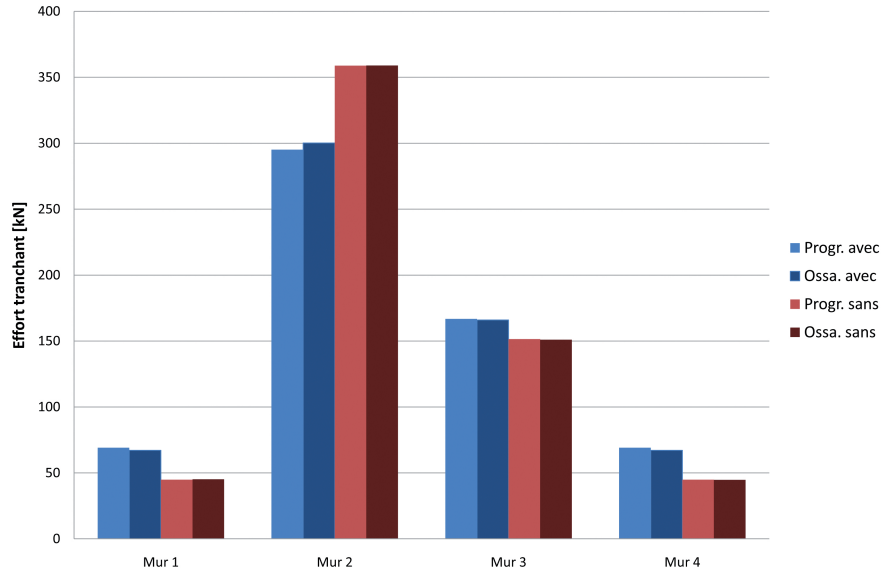


FIG. 5.5 – Comparaison entre les résultats obtenus avec ossa2D et avec le code de calcul (effort tranchant en base de chaque mur), **avec** ou **sans** la prise en compte des déformations dues au cisaillement.

5.3.1.5 Importance du terme de déformation due au cisaillement

Pour la configuration donnée en 5.5, on a déjà constaté une différence non négligeable avec et sans prise en compte de la déformation au cisaillement.

L'influence du terme de déformation à l'effort tranchant est analysé à la figure 5.6, pour plusieurs configurations. La déformation d'une console (paramètres voir tableau 5.4) a été représentée pour plusieurs tailles de murs.

Epaisseur [cm]	Longueur [cm]	Z étages [cm]	F étages [kN]	E [kN/cm ²]
19	$b_1 = 200$ $b_2 = 300$ $b_3 = 500$	280 - 560 - 840	100 - 200 - 300	350

TAB. 5.4 – Paramétrage des différentes consoles dont on calcule le déplacement

On constate que ce déplacement dû à la composante de cisaillement ne varie pas très fort en valeur absolue pour les différentes longueurs de murs considérées (décroissance selon une loi en $1/b_i$, ²). Cependant, le terme de déplacement dû à la flexion diminue, lui, considérablement quand son inertie augmente (décroissance en $1/b_i^3$, ³). L'importance relative du terme de cisaillement augmente donc considérablement lorsque la longueur du mur augmente et l'erreur commise en le négligeant s'accroît également.

²La composante de déplacement est une fonction de $1/GA'$

³La composante de déplacement est une fonction de $1/EI$

Au niveau de la répartition des efforts entre les différents murs, on peut constater à la figure 5.5 que le mur le plus chargé se retrouve plus chargé encore lorsqu'on ne tient pas compte de ce terme. En effet, c'est pour le mur le plus long que l'absence du terme de cisaillement augmente le plus la raideur (voir figure 5.6). Ce mur sera donc encore plus surchargé.

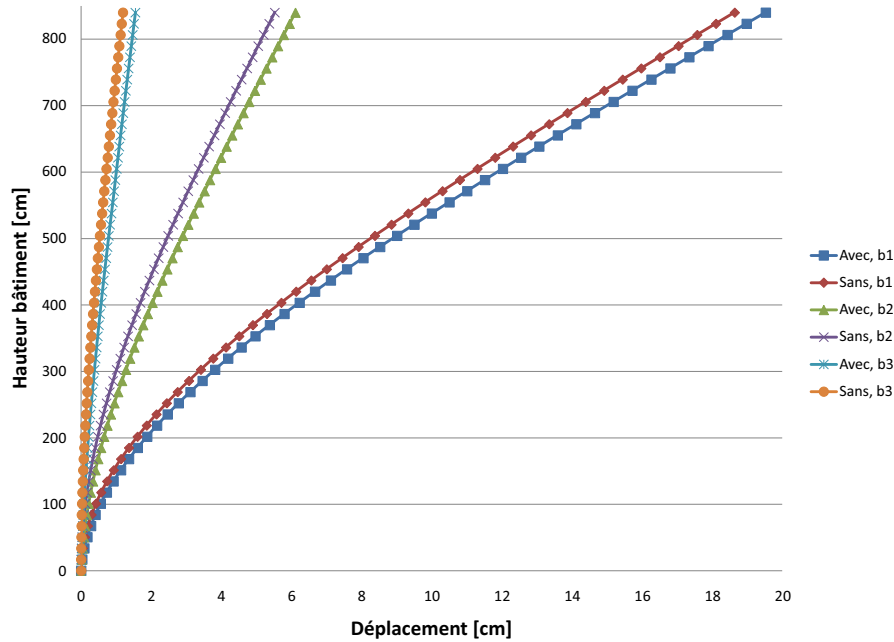


FIG. 5.6 – Comparaison des déplacements horizontaux totaux d'une console, en tenant compte ou non du terme de déformation dû au cisaillement : le calcul est mené pour différentes valeurs de longueur de murs.

5.3.2 Murs bi-encastrés à chaque étage : méthode 2

5.3.2.1 Hypothèses

- Les murs sont considérés comme bi-encastrés dans les planchers à chaque étage. Cela suppose que les planchers sont très rigides et que les connexions avec les murs sont assurées. Cet encastrement n'est pas parfait en réalité et on devrait tenir compte d'un encastrement élastique dans le plancher. Cependant, la raideur de celui-ci est difficile à quantifier. Ils sont également encastrés au niveau du sol où on fait l'hypothèse d'une boîte rigide en cas de cave.
- Les planchers sont indéformables dans leur plan.
- La contribution des linteaux et des baies au-dessus/en-dessous des ouvertures est négligée. Les planchers n'apportent aucune raideur supplémentaire.
- L'analyse est menée dans le domaine élastique linéaire.
- $G = 0.4E$, avec E calculé selon la méthode de l'EN6 ([Euro 04a]). De plus, afin de prendre en compte la rigidité fissurée des maçonneries en flexion et au cisaillement, il convient d'utiliser : $E = E/2$ ([Eurob]).
- Aucune redistribution des efforts entre les murs n'a été envisagée dans l'analyse.

5.3.2.2 Calcul du déplacement de la console

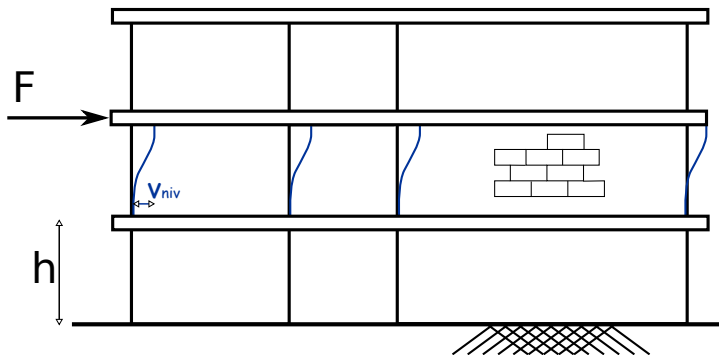


FIG. 5.7 – Murs bi-encastrés entre deux planchers à chaque niveau : déplacement relatif d'un plancher par rapport à l'autre

Le calcul du déplacement total du mur en chaque point s'effectue en intégrant l'équation de l'élastique (flexion et cisaillement). La différence avec le cas précédent réside dans la distribution du moment, qui est bi-triangulaire sur chaque étage, car les murs sont bi-encastrés. De plus on peut considérer chaque niveau indépendamment des autres.

Tous calculs faits, en considérant le même type de conditions limites, on obtient un déplacement relatif pour **chaque étage**, entre son sommet et sa base valant :

$$v_{niv} = F \cdot \left[\frac{h^3}{12EI} + \frac{h}{GA'} \right]$$

Avec h , la hauteur d'un niveau (entre deux lignes médianes successives de planchers) et A' la section réduite.

On pourrait envisager d'utiliser des hauteurs de murs réduites, en tenant compte de l'épaisseur des planchers, ce qui rendrait les murs plus trapus et donc plus raides (voir figure 5.8).

Cependant, il faudrait alors tenir compte de la raideur réelle du plancher car l'encastrement réel du mur n'est pas parfait et donc sa raideur est plus faible. Cette idée ne sera donc pas appliquée car il semble difficile de quantifier la raideur de ces planchers.

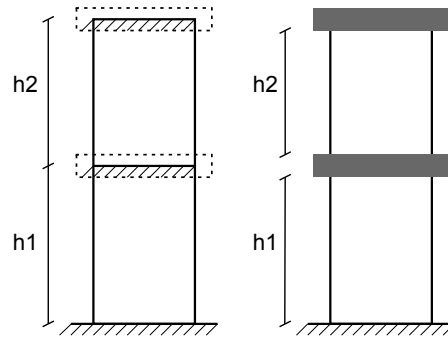


FIG. 5.8 – Prise en compte ou non de l'épaisseur des planchers dans le calcul de la hauteur d'un mur, lors de l'analyse de la structure en tenant compte de murs bi-encastés dans chaque plancher.

Comme on considère des murs bi-encastés, on peut répartir les efforts à chaque niveau sans tenir compte d'un couplage. La méthode est donc plus directe et ne demande pas la résolution d'un système d'équations. On peut cependant émettre le bémol que cette méthode peut faire intervenir un transit d'efforts dans la dalle de plancher, ce qui peut être complexe à calculer.

Avec K , la raideur d'un mur bi-encasté de la hauteur d'un étage, h :

$$K = \frac{1}{\left[\frac{h^3}{12EI} + \frac{h}{GA'} \right]}$$

et

$$\rho_j = \frac{K_j}{\Sigma K_j}$$

5.3.2.3 Importance du terme de déformation due au cisaillement

De la même façon qu'en 5.3.1.5, on visualise les déplacements mur au rez-de-chaussée du bâtiment évalué plus haut (paramètres voir tableau 5.5). En effet, on évalue ici chaque niveau à part.

On constate que l'importance du terme de cisaillement est encore plus grande dans le déplacement total que pour les murs en console (voir figure 5.9).

Epaisseur [cm]	Longueur [cm]	Z étage [cm]	F étage [kN]	E [kN/cm ²]
19	$b_1 = 200$ $b_2 = 300$ $b_3 = 500$	280	600	350

TAB. 5.5 – Paramétrage des différentes consoles dont on calcule le déplacement

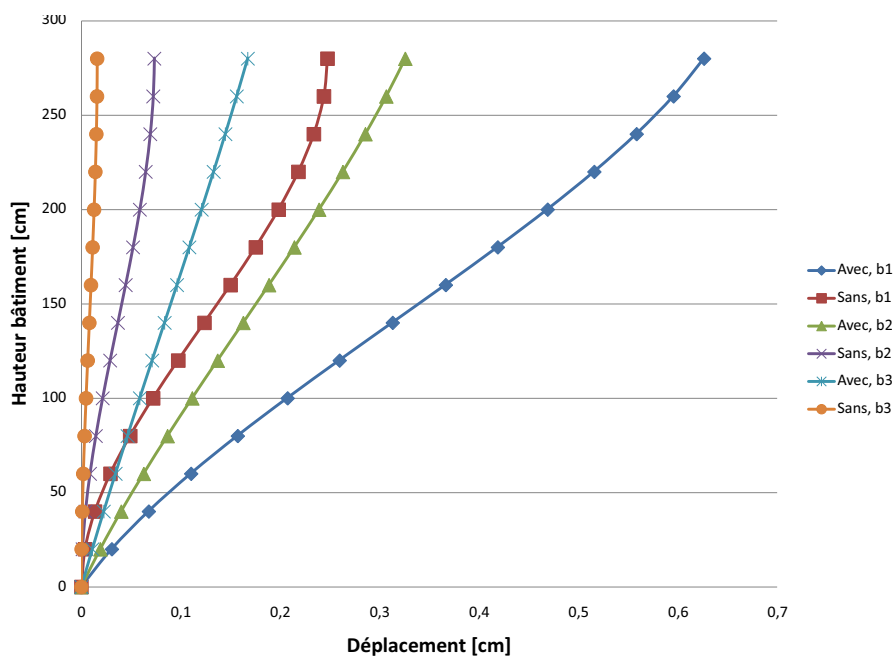


FIG. 5.9 – Comparaison des déplacements horizontaux totaux d'un niveau bi-encasté, en tenant compte ou non du terme de déformation due au cisaillement : le calcul est mené pour différentes valeurs de longueur de murs.

5.3.3 Murs d'une hauteur équivalente : méthode 3

5.3.3.1 Hypothèses

- Les murs sont des consoles, encastés à partir du niveau du sol. Lorsqu'il existe une cave, on fera l'hypothèse d'un fonctionnement en "boîte rigide". Il est laissé à l'utilisateur le soin de s'assurer que le bâtiment peut effectivement fonctionner comme tel. Leur hauteur est égale à une hauteur équivalente, déterminée ci-dessous, inférieure à la hauteur physique du bâtiment.
- La contribution des baies au-dessus/en-dessous des ouvertures est négligée. Les planchers n'apportent aucune raideur supplémentaire.
- On force un déplacement horizontal égal au niveau de la hauteur équivalente pour tous les murs. On imagine donc un bâtiment comportant un seul plancher indéformable en son sommet.
- L'analyse est menée dans le domaine élastique linéaire.
- $G = 0.4E$, avec E calculé selon la méthode de l'EN6 ([Euro 04a]). De plus, afin de prendre en compte la rigidité fissurée des maçonneries en flexion et au cisaillement, il convient d'utiliser : $E = E/2$ ([Eurob]).
- Aucune redistribution des efforts entre les murs n'a été envisagée dans l'analyse.

5.3.3.2 Calcul

Dans cette méthode, on calcule une **hauteur équivalente du bâtiment** telle que l'on obtiendrait les mêmes éléments de réduction globaux en base (M_b et T_b) si la force latérale totale était appliquée à cette hauteur équivalente (voir figure 5.10).

Pour le bâtiment réel on a :

$$\begin{aligned} T_b &= F_b \\ M_b &= \Sigma F_i \cdot z_i \end{aligned}$$

Pour le bâtiment de hauteur équivalente :

$$\begin{aligned} T_b &= F_b \\ M_b &= F_b \cdot h_{eq} \end{aligned}$$

On suppose ensuite que tous ces murs, de hauteur h_{eq} , sont en console et que le déplacement en leur sommet est identique pour tous. On répartit alors la force totale en base au prorata des raideurs de ces éléments :

On a par exemple pour le mur j :

$$K_j = \frac{1}{\left[\frac{h_{eq}^3}{3EI} + \frac{h_{eq}}{GA'} \right]}$$

$$T_j = \frac{K_j}{\Sigma_j K_j}$$

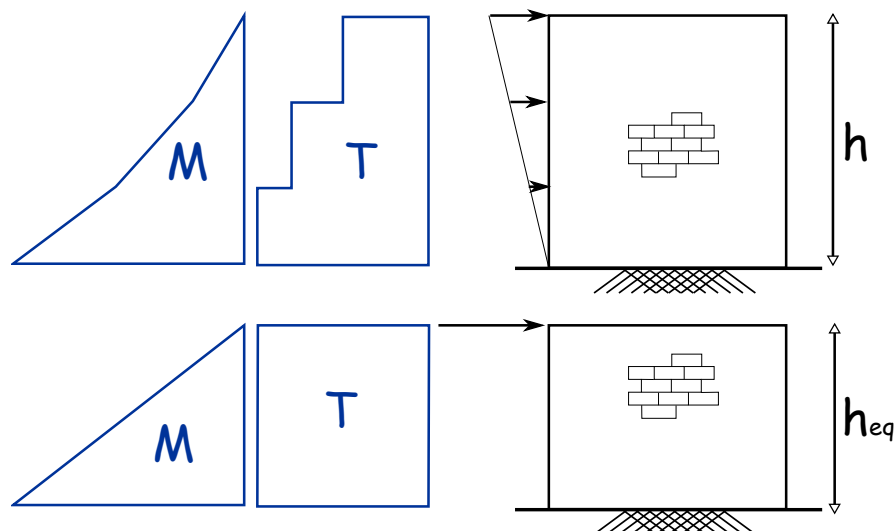


FIG. 5.10 – Hauteur équivalente du bâtiment : le bâtiment a une hauteur équivalente telle que qu'on obtient les mêmes éléments de réduction en base.

5.3.4 Dernière méthode : méthode 4

5.3.4.1 Hypothèses

- Les murs sont des consoles, encastés à partir du niveau du sol. Lorsqu'il existe une cave, on fera l'hypothèse d'un fonctionnement en "boîte rigide". Il est laissé à l'utilisateur le soin de s'assurer que le bâtiment peut effectivement fonctionner comme tel. On considérera donc que les étages sont encastés au niveau du sol.
- La contribution des linteaux et des pans de murs au-dessus/en-dessous des ouvertures est négligée. Les planchers n'apportent aucune raideur supplémentaire.
- L'analyse est menée dans le domaine élastique linéaire.
- A chaque niveau, les murs sont correctement connectés aux planchers afin de pouvoir transmettre les efforts sismiques du plancher aux contreventements.
- $G = 0.4E$, avec E calculé selon la méthode de l'EN6 ([Euro 04a]). De plus, afin de prendre en compte la rigidité fissurée des maçonneries en flexion et au cisaillement, il convient d'utiliser : $E = E/2$ ([Eurob]).
- Aucune redistribution entre les murs n'a été envisagée dans l'analyse.

5.3.4.2 Calcul

Cette dernière méthode est un peu hybride et n'a en fait pas trop d'intérêt dès lors qu'on dispose d'un code de calcul. On ne considère de couplage qu'au niveau où la force est appliquée (voir figure 5.11).

Pour une force sismique appliquée à un plancher à une cote Z , on ne tient compte que du couplage entre étages en Z et on néglige les autres. Les parties de murs subissant un mouvement de corps rigide sont négligées également. On répartit ensuite les forces sismiques au prorata des raideurs des murs sous le point d'application de la force. Ces raideurs varient pour chaque répartition d'efforts, en fonction de Z :

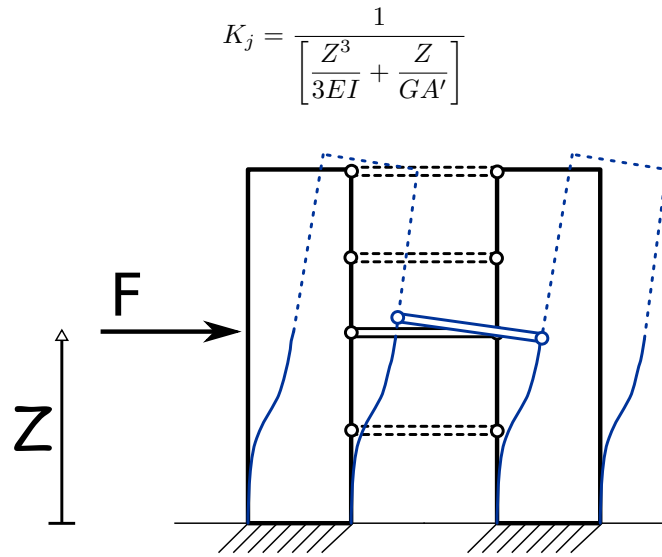


FIG. 5.11 – Répartition des efforts pour une force F appliquée en Z , pour la dernière méthode. On effectue la répartition des efforts à chaque niveau, sans se soucier du couplage des murs aux autres niveaux.

5.3.5 Comparaison des résultats

Les résultats obtenus pour la comparaison des méthodes d'analyse sont repris aux figures 5.12 et 5.13. On peut classer ces méthodes d'analyse en deux familles : avec murs en consoles ou avec murs biencastés. Les différentes méthodes sont :

- "Console/couplage/ h_{tot} " : première méthode envisagée considérant un couplage à chaque étage
- "Console/couplage/ h_{eq} " : troisième méthode, considérant une hauteur équivalente pour chaque mur
- "Console/non couplage/ h_{tot} " : dernière méthode envisagée
- "Biencastres/ h_{etage} " : deuxième méthode, considérant des murs bi-encastés entre planchers rigides à chaque étage.

Les erreurs relatives calculées pour la première famille sont données à la figure 5.14. L'analyse de référence par rapport à laquelle l'erreur est calculée est la méthode 1, considérant un couplage à chaque étage.

Ces trois premières méthodes fournissent des résultats similaires dans la forme (évolution linéaire du moment par lignes brisées). On peut constater à la figure 5.14 que l'erreur entre cette méthode de référence et les deux autres méthodes est assez variable. La valeur moyenne de l'erreur relative se situe autour de 20 pourcents en base et peut monter beaucoup plus haut dans les étages (voir figure 5.14(b) et 5.14(c)) .

Cette erreur n'est au fond pas si grave que ça, car les murs qui subissent la plus grande variation sont en fait les murs les moins longs (donc les moins résistants), qui n'ont qu'une importance marginale dans le calcul de la résistance totale du bâtiment. Ainsi les méthodes simplifiées pourraient convenir pour des calculs plus simples (à la main ou sur Excel) et donner une approximation correcte de la répartition des efforts sollicitants.

La différence notable entre les deux familles d'analyse réside bien entendu dans la valeur absolue des moments calculés. Les murs bi-encastés ont une hauteur qui ne dépasse jamais la hauteur d'un niveau, ce qui diminue considérablement les moments (jusqu'à 5 fois moins pour le mur le plus chargé).

Une autre différence est qu'un moment apparaît au sommet du dernier niveau, ce qui n'est pas le cas avec les autres méthodes. Mais si le mur n'est pas chargé par un plancher, il n'a presque aucune raideur en son sommet et ne peut donc pas reprendre de moment ni être considéré comme encasté. Le modèle n'est donc plus exact au dernier étage. On verra d'ailleurs par la suite que ce problème se posera de façon récurrente lorsqu'il s'agira de vérifier la bonne résistance de ces murs (sans aucune charge verticale et aucune résistance à la traction, la section est entièrement décollée au moindre moment appliqué). La distribution de moment sur ces murs devrait en réalité être triangulaire.

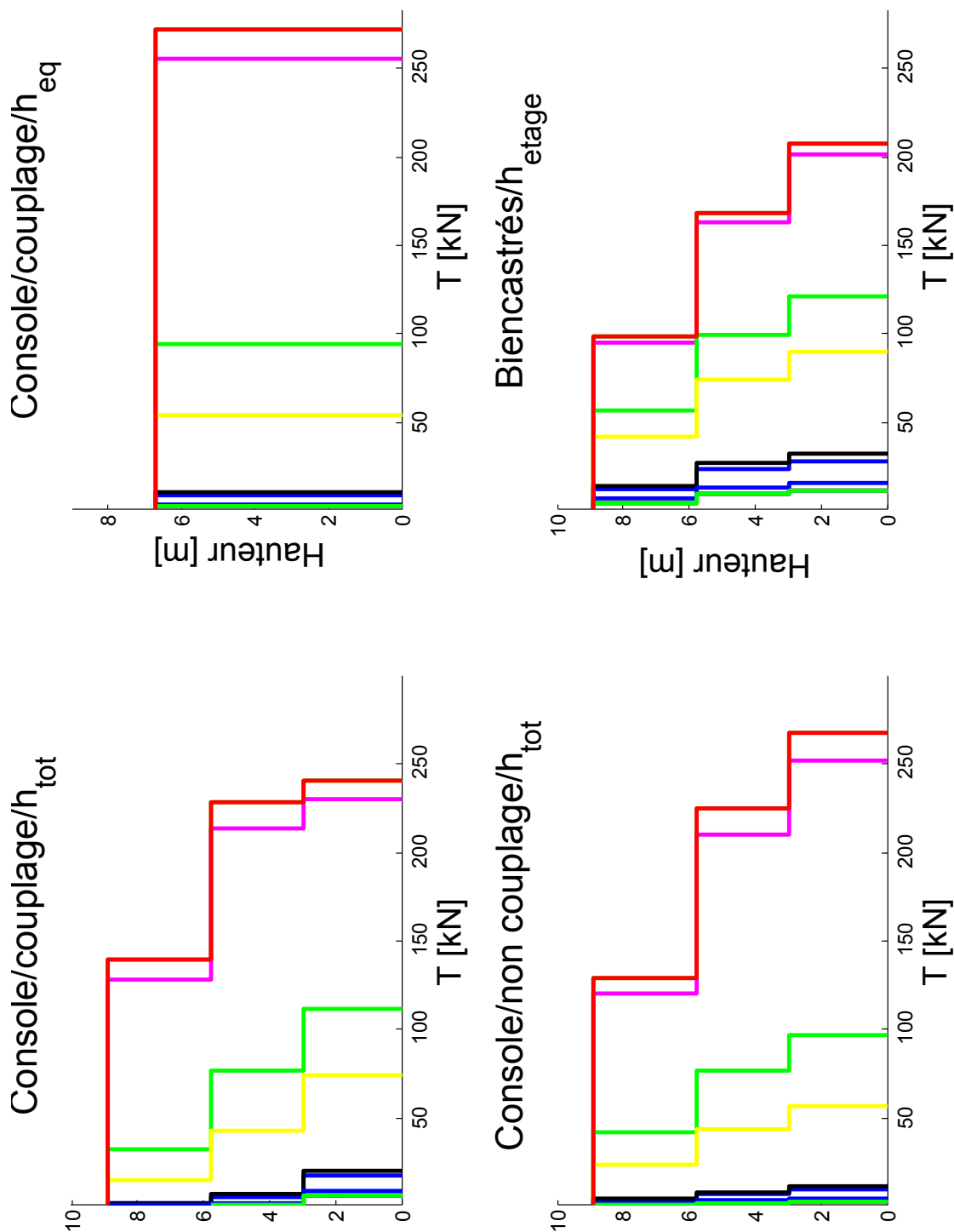


FIG. 5.12 – Comparaison de la répartition de l'effort tranchant dans les murs selon les différentes méthodes d'analyse

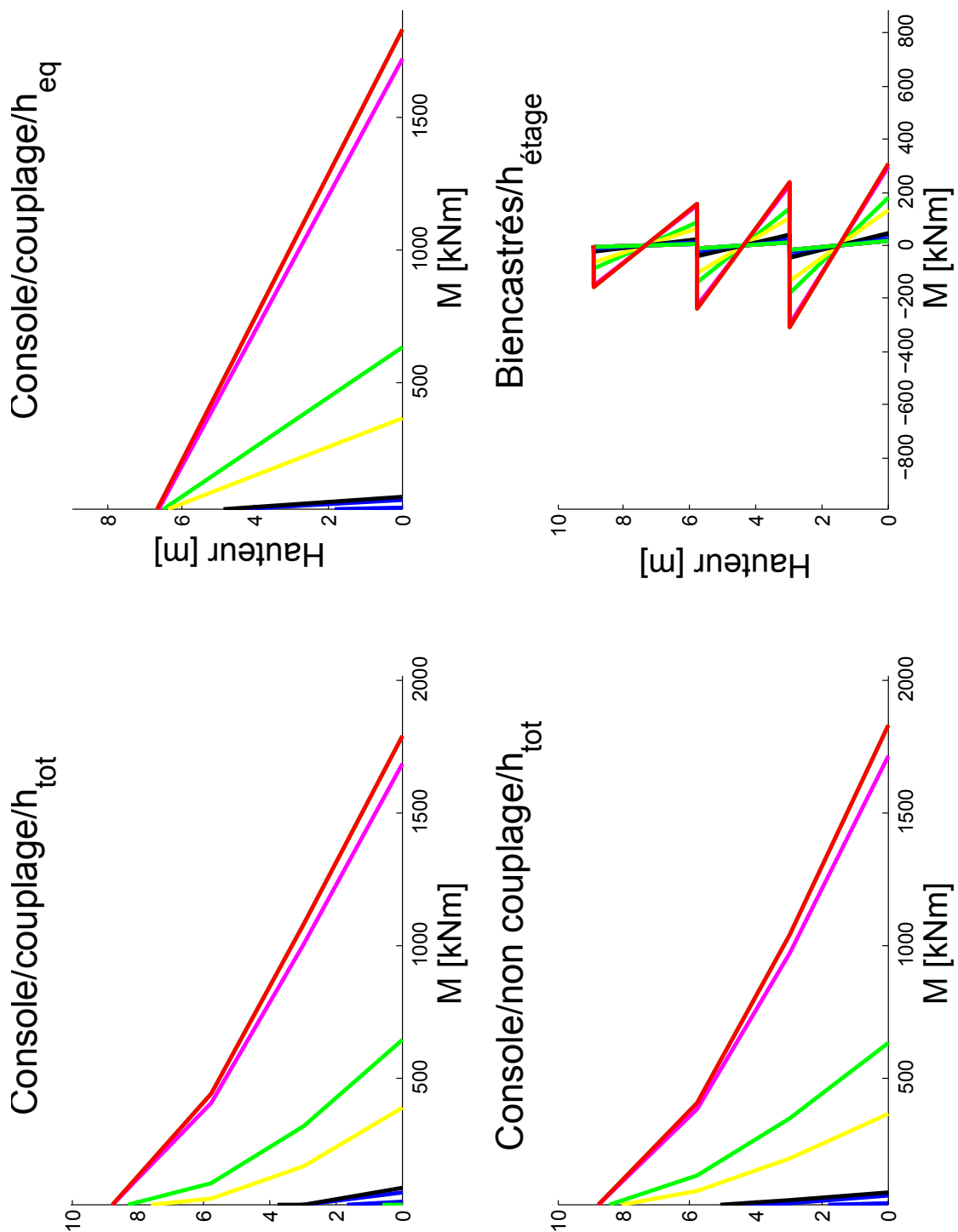
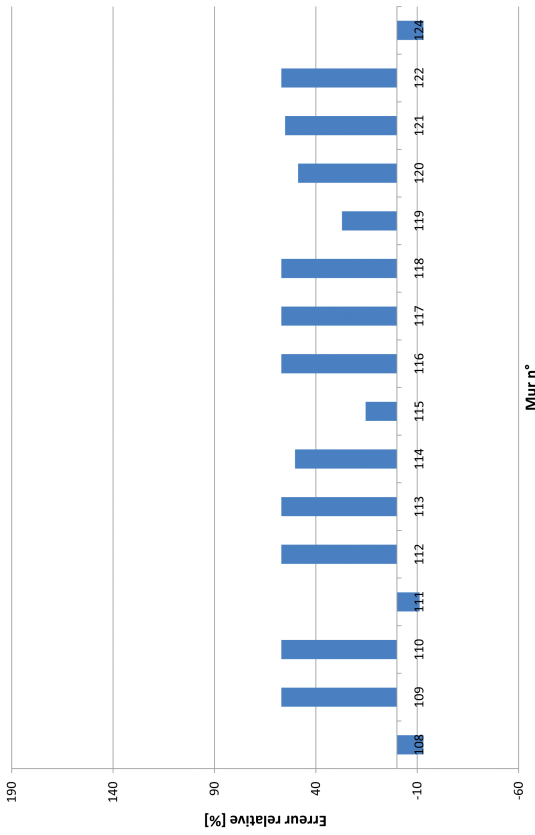
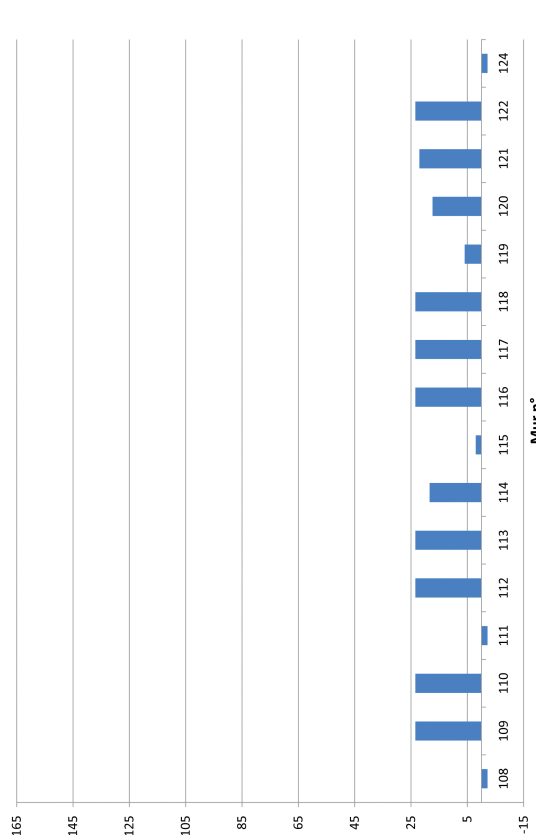


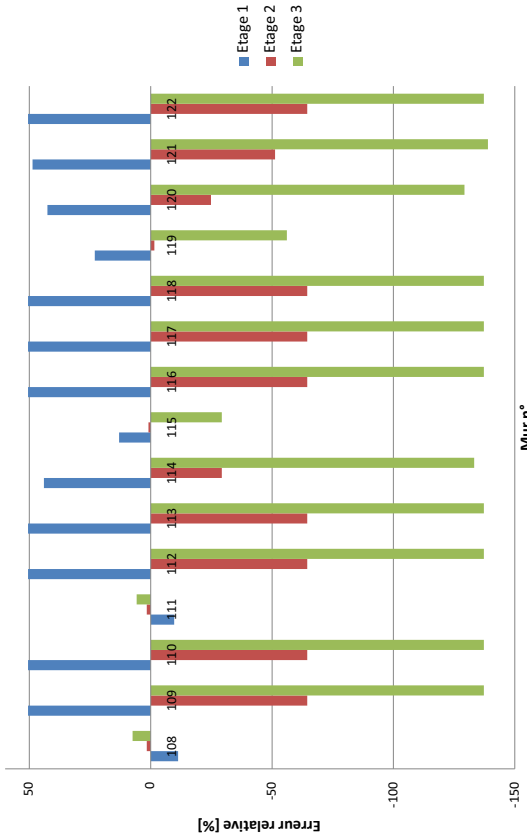
FIG. 5.13 – Comparaison de la répartition du moment dans les murs selon les différentes méthodes d'analyse



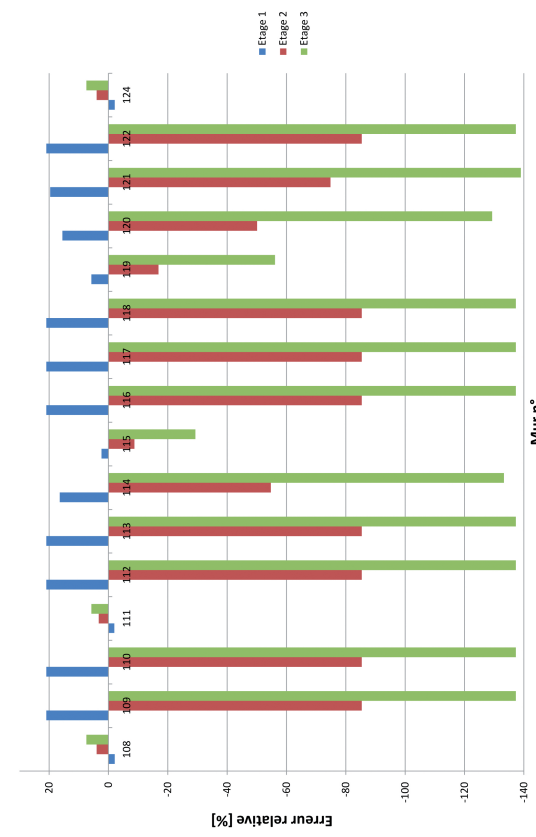
(b) Erreur sur la distribution d'effort tranchant avec couplage et avec hauteur équivalente (méthode 3, référence : méthode 1)



(d) Erreur sur la distribution de moment avec couplage et avec hauteur équivalente (méthode 3, référence méthode 1)



(a) Erreur sur la distribution d'effort tranchant avec et sans couplage (méthode 4, référence : méthode 1)



(c) Erreur sur la distribution de moment avec et sans couplage (méthode 4, référence : méthode 1)

FIG. 5.14 – Comparaison entre les distributions d'effort tranchant et de moment pour les 3 méthodes d'analyse considérant des murs en console (sans torsion). La méthode de référence est la méthode 1, pour laquelle on ne fait aucune approximation.

5.3.6 Choix d'une méthode d'analyse

La distribution réelle d'efforts devrait se situer entre les différentes méthodes d'analyse. Les murs doivent être en partie encastrés dans les planchers mais ceux-ci ne sont pas infiniment raides. Il faudrait être en mesure de quantifier la raideur des diaphragmes, ce qui est peu aisé. On choisira donc d'établir l'analyse des efforts sur base d'un modèle de murs en console, couplés à chaque étage (la première méthode envisagée).

Cette approche semble plus sécuritaire. En effet les moments calculés sont plus importants qu'avec une approche bi-encastrée. Elle s'intègre donc bien dans la philosophie qui consiste à diminuer le risque d'un dépassement des efforts entre la réalité et le modèle de calcul. Néanmoins afin de ne pas se pénaliser inutilement, on pourra utiliser un coefficient forfaitaire de diminution des moments dans les consoles⁴ (voir figure 5.15). Ce coefficient a pour but de tenir compte du travail "en portiques" de la structure. En effet, chaque console n'est pas isolée des autres. Des planchers, poutres, linteaux et consoles sont présents dans le bâtiment et assurent les jonctions entre consoles, leur conférant cet effet portique.

Celui-ci est toutefois limité car aucun armaturage n'a été prévu pour reprendre les moments aux jonctions console/linteaux. Ce coefficient sera paramétrable.

De plus, cette méthode d'analyse permet de mieux quantifier une interaction des murs entre eux sur toute la hauteur d'un bâtiment, via le couplage. La possibilité d'avoir des murs bi-encastrés dans chaque plancher considèrerait que les murs de chaque niveau agissaient indépendamment.

Cette optique nécessiterait, de plus, de devoir effectuer une vérification de la dalle sous les transferts de charges d'un mur à l'autre, ce qui est loin d'être évident.

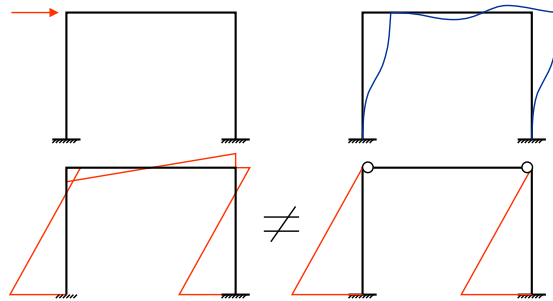


FIG. 5.15 – Le fonctionnement de la structure en portique réduit la valeur des moments appliqués en base des console.

5.4 Calcul de la période

5.4.1 Méthode

On peut assimiler le bâtiment modélisé globalement comme une console comportant autant de degrés de libertés qu'il y a de planchers et cela grâce à l'hypothèse des planchers indéformables, qui revient à considérer un seul déplacement par niveau.

La détermination des périodes et modes propres de vibrations pour des structures à N ddl peut se faire à partir du moment où l'on connaît la matrice de raideur du système, ce dont on ne dispose pas ici directement.

⁴proposition de H. Degée.

On dispose par contre d'un modèle permettant de calculer les déplacements du système tout entier à partir d'un état de chargement de la structure.

On applique donc successivement une charge unitaire concentrée au niveau de chaque plancher et on calcule les déplacements horizontaux de chaque étage. On peut donc construire la matrice de rigidité du système \mathbf{R} . L'élément $R_{i,j}$ de cette matrice est le déplacement au noeud i sous une force unitaire appliquée au noeud j (voir figure 5.16). Elle a les dimensions $[N \times N]$ et doit être symétrique.

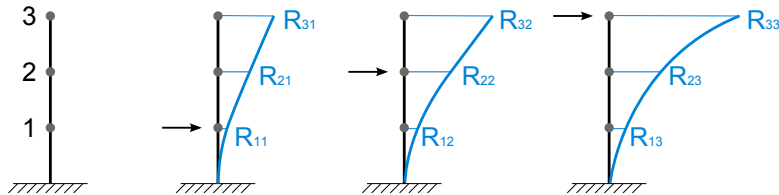


FIG. 5.16 – Détermination de la matrice de rigidité du bâtiment

La matrice de raideur du système, \mathbf{K} , est l'inverse de cette matrice. Pour un système dont les inconnues sont les x déplacements horizontaux des planchers, on trouve les fréquences et modes propres en résolvant :

$$\mathbf{K} \cdot \mathbf{x} - \omega^2 \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{x} = 0$$

La matrice des masses, \mathbf{M} , étant une matrice diagonale où chaque élément de celle-ci représente la masse concentrée à un étage. Cette masse concentrée comprend une composante de poids propre des murs ainsi que la somme des charges réparties appliquées au plancher. Cela a déjà été défini à la figure 4.7.

5.4.2 Validation

Afin de valider le programme, on a comparé différentes méthodes de calcul de la période pour différents exemples

- calcul simplifié Eurocode
- calcul analytique (lorsque c'est possible)
- programme

5.4.2.1 Cas 1 : quatre murs, un niveau

Dans ce premier test, on conserve les mêmes valeurs de charges qu'en 5.2. On considère que seuls deux murs supportent les planchers. On a un bâtiment carré de 7 m de côté, dont les murs ont une épaisseur de 19 cm.

Comme tous les murs ont les mêmes caractéristiques, on peut assimiler ce système à une simple console possédant une masse concentrée à son ddl libre (voir figure 5.17).

On calcule alors analytiquement :

$$\omega = \sqrt{\frac{\mathbf{K}}{\mathbf{M}}}$$

Où \mathbf{K} est la raideur cumulée des deux murs et \mathbf{M} la masse concentrée des charges du premier plancher et de la moitié de la hauteur des murs.

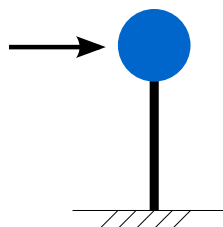


FIG. 5.17 – Le bâtiment est assimilé à une console dont la masse est concentrée en tête.

Les résultats sont fournis dans le tableau 5.6 et sont tous assez proches. Le calcul a été mené dans une seule direction car le bâtiment est symétrique.

	Programme	Eurocode	Analytique
T [s]	0.0433	0.0403	0.0431

TAB. 5.6 – Estimation de la période par le programme, la méthode de l'Eurocode et un calcul analytique : cas 1

5.4.2.2 Cas 2 : un niveau, une ouverture

On découpe une ouverture de 2m de large dans un des murs de la situation précédente (voir figure 5.18).

La raideur totale est égale à la somme des raideurs de l'étage et le calcul peut encore être réalisé analytiquement. Les résultats sont fournis au tableau 5.7.

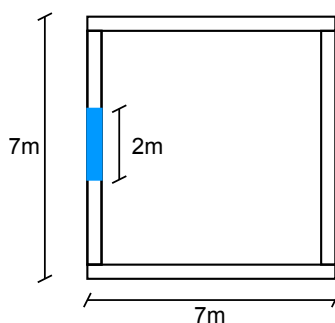


FIG. 5.18 – Géométrie du cas n° 2 utilisé pour comparer les calculs de période

5.4.2.3 Cas 3 : 2 niveaux, 2 ouvertures

On superpose deux niveaux identiques à celui créé ci-dessus. On calcule à l'aide d'OSSA2D, dans la direction du mur comprenant l'ouverture, le déplacement en chaque noeud sous charge unitaire pour obtenir la matrice \mathbf{R} . On peut ainsi obtenir la matrice de raideur par un autre biais que le programme sans toutefois tout calculer à la main.

Dans l'autre direction, les murs étant identiques, on peut considérer une console unique dont la raideur est le double de celle d'un mur seul.

	Programme	Eurocode	Analytique
T [s]	0.053	0.054	0.053

TAB. 5.7 – Estimation de la période par le programme, la méthode de l'Eurocode, un calcul analytique : cas 2, direction y

Les résultats sont fournis au tableau 5.8. Ils sont identiques de façon analytique et selon le programme, ce qui est à la fois normal, car la procédure suivie est la même, et en même temps réjouissant pour le programmeur. Le résultat s'écarte par contre de la formule calculée par l'Eurocode. On revient un peu plus bas sur une explication plausible de cette différence.

	Programme	Eurocode	Analytique
Ty (ouverture) [s]	0.11	0.18	0.11
Tx [s]	0.08	0.0126	0.086

TAB. 5.8 – Estimation de la période dans les deux directions principales par le programme, la méthode de l'Eurocode, un calcul analytique : cas 3

5.4.2.4 Cas 4 : bâtiment

Cet exemple est le même que celui utilisé pour comparer les méthodes d'analyse (voir en 5.2). On ne peut plus ici comparer une analyse basée sur un calcul analytique car la situation devient plus complexe.

La comparaison des périodes calculées est donnée au tableau 5.9. Les différences sont ici assez marquées ! Les modes propres associés aux différentes fréquences calculées par le programme sont données à la figure 5.19. Ils correspondent bien aux modes propres d'une console.

	Programme	Eurocode
Ty [s]	0.41	0.30
Tx [s]	0.304	0.24

TAB. 5.9 – Estimation de la période dans les deux directions principales par le programme et la méthode de l'Eurocode : cas 4

5.4.3 Comparaison de la méthode employée avec la formule approchée de l'Eurocode 8

On peut constater que les résultats s'éloignent lorsque les structures considérées se complexifient, mais restent toutefois dans les mêmes ordres de grandeur.

Tout d'abord il faut préciser que la formule simplifiée de l'Eurocode est fournie sans aucune explication quant à son élaboration. Les comparaisons que l'on peut réaliser restent donc limitées.

Cette formule ne fait nullement intervenir la notion de masse. Elle a sûrement été extrapolée sur base d'un modèle simplifié pour coller au mieux à la réalité.

Le calcul de la période par le logiciel permet, lui, de prendre en compte explicitement les différents éléments (raideurs et masses). Néanmoins, si la méthode de calcul explicite permet de calculer exactement la période correspondant à la structure modélisée, il n'est pas dit que la

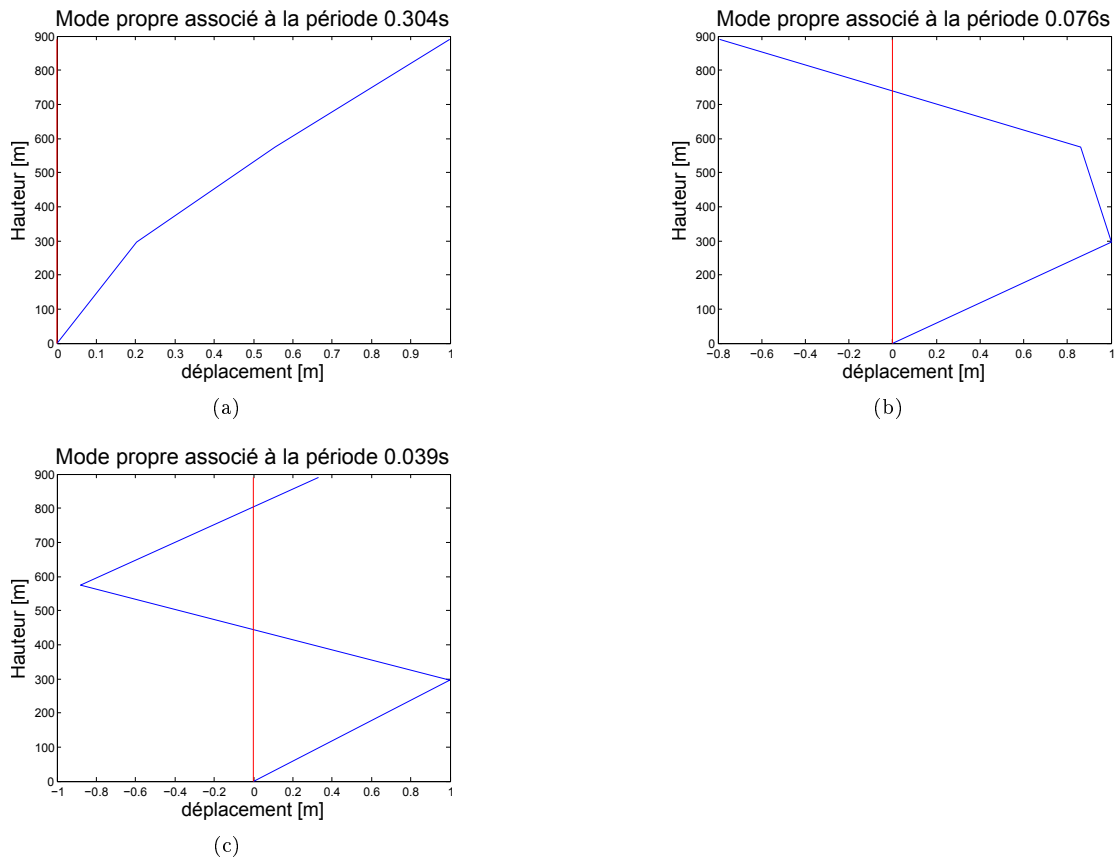


FIG. 5.19 – Comparaison entre les différents modes de vibrations pour le bâtiment considéré, pour un séisme dans la direction principale horizontale. Les modes sont normés.

structure modélisée représente exactement la réalité. En effet, la structure réelle est certainement plus raide car les planchers, baies, linteaux et autres apportent leur contribution, qui a été négligée dans ce modèle de calcul.

La structure réelle étant plus raide ($K \nearrow$) que ce qui est modélisé, on peut s'attendre à une diminution de la période réelle par rapport à la valeur calculée.

$$\omega = \frac{2\pi}{T} = \sqrt{\frac{K}{M}}$$

En conclusion, on conservera donc la formule de l'Eurocode pour estimer la période propre des bâtiments. On pourra toutefois comparer le résultat fourni par le programme à cette formule simplifiée.

5.5 Prise en compte de la torsion par la méthode des forces

5.5.1 Introduction

La torsion est une sollicitation qu'il ne faut pas oublier de prendre en compte lors d'une analyse de bâtiment soumis à séisme. En effet, si ces sollicitations vont avoir tendance à décharger certains murs, elles vont en surcharger d'autres, par rapport à une analyse ne la considérant pas.

La difficulté réside dans le choix du modèle. On tient compte de murs en console et de leur déformée sous effort tranchant. Cela implique que la position du centre de torsion se déplace d'un étage à l'autre. Elle devient une inconnue supplémentaire qu'il faut déterminer pour résoudre le problème.

Deux approches ont été développées ici. Dans la première, les forces sont les inconnues et dans la deuxième ce sont les déplacements.

5.5.2 Généralités

5.5.2.1 Hypothèses

Le calcul des sollicitations de torsion va nécessiter les hypothèses suivantes [Plum 09] :

- les planchers (diaphragmes) sont indéformables, non seulement dans leur plan, mais aussi verticalement (pas de déformation de flexion).
- la résultante V_i du mode de déformation purement translationnel peut être utilisée pour calculer le moment de torsion.
- les éléments résistants sont des cantilevers de la hauteur du bâtiment, encastés au niveau du sol.
- on ne considère aucune raideur de gauchissement propre des sections ni de torsion uniforme. Cette hypothèse peut s'avérer plus discutable car les noyaux d'ascenseurs et les cages d'escaliers sont justement créés pour avoir une certaine raideur en torsion. Néanmoins, à cause des portes et fenêtres qui les percent, il n'est pas envisageable d'en tenir compte, car le modèle ne prend pas en compte des linteaux ou autres.
- on ne considère que la raideur (flexion et cisaillement) d'axe fort d'un mur. On néglige sa raideur d'axe faible lorsqu'on calcule les différentes composantes de la raideur du bâtiment dans une direction. Cette hypothèse n'est pas trop forte car la raideur d'axe faible d'un mur sera toujours négligeable par rapport aux raideurs d'axe fort des murs qui lui sont perpendiculaires (les murs vraiment significatifs font plusieurs mètres de long pour une faible épaisseur $I_{yy} \gg I_{xx}$).
- on tient compte de la déformation de cisaillement dans le calcul du déplacement.

5.5.2.2 Sollicitations de torsion

On tient compte de sollicitations de torsion à chaque niveau, qui ont deux composantes ([Plum 09]) :

- la non coïncidence des centres de masse et de rigidité (=centre de torsion) pour un même niveau. Il s'agit d'une torsion "naturelle", inhérente à la géométrie de la structure.
- une torsion "accidentelle" supplémentaire, pour tenir compte des incertitudes (par exemple sur la localisation des masses) et de phénomènes additionnels.

Le moment additionnel dû à la torsion naturelle se calcule simplement à chaque niveau i , il est le produit de l'effort sismique appliqué à ce niveau et de l'excentricité à ce même niveau (distance entre centre de masse et centre de torsion).

$$M_{t,nat,i} = e_i \cdot F_i$$

Il faut y ajouter la torsion accidentelle à chaque étage. L'excentricité accidentelle est prise par convention égale à ([Euro 04c]) :

$$e_{a,i} = \pm 0.05 \cdot L_i$$

Où L_i est la dimension du plancher perpendiculaire à l'action sismique. On choisit le signe de l'excentricité additionnelle pour accentuer le moment de torsion naturel.

Le moment de torsion s'en déduit donc simplement

$$M_{t,acc,i} = (e_i \pm e_{a,i}) \cdot F_i$$

5.5.2.3 Fonctionnement du bâtiment

Les différents éléments peuvent réagir de deux façons différentes au moment de torsion appliqué à un étage.

Certains éléments peuvent être soumis à de la torsion uniforme. Ceux-ci peuvent bien entendu tous développer cette torsion, qui induit des contraintes tangentielles dans les éléments (voir figure 5.20). Néanmoins, la résistance offerte n'est vraiment significative que dans le cas où des éléments ont une section tubulaire. Comme les bâtiments étudiés auront toujours des portes et/ou fenêtres, aucune pièce ne saurait être considérée comme une section fermée.

Sinon le bâtiment va globalement subir une torsion non uniforme par flexion dans leur plan des différents murs. Le phénomène est explicité ci-dessous en 5.5.3 et aux figures 5.21 et 5.22.

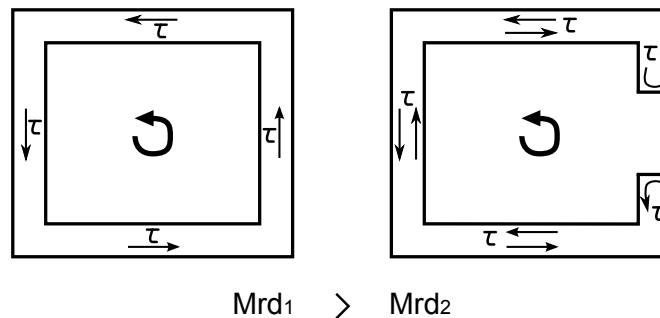


FIG. 5.20 – Flux des contraintes de cisaillement dans le cas de torsion uniforme. Les éléments tubulaires offrent la plus grande résistance à la torsion.

5.5.3 Calcul des efforts dus à la torsion

Une tentative de calcul des efforts de torsion est présentée ici. On verra que le calcul de ces efforts n'est pas si évident. Cette méthode ne fonctionne que partiellement mais est quand même

abordée.

Le calcul de la répartition des efforts de torsion dans les murs doit prendre en compte le couplage des murs à chaque étage. Pour ce faire, on réutilisera les expressions calculées en 5.3.1.2 pour obtenir le déplacement d'une console sous un effort V à une certaine cote x au-dessus du sol.

On mène indépendamment le calcul de répartition des efforts suite à l'action horizontale pure et suite au moment de torsion, car on a fait l'hypothèse d'une analyse élastique linéaire. On peut donc superposer les déplacements horizontaux, qui ont une dépendance linéaire à la force horizontale appliquée à une cote x au-dessus du sol.

On a donc le même nombre d'inconnues que précédemment (autant d'efforts tranchants additionnels dus à la torsion que de murs à chaque étage). On peut écrire $n_{murs} - 1$ équations de compatibilité en déplacement. En effet, le couplage par un diaphragme (supposé indéformable) indique que chaque plancher va subir un mouvement de corps rigide autour du centre de torsion de l'étage. Le déplacement d'un mur sera donc fonction de son éloignement par rapport au centre de torsion.

Un exemple est donné à la figure 5.21. Sous l'effet du moment dû à l'excentricité e_x , le plancher va subir un moment de torsion et donc une rotation. La condition de compatibilité s'écrit donc pour chaque mur j :

$$\frac{d_j}{l_j} = Cste$$

Où d_j est le déplacement du mur parallèlement à sa direction et l_j la position de sa fibre moyenne par rapport au centre de torsion. Les murs sollicités sont donc fléchis dans leur plan, on a de la torsion non uniforme.

De plus, il faut qu'à chaque étage, la répartition d'efforts tranchants sollicitants produise un effet équivalent à l'action du moment de torsion appliqué à cet étage. Il faut toutefois ici tenir compte de l'effort tranchant total (translation et torsion) :

$$\Sigma (V_{t,j} + V_{trans,j}) \cdot l_j = M_{sd,i}$$

Où $V_{t,j}$ est l'effort tranchant additionnel dû à la torsion, pour le mur j et $V_{trans,j}$ la composante d'effort tranchant additionnel qu'on obtiendrait si on empêchait la rotation du plancher (ce qu'on a calculé précédemment). $M_{sd,i}$ est le moment de torsion additionnel engendré au niveau i .

On a donc autant d'équations que d'inconnues et il suffit de résoudre le système linéaire, dont les inconnues sont les efforts tranchants additionnels à chaque étage.

La distribution d'efforts additionnels positifs ou négatifs à chaque étage doit être combinée avec la distribution d'efforts tranchants due au déplacement horizontal, calculé en 5.3.1.

On additionne les efforts dus à la torsion aux efforts transversaux, en conservant leur signe (voir figure 5.22). En effet, à cause de la torsion naturelle, certains murs seront toujours surchargés et d'autres déchargés par rapport à l'action transversale⁵.

⁵Une autre approche consiste à envisager une moyenne quadratique si on fait l'hypothèse que les modes en translation et en torsion ne vibrent pas de façon synchrone [Plum 09].

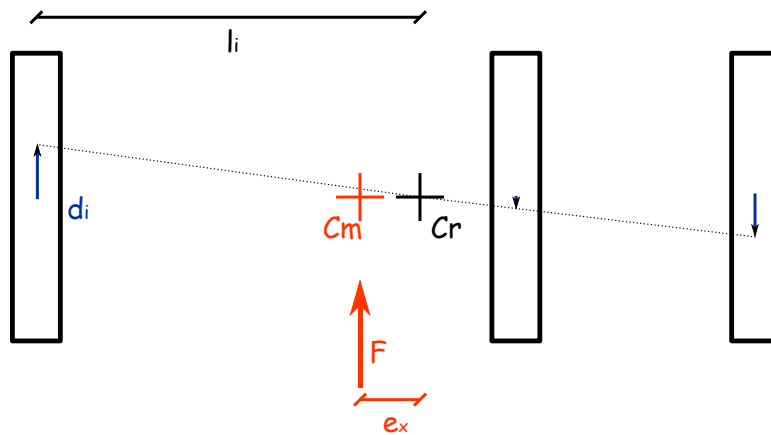


FIG. 5.21 – Rotation au niveau d'un étage : torsion non uniforme. En bleu le déplacement transversal de chaque mur.

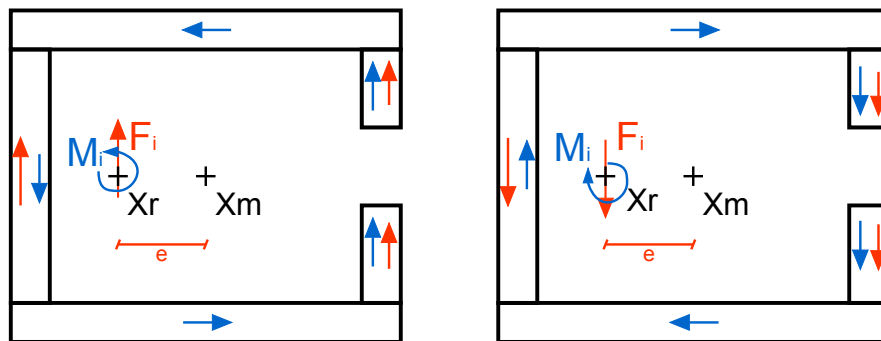


FIG. 5.22 – Répartition des efforts dus à l'action transversale (rouge) et à la torsion (bleu). La force sollicitante de chaque étage est appliquée au centre de masse. On transforme cette situation en une force transversale et un moment de torsion appliqués au centre de rotation.

5.5.4 Calcul de la position du centre de torsion

Il reste à calculer la position du centre de torsion au niveau de chaque plancher. Il ne peut plus être calculé simplement à cause de la prise en compte de la déformée d'effort tranchant et sa position n'est donc plus identique à chaque niveau. En effet, sa position varie à chaque étage car la raideur relative des contreventements varie également. De plus le couplage des consoles joue également un rôle. La position du centre de torsion devient donc une inconnue supplémentaire.

Lorsqu'on ne tient pas compte du terme de raideur dû au cisaillement, on calcule celle-ci de la façon suivante (cantilevers)

$$x_R = \frac{\sum K_j \cdot x_j}{\sum K_j}$$

où K_j représente la raideur d'une console j , de hauteur Z

$$K_j = \frac{3EI}{Z^3}$$

Le terme en Z^3 va se simplifier et x_R sera indépendant de l'étage considéré.

On peut estimer la position de ce centre de torsion, en tenant compte du terme de cisaillement, à une cote Z , en utilisant le terme ci-dessous comme terme de raideur. On verra alors que la position du centre de torsion va varier avec la cote Z

$$K_j = \frac{1}{\left(\frac{Z^3}{3EI} + \frac{Z\kappa}{GA}\right)}$$

Afin d'illustrer ce propos, on considère la répartition de mur de contreventement fournis au tableau 5.10. Le résultat est présenté à la figure 5.23. Pour les sections les plus haut perchées, le comportement en flexion devient déterminant et les deux courbes se rapprochent.

	mur 1	mur 2	mur 3	mur 4	mur 5
épaisseur [cm]	20				
longueur [cm]	200	400	300	450	350
position	-200	-150	20	160	200

TAB. 5.10 – Disposition fictive de murs servant à calculer une approximation de la position du centre de torsion, avec ou sans la prise en compte de la déformation de cisaillement. On suppose que tous les murs ont la même orientation. Leur position est donnée par rapport à l'origine des axes.

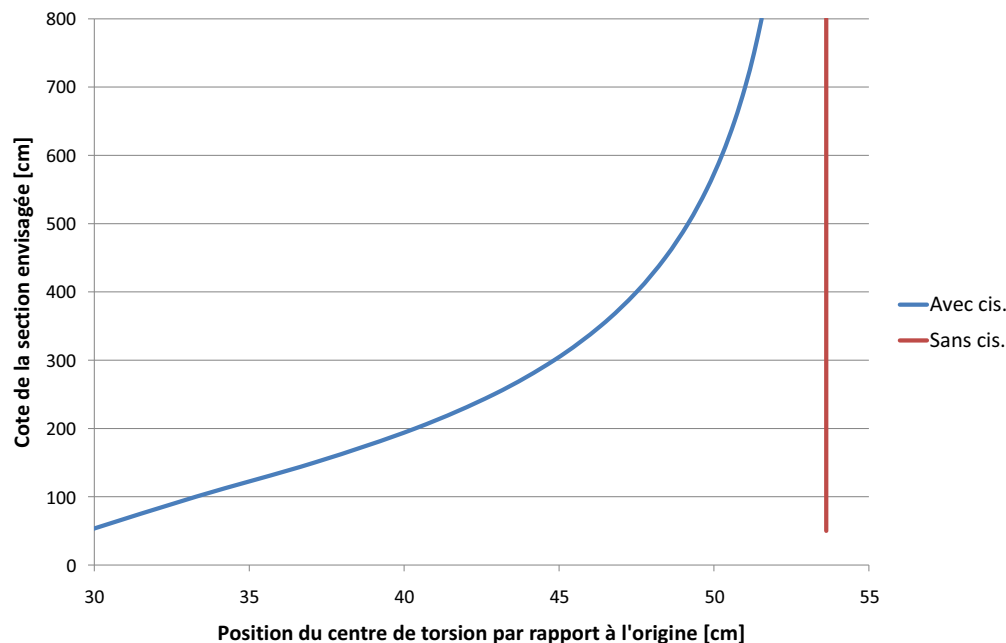


FIG. 5.23 – Evolution de l'estimation de la position du centre de torsion sur la hauteur d'un bâtiment, pour des éléments en console : on considère ou non dans cette approximation la composante de déformation de cisaillement.

Néanmoins, on verra que la position calculée du centre de torsion s'éloigne de cette approximation. Le calcul de sa position est mené ici de façon numérique, par itérations. Les coordonnées (x,y) des N centres de torsion (autant que d'étages) sont stockées dans un vecteur. On utilise les coordonnées de la position approchée ci-dessus comme valeurs initiales.

Pour une position donnée du centre de torsion, on calcule les efforts dans les différents murs selon la méthode exposée en 5.5.3. Celle-ci ne fait qu'imposer une condition de rotation et d'équilibre de moment.

On calcule alors la somme des forces dans chaque direction et on vérifie si elle est nulle (on ne considère que l'application du moment de torsion, la résultante transversale doit donc être nulle). Si ce n'est pas le cas, on déplace le centre de torsion du niveau où la somme des forces est la plus différente de 0 (on déplace une coordonnée à la fois, pour un niveau donné) pour diminuer ce déséquilibre (voir figure 5.24).

On déplace progressivement les différents centres de torsion à partir de leur position initiale jusqu'à atteindre une position d'équilibre pour tout le bâtiment. A cette position, la somme du produit des forces et de leurs bras de levier est égale au moment sollicitant additionnel de l'étage. La compatibilité des rotations autour du centre de torsion est assurée et la somme des forces dans chaque direction est (presque, au résidu près) nulle.

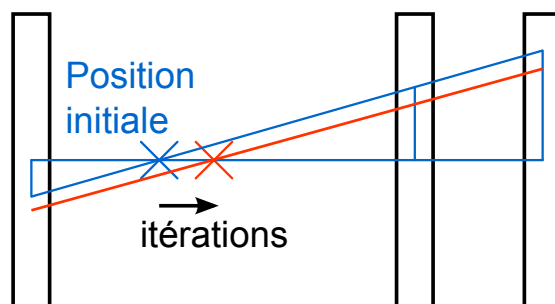


FIG. 5.24 – Détermination du centre de rotation par itérations. Pour une position fixée, on calcule la répartition des forces donnant le même moment sollicitant d'étage, M_{sd} . On vérifie ensuite si la somme de ces forces est bien nulle. Dans le cas contraire, on déplace la position du centre de torsion pour diminuer le déséquilibre horizontal.

5.5.5 Validation de la méthode

Afin de valider la méthode, on a pris un exemple "simple"⁶ dont la configuration est donnée à la figure 5.25 et au tableau 5.11. Celui-ci est composé de deux niveaux de 3m de haut sans aucune ouverture.

Une force de 50 kN est appliquée au premier niveau et une autre de 100 kN au second.

	mur 1	mur 2	mur 3	mur 4	mur 5
longueur [cm]	700	230	230	500	500
épaisseur [cm]	20	20	20	20	20
position [cm]	-340	200	340	-340	340

TAB. 5.11 – Caractéristiques des murs utilisés dans l'exemple de vérification de la méthode de recherche du centre de torsion. La position indique la distance entre la fibre moyenne du mur et l'origine.

La répartition des efforts additionnels à chaque niveau ainsi que la position du centre de torsion sont données dans le tableau 5.12. On va toutefois vérifier "à la main" que les différentes conditions sont bien respectées (équilibre de moment et compatibilité de rotation : voir tableau 5.13).

⁶Impossible à faire à la main et déjà trop compliqué pour que le solver d'Excel permette un résultat fiable

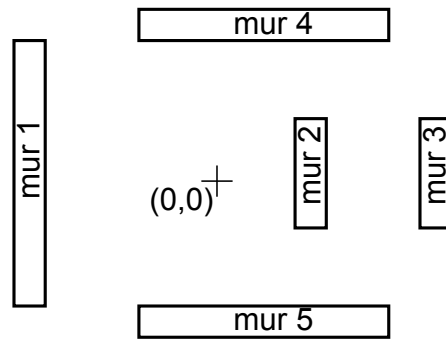


FIG. 5.25 – Configuration utilisée pour tester la méthode de recherche du centre de torsion, plan type d'un niveau.

	F1	F2 [kN]	F3 [kN]	F4 [kN]	F5 [kN]	Σy [kN]	Σx [kN]	x_R [cm]
Niveau 1	-6,6	2,6	4,0	3,4	-3,4	0	0	-248.7
Niveau 2	-13,6	6,0	7,6	-38,7	38,7	0	0	-268.4

TAB. 5.12 – Répartition des efforts **additionnels** à chaque niveau, dus à la torsion.

Une petite remarque doit être faite sur le signe des efforts obtenus. Si on soumet quatre murs à un moment positif de torsion (voir figure 5.26), ils vont subir une rotation sous l'effet des forces appliquées. Pour que la contribution $x \cdot F$ ou $y \cdot F$ au moment soit positive pour chaque mur, on constate que les forces horizontales ont un signe positif sans le sens contrainte de celui de l'axe x. Dans cet exemple, si le bras de levier a un signe négatif, la force doit être négative pour apporter une contribution positive au moment de torsion total.

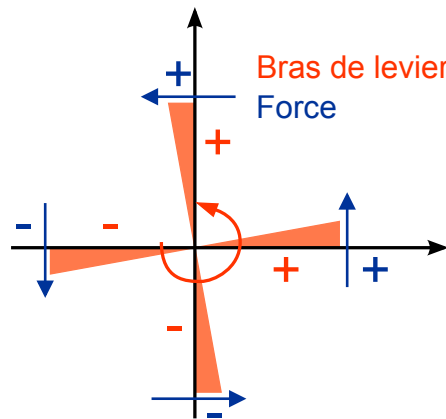


FIG. 5.26 – Signe des efforts calculés par la méthode de résolution présentée. Le moment de torsion et la rotation sont positifs. Une force horizontale sera calculée positive si elle a un sens contraire au sens de l'axe, afin que sa contribution bras de levier x force au moment total soit positive.

Seule l'abscisse du centre de torsion est fournie. En effet, les murs horizontaux sont identiques et l'ordonnée du centre de torsion sera située au milieu, elle vaut donc 0.

On calcule le moment additionnel sollicitant à l'étage i

$$M_{sd,1,i} = F_i \cdot (x_{R,i} - x_{M,i} \pm e_{acc})$$

	Mur 1	Mur 2	Mur 3	Mur 4	Mur 5
R_{11} [cm/kN]	0,000229	0,001827	0,001827	0,000381	0,000381
R_{22} [cm/kN]	0,000727	0,011263	0,01126	0,001502	0,001502
R_{12}/R_{21} [cm/kN]	0,000296	0,003729	0,003729	0,000566	0,000566
Deplacement 1 [cm]	-0,0055	0,0272	0,0357	-0,0206	0,0206
Deplacement 2 [cm]	-0,0118	0,077	0,1006	-0,0562	0,0562
Excentricité 1 [cm]	-91,3	448,7	588,7	340,0	-340,0
Excentricité 2 [cm]	-71,6	468,4	608,4	340,0	-340,0
Rotation 1 [°]	6,06E-05	6,06E-05	6,06E-05	6,06E-05	6,06E-05
Rotation 2 [°]	1,65E-04	1,65E-04	1,65E-04	1,65E-04	1,65E-04

TAB. 5.13 – Valeurs recalculées sur Excel à partir des résultats finaux (forces et coordonnées du centre de torsion) du programme pour vérifier la compatibilité en rotation autour de X_R .

Et le moment additionnel effectivement sollicitant à l'étage i , en combinant les contributions des j murs

$$M_{sd,2,i} = \sum_j (x_j - x_{R,i}) \cdot (V_{trans,j} + V_{rot,j})$$

où $V_{rot,j}$ représente l'effort tranchant additionnel introduit dans le mur à l'étage i et $V_{trans,j}$ l'effort tranchant additionnel dans le mur si on ne prend pas la torsion en compte. On vérifie de cette façon que le moment total de la "section", $M_{sd,2,i}$, est bien égal au moment sollicitant au niveau du plancher, $M_{sd,1,i}$.

Toutes les conditions sont donc bien vérifiées et on peut supposer que la répartition des efforts sera bien celle décrite ci-dessus.

5.5.6 Application à un bâtiment

Cette méthode fonctionne assez bien dans des cas simples mais a beaucoup de mal à converger dans des cas plus complexes. En effet la méthode de convergence n'est pas très puissante.

A partir de la position initiale, on déplace le centre de torsion avec un certain pas (Δx ou Δy , pris égal à $1/500$ e de la plus grande longueur de bâtiment). Le problème est qu'à un moment on peut passer successivement de part et d'autre du centre de torsion (la solution oscille), et il faut réduire ce pas pour converger. Toute la difficulté réside dans la condition à poser pour effectuer cette réduction de pas. Si cela est fait trop tôt, on risque de ne jamais converger vers la position exacte dans les étages les plus hauts. Si cela est fait trop tard, le système risque de se déstabiliser.

De plus quand le nombre de murs augmente, la taille de la matrice à inverser augmente également, ce qui augmente encore le temps nécessaire pour converger vers la solution.

Un autre problème est le critère d'arrêt à considérer. Il faut que l'équilibre des forces rende une valeur nulle (tout du moins approchante : on a alors un résidu) à chaque niveau et dans les deux directions, car on applique seulement un moment de torsion. Toute la subtilité réside dans la définition d'un résidu approchant zéro. On peut par exemple définir le résidu acceptable comme une fraction de l'effort total par étage ou par rapport à la moyenne des efforts s'exerçant à un niveau.

Les deux ont leurs avantages et inconvénients. En définissant un résidu par rapport à la force par étage, on peut décider de ne pas s'acharner à calculer des efforts de torsion si ceux-ci ne sont pas significatifs. Mais on peut alors arrêter le calcul sur une position erronée du centre de torsion et la position réelle risquerait de donner d'autres efforts, pas forcément négligeables. Quelques tests plus approfondis ont montré que cette méthode n'était absolument pas robuste. De petites erreurs de précisions peuvent perturber la distribution des efforts.

Pour toutes ces raisons, une autre méthode, dérivée de celle-ci a été développée.

5.6 Prise en compte de la torsion par la méthode des déplacements

5.6.1 Introduction

La méthode des déplacements dérive en quelque sorte de la méthode précédente. On réutilisera les matrices de rigidité calculées précédemment et on suivra globalement le même genre de procédure. Les hypothèses sont identiques aux hypothèses formulées en 5.5.2.1.

Le but est d'obtenir une méthode ne nécessitant pas d'itérations pour converger et donc beaucoup plus robuste et rapide.

5.6.2 Méthode des déplacements

5.6.2.1 Explication de la méthode

Cette méthode considère les inconnues principales comme étant les déplacements des murs à chaque niveau. Néanmoins tous ces déplacements ne sont pas indépendants, car les planchers sont supposés infiniment rigide. Deux déplacements transversaux d'un point du plancher et une rotation autour de celui-ci sont suffisants pour décrire le déplacement de chaque mur.

Dans l'approche précédente, on calculait la rotation autour du centre de torsion. Dans l'approche des déplacements, peu importe le point de référence choisi. En effet, la rotation sera la même quel que soit le point de référence (voir figure 5.27). Si on choisit un point différent du centre de torsion, le déplacement transversal calculé sera automatiquement adapté.

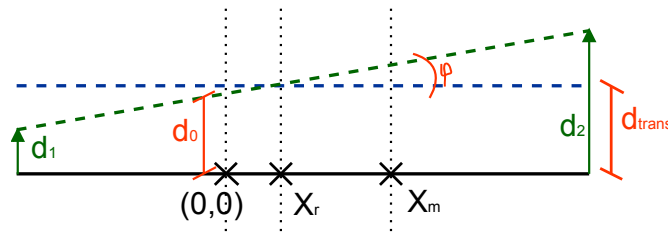


FIG. 5.27 – Rotation autour d'un point de référence : exemple de deux murs de longueur différente. Quel que soit le point de référence choisi (le centre de rotation, l'origine, ou le centre de masse), on calcule son déplacement transversal ainsi que la rotation autour de ce point pour déterminer le déplacement de tous les murs. d_{trans} représente le déplacement qu'auraient les murs si la torsion n'était pas prise en compte.

On doit donc déterminer deux translations et une rotation par niveau. Seuls des équilibres statiques seront utilisés pour déterminer ces inconnues (deux équilibres transversaux et un équilibre de moment par niveau).

On n'utilisera plus ici les matrices de rigidité, déterminées dans la méthode des forces, mais des matrices de raideur, \mathbf{K} , qui sont en fait les matrices inverses des matrices de rigidité. Le terme $K_{i,j}$ représente la force à appliquer au noeud i pour un déplacement unitaire au noeud j , les autres noeuds restant fixes.

Afin de simplifier et d'explicitier la méthode qui devrait être suivie, on va développer la résolution théorique d'un exemple.

5.6.2.2 Exemple développé

Cet exemple comporte trois murs courant sur deux niveaux de 3 mètres chacun. Une force de 100 kN est appliquée au deuxième plancher et une force de 50 kN est appliquée au premier plancher. Les paramètres géométriques sont donnés dans le tableau 5.14 et à la figure 5.28. On suppose que le centre de masse est situé au milieu du plancher, soit à 30 cm de l'origine à partir de laquelle les positions des murs sont mesurées.

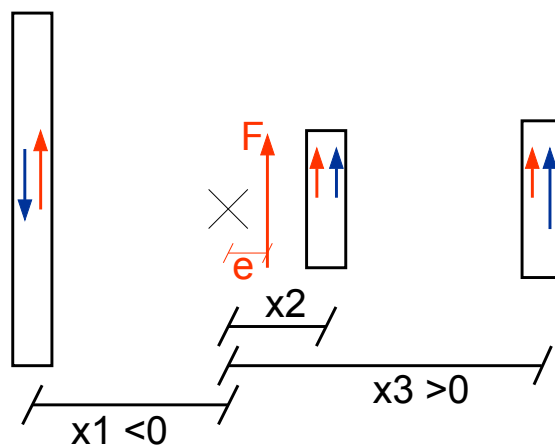


FIG. 5.28 – Configuration géométrique utilisée pour développer l'exemple théorique de la méthode des déplacements. La composante d'effort tranchant due au déplacement transversal seul est représentée en rouge et la composante due à la torsion est colorée en bleu.

	b [cm]	t [cm]	X [cm]
mur 1	700	20	-340
mur 2	230	20	100
mur 3	300	20	400

TAB. 5.14 – Paramètres des murs présents

Dans ce cas, on a un total de 4 inconnues. En effet, on ne considère aucun mur horizontal, donc il n'y a pas lieu de calculer un déplacement du point de référence selon x . Le point de référence est l'origine des axes et on a

- d_1 : déplacement transversal de l'origine au niveau 1,
- d_2 : idem au niveau 2,
- φ_1 rotation du plancher autour de l'origine au niveau 1 (comptée positivement dans le sens trigonométrique),
- φ_2 : idem au niveau 2.

A partir de là on peut calculer le déplacement horizontal absolu pour un mur en particulier. Par exemple, on a pour le déplacement du mur n° 1 au premier niveau :

$$v_{11} = d_1 + \varphi_1 \cdot x_1$$

avec x_1 la distance entre l'origine et la fibre moyenne du mur.

De la même façon on peut calculer les déplacements de chaque mur à chaque niveau. On dénomme \mathbf{V}_j , le vecteur contenant les déplacements du mur j à chaque noeud (première compo-

sante : déplacement absolu au premier niveau ; deuxième composante ...). Ils ont la dimension 2 lignes x 1 colonne dans cet exemple.

Par définition, on calcule les forces à appliquer en chaque noeud telles que le déplacement des noeuds du mur soient \mathbf{V}_j . Celles-ci sont stockées dans le vecteur \mathbf{R}_j , tel que

$$\mathbf{R}_j = \underline{\mathbf{K}}_j \cdot \mathbf{V}_j$$

La somme des forces dans la direction du séisme à un niveau i doit être égale à la force appliquée au plancher à ce niveau :

$$\begin{aligned} \mathbf{F}_{sd} &= \sum_j \mathbf{R}_j \\ &= \underline{\mathbf{K}}_1 \cdot \mathbf{V}_1 + \underline{\mathbf{K}}_2 \cdot \mathbf{V}_2 + \underline{\mathbf{K}}_3 \cdot \mathbf{V}_3 \\ &= \underline{\mathbf{K}}_1 \cdot (\mathbf{d} + \varphi \cdot x_1) + \underline{\mathbf{K}}_2 \cdot (\mathbf{d} + \varphi \cdot x_2) + \underline{\mathbf{K}}_3 \cdot (\mathbf{d} + \varphi \cdot x_3) \end{aligned}$$

où \mathbf{F}_{sd} est un vecteur contenant les forces appliquées à chaque plancher.

De même pour le moment créé, par rapport à l'origine :

$$\begin{aligned} \mathbf{F}_{sd} \cdot \mathbf{e} &= \underline{\mathbf{K}}_1 \cdot \mathbf{V}_1 \cdot x_1 + \underline{\mathbf{K}}_2 \cdot \mathbf{V}_2 \cdot x_2 + \underline{\mathbf{K}}_3 \cdot \mathbf{V}_3 \cdot x_3 \\ &= \underline{\mathbf{K}}_1 \cdot (\mathbf{d} + \varphi \cdot x_1) \cdot x_1 + \underline{\mathbf{K}}_2 \cdot (\mathbf{d} + \varphi \cdot x_2) \cdot x_2 + \underline{\mathbf{K}}_3 \cdot (\mathbf{d} + \varphi \cdot x_3) \cdot x_3 \end{aligned}$$

Où \mathbf{e} représente la position du centre de masse par rapport à l'origine.

Au final, si on crée un vecteur avec les inconnues \mathbf{d} et φ , on a une relation matricielle :

$$\begin{pmatrix} \underline{\mathbf{K}}_1 + \underline{\mathbf{K}}_2 + \underline{\mathbf{K}}_3 & \underline{\mathbf{K}}_1 \cdot x_1 + \underline{\mathbf{K}}_2 \cdot x_2 + \underline{\mathbf{K}}_3 \cdot x_3 \\ \underline{\mathbf{K}}_1 \cdot x_1 + \underline{\mathbf{K}}_2 \cdot x_2 + \underline{\mathbf{K}}_3 \cdot x_3 & \underline{\mathbf{K}}_1 \cdot x_1^2 + \underline{\mathbf{K}}_2 \cdot x_2^2 + \underline{\mathbf{K}}_3 \cdot x_3^2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{d} \\ \varphi \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mathbf{F} \\ \mathbf{F} \cdot \mathbf{e} \end{pmatrix}$$

A partir de ces inconnues fondamentales, il est très aisé de retrouver les déplacements de chaque mur à chaque niveaux et ensuite la répartition des efforts dans le mur j

$$\mathbf{T}_{sd,j} = \underline{\mathbf{K}}_j \cdot \mathbf{V}_j$$

Dans la méthode précédente, on ajoutait l'effet de l'excentricité additionnelle en accentuant la distance entre le centre de rotation (dont on connaissait la position) et le centre de masse. Cela n'est plus possible ici car le centre de torsion est implicitement contenu dans le résultat des calculs.

On s'y prend donc en deux fois pour calculer la distribution des efforts. Un premier calcul est réalisé, sans prise en compte de l'excentricité accidentelle. Il permet de calculer une position de centre de torsion. Connaissant la position du centre de masse, on ajoute l'excentricité additionnelle pour accentuer son éloignement du centre de torsion. On recalcule ensuite les différents efforts⁷.

⁷Cette méthode n'a pas été testée dans les règles de l'art et mériterait qu'on se penche sur son cas pour s'assurer de son exactitude.

Pour localiser le centre de torsion, on réalise d'abord le calcul du déplacement de la structure sans autoriser la torsion. On calcule ensuite les déplacements en autorisant la torsion et on localise le point dont le déplacement transversal est identique au déplacement sans torsion (voir figure 5.27).

5.6.2.3 Résultats numériques pour cet exemple simple

Les résultats numériques pour la distribution des forces sont donnés au tableau 5.15, en comparant les deux méthodes de calcul. Les résultats sont très, très proches, car le critère d'arrêt était assez drastique (résidu assez faible). En contrepartie le temps de convergence a été assez long dans la méthode des forces. On peut augmenter ce critère d'arrêt, mais il faut être sûr de bien maîtriser celui-ci pour ne pas obtenir de résultat erroné.

Les déplacements absolus sont donnés à la figure 5.29. Les déplacements sont confondus pour les deux méthodes et prennent en compte une excentricité additionnelle. On constate également sur ce graphique que la position du centre de torsion varie d'un étage à l'autre.

		mur 1 [kN]	mur 2 [kN]	mur 3 [kN]	Xr [cm]
Niveau 1	Forces	17.0481	13.4356	19.5102	-215.6240
	Déplacements	17.0528	13.4365	19.5107	-215.6438
Niveau 2	Forces	39.9879	12.3505	47.6556	-233.3490
	Déplacements	39.9930	12.3507	47.6563	-233.3634

TAB. 5.15 – Résultats de la distribution des efforts selon les deux méthodes possibles. On a volontairement gardé un nombre élevé de décimales pour faire la distinction entre les deux.

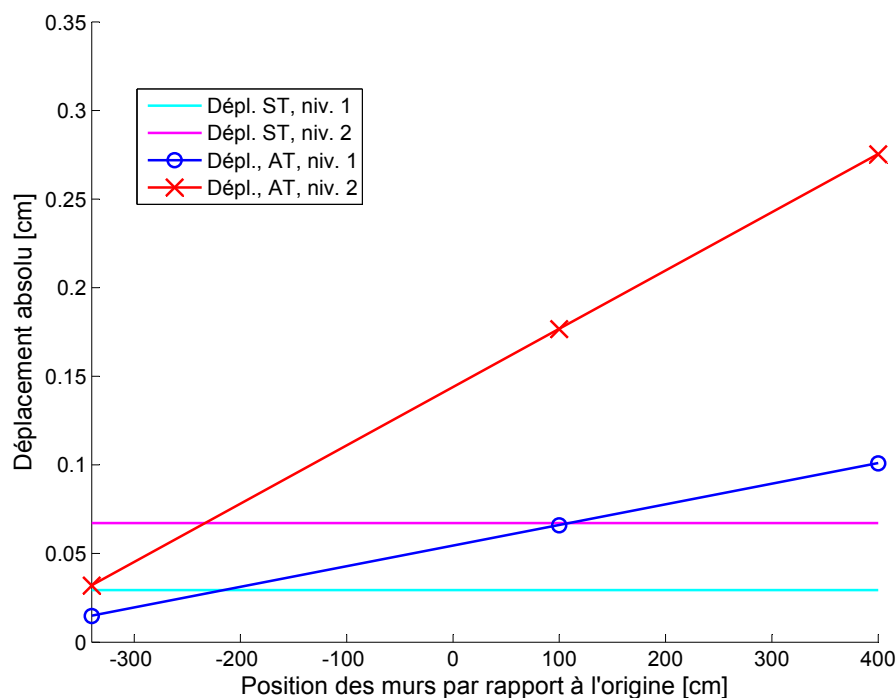


FIG. 5.29 – Déplacements absolus des différents murs composants cet exemple. Les déplacements sont confondus pour les deux méthodes et sont donnés avec torsion (AT) ou sans torsion (ST).

5.6.3 Conclusion

La méthode des déplacements permet d'obtenir les mêmes résultats finaux que la méthode des forces. Elle est beaucoup plus rapide (moins d'inconnues, pas d'itérations) et plus robuste (pas de risques de divergences).

Une première fonction a donc été programmée afin de pouvoir utiliser cette méthode. Toutefois, elle n'a pu être testée sur un grand nombre de cas différents (par manque de temps). Elle est donc désactivée par défaut dans le programme. La méthode des forces est elle-même désactivée par défaut afin de ne pas surprendre un utilisateur par la durée du "processing", qui peut être assez longue dans les cas de bâtiments complexes.

Une attention toute particulière devrait être portée sur la prise en compte de l'excentricité additionnelle, qui n'a pas vraiment été testée. De plus, de manière générale, on ne dispose pas de résultats de modélisation par éléments finis auxquels comparer les résultats fournis par le programme.

Chapitre 6

Choix d'une méthode de vérification

6.1 Introduction

La vérification de la résistance des murs s'effectue en considérant deux états limites ultimes, une rupture par cisaillement et une rupture par basculement. Si la rupture au cisaillement peut être vérifiée simplement selon les recommandations de l'EN1996, dans une section pour laquelle on connaît les éléments de réduction, ce n'est pas aussi simple pour la rupture au basculement. En effet, une formule est bien fournie, mais pour un mur en console ou bi-encasté, chargé verticalement et soumis à une charge ponctuelle horizontale unique en son sommet.

Il faut donc chercher une méthode pour effectuer la vérification dans le cas de murs couplés, où des efforts horizontaux sont introduits à chaque niveau.

Les vérifications se feront dans les cas d'une analyse pour un bâtiment avec des murs en console, couplés à chaque étage ; de murs bi-encastés dans les planchers à chaque étage ; et de murs d'une hauteur équivalente.

Il faut noter que la vérification de la résistance des diaphragmes horizontaux ne sera pas effectuée. Il est laissé à l'utilisateur le soin de s'assurer que les dalles de plancher pourront fonctionner comme tels.

6.2 Paramètres employés

Les paramètres utilisés pour calculer les valeurs de résistances sont donnés dans le tableau 6.1¹.

γ_m	f_k	E_k	f_{vk0}	f_b	G
1.5	7.54 MPa	$500 \cdot f_k$ MPa	0.2 MPa	10 MPa	$0.4 \cdot E_k$ MPa

TAB. 6.1 – Paramètres employés pour le calcul des résistances

6.3 Descente de charges gravitaires

Les efforts normaux dans les murs aux différents niveaux sont donnés au tableau 6.2. Il faut bien noter que seuls les murs 109, 110, 111, 114, 115 et 116 sont chargés par des planchers.

mur	108	109	110	111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122	124
RDC	133	147	147	407	30	30	154	440	106	29	29	84	47	34	29	133
1er	89	97	97	269	20	20	102	290	70	20	20	56	31	23	20	89
2e	47	47	47	133	11	11	50	143	34	10	10	30	17	12	10	47

TAB. 6.2 – Valeurs de l'effort normal selon la première analyse [kN]

¹La valeur de E est divisée par deux pour tenir compte de la fissuration [Euro 04c]

6.4 Etats limites

6.4.1 Etats limites ultimes

La vérification de la bonne résistance d'un mur est menée à un état limite ultime. Chaque mur est susceptible de périr selon un des modes de ruine suivant (Pr. Jäger : [Jger 09])

- **friction/frottement (cisaillement)** : rupture des joints entre blocs et glissement de ceux-ci (voir figure 6.1).
- **écrasement des blocs** ("crushing") : à cause du basculement (excès de contraintes de compression à cause de la flexion dans le mur) ou de la bielle de compression engendrée par la sollicitation horizontale (voir figure 6.4).
- **rupture en traction des blocs** : contrainte principale de traction dans les blocs.
- "gapping" : essentiellement pour les maçonneries à joints verticaux non remplis (voir figures 6.2 et 6.3). Pour plus de précisions voir 9.3.3.

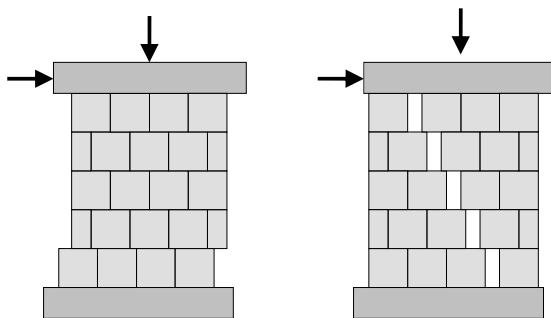


FIG. 6.1 – Modes de ruine : rupture par friction [Jger 08]

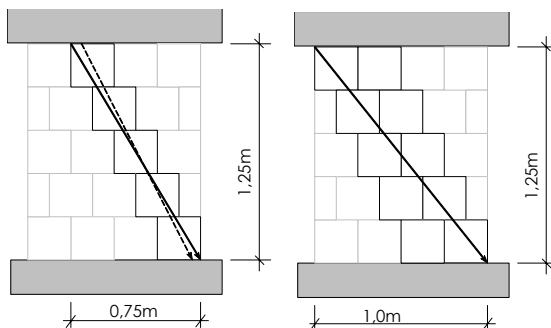


FIG. 6.2 – Inclinaison critique pour le gapping (2 possibilités de mode de ruine, avec ou sans prise en compte d'une liaison des blocs par le mortier) [Jger 08]

Seuls les modes de ruine en gras sont pris en compte par l'Eurocode sous sa forme actuelle (voir figure 6.5).

Le crushing par excès de flexion est pris en compte explicitement par une formule tandis que le crushing dû à la bielle de compression dans le mur est, lui, pris en compte par une limitation de la contrainte de cisaillement maximum admissible (f_{vk}). Cette limitation est une valeur forfaitaire totalement indépendante du type de blocs utilisés.

Cette limitation "sert également dans une certaine mesure à limiter le risque de rupture par traction des blocs" ([Jger 09], voir figure 6.5).

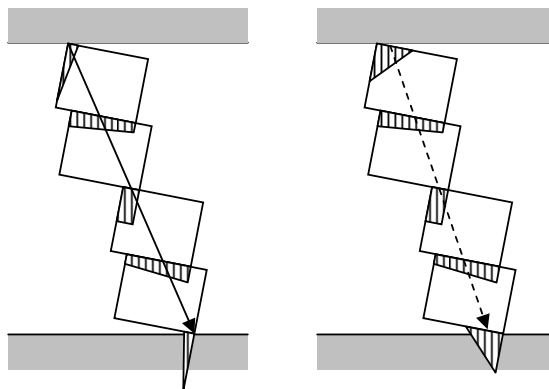


FIG. 6.3 – Gaping : répartition des contraintes de compression dans les blocs le long d'une bielle de compression [Jger 08]

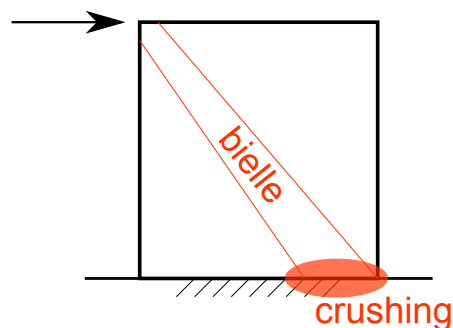


FIG. 6.4 – Crushing dû à la bielle de compression engendrée dans le mur

6.4.2 Etat limite de service

La vérification à l'état limite de service revient à imposer une condition sur le déplacement entre étages. Cette condition a pour but de limiter les dommages aux éléments non structuraux, pour des séismes fréquents, de magnitude plus faible qu'un séisme causant l'état limite ultime du bâtiment ([Euro 04c] et [Plum 09]). Une des relations suivantes doit être vérifiée :

- $d_r \cdot \nu \leq 0.005 \cdot h$ pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixés à la structure.
- $d_r \cdot \nu \leq 0.0075 \cdot h$ pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles.
- $d_r \cdot \nu \leq 0.010 \cdot h$ pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux fixés de manière à ne pas interférer avec les déformations de la structure ou n'ayant pas d'éléments non structuraux.

Avec d_r , le déplacement relatif de calcul entre étages. Il est pris comme étant la différence de déplacement latéral moyen entre le haut et le bas du niveau considéré. Le déplacement réel entre étages est calculé à partir du déplacement élastique de la structure fourni par le modèle comme étant

$$d_s = d_e \cdot q$$

par définition du coefficient de comportement q ([Euro 04c] et [Plum 09]).

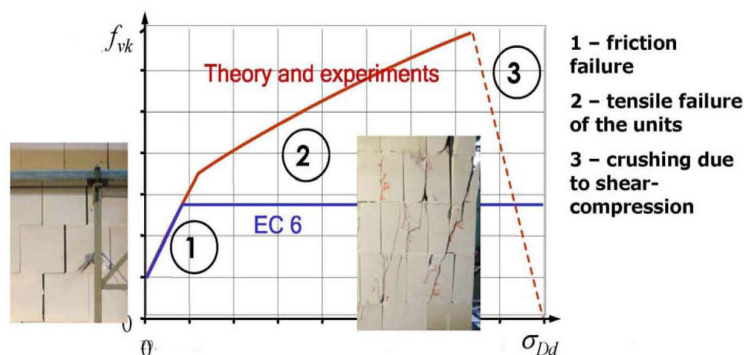


FIG. 6.5 – Modes de ruine pris en compte par l’Eurocode. Courbe de résistance au cisaillement en fonction de la contrainte normale de compression. [Jger 09]

ν est un coefficient de réduction qui dépend de la catégorie d’importance du bâtiment. Il est de 0.5 pour les catégories I et II qui nous occupent et de 0.5 pour la catégorie III.

Cette vérification ne pose aucun problème, car on a très facilement accès aux déplacements de la structure. Cependant des essais ont montré récemment que les éléments en maçonnerie étaient des éléments très raides et ce critère ne devrait pas poser de problèmes. Il a toutefois été incorporé au programme pour que celui-ci soit complet.

6.5 Murs en console, couplés

Les éléments de réductions aux différents niveaux sont donnés dans les tableaux 6.3, 6.2 et 6.4. La dénomination des murs fait référence aux figures 5.1 et 5.2.

mur	108	109	110	111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122	124
RDC	1790	23	23	1681	23	23	71	646	23	23	23	386	85	34	23	1790
1er	1079	5	5	1003	5	5	20	317	5	5	5	167	25	8	5	1079
2e	440	1	1	404	1	1	5	102	1	1	1	47	6	2	1	440

TAB. 6.3 – Valeurs de moments selon la première analyse [kNm]

mur	108	109	110	111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122	124
RDC	241	6	6	230	6	6	17	112	6	6	6	74	20	9	6	241
1er	228	1	1	214	1	1	5	77	1	1	1	43	7	2	1	228
2e	140	0	0	128	0	0	2	32	0	0	0	15	2	1	0	140

TAB. 6.4 – Valeurs de l’effort tranchant selon la première analyse [kN]

6.5.1 Vérification au cisaillement selon l’EN1996

Le calcul est mené au pied de chaque niveau, là où le moment est maximum et où son effet est le plus défavorable (voir figure 6.7). La résistance au cisaillement est alors donnée par la formule [Euro 04c] :

$$V_{rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c \geq V_{sd}$$

La longueur comprimée l_c est calculée en supposant une distribution uniforme des contraintes en compression et bi-triangulaire des contraintes dues à la flexion. La distribution finale des contraintes dans la section sera triangulaire, car on considère que la résistance à la traction de la maçonnerie est nulle. Si le moment est trop important, on observe un décollement de la section sur la longueur de mur en traction.

On commence donc par vérifier que le mur présente bien une partie non décollée. Si l'excentricité (M/N) est inférieure à la moitié de la longueur du mur et supérieure au sixième de celle-ci, la longueur comprimée s'exprime selon :

$$l_c = 3 \cdot \left(\frac{l_{mur}}{2} - e \right) \text{ si } l/6 < e < l/2$$

Dans le cas où l'excentricité est supérieure à $l/2$, la section est totalement décollée et n'a virtuellement plus aucune résistance vis-à-vis d'une ruine par cisaillement. Cela n'est pas tout à fait vrai car le mur ne lévite pas et une résistance de frottement entre les deux parties du mur séparées par la rupture doit donc pouvoir être mobilisable ([Jger 08], voir 9.3).

On calcule ensuite la valeur moyenne de la contrainte de compression, σ_d , sur cette longueur, qui vaut la moitié de la contrainte maximale de compression.

La résistance caractéristique au cisaillement se calcule alors, pour des joints remplis [Euro 04c] :

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \cdot \sigma_d \leq 0.065 \cdot f_b$$

La borne supérieure sur la valeur de f_{vk} vise à empêcher la rupture du mur par traction ([Jger 09]) et/ou par écrasement (crushing, [Jger 09]). Cette valeur est prise comme borne forfaitaire. Pour une appréciation plus fine de ce mode de rupture, voir 9.3.

Pour des joints verticaux non remplis, on utilise la formule suivante :

$$f_{vk} = 0.5 \cdot f_{vk0} + 0.4 \cdot \sigma_d \leq 0.045 \cdot f_b$$

Il faut également vérifier que la contrainte moyenne en compression, σ_d , est inférieure à la contrainte limite admissible en compression f_{rd} (calculée **sans** tenir compte du flambement du mur et donc du coefficient de réduction Φ , voir figure 6.6). Ce choix est motivé par le fait que :

- la zone comprimée est limitée à une partie seulement du mur. L'autre partie étant en traction, elle devrait avoir un effet stabilisateur et réducteur de l'instabilité.
- si le mur ne présente aucun décollement, la contrainte moyenne en compression est égale à la contrainte sous charges gravitaires seules et la vérification est menée indépendamment dans la descente de charges, en tenant compte du facteur de réduction.
- les zones comprimées sont situées aux extrémités des murs. Des murs stabilisateurs verticaux sont souvent présents et jouent également un rôle de diminution du risque de flambement.
- on constate dans l'approche Eurocode, notamment pour la résistance au basculement (voir ci-dessous) que la valeur de la résistance à la compression de la maçonnerie est bien f_k et non pas $\Phi \cdot f_k$.

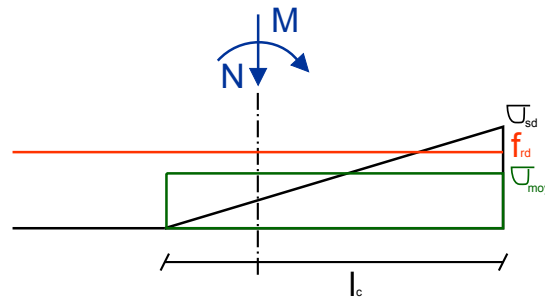


FIG. 6.6 – Décollement d’une section de mur soumise à moment et effort normal.

Une autre possibilité serait de vérifier que la contrainte maximale élastique est inférieure à f_k . Cela s’avèrerait assez défavorable. On peut en effet supposer qu’une certaine redistribution des contraintes aura lieu, à l’instar de ce qui est admis en béton armé ([Toma 99], voir figure 6.6).

Cette vérification fait d’ailleurs double emploi avec la vérification du mode de ruine de basculement proposé par l’Eurocode 6. Celle-ci tient compte d’une redistribution des contraintes de compression sur la section. Ce point est discuté ci-dessous (en 6.5.4).

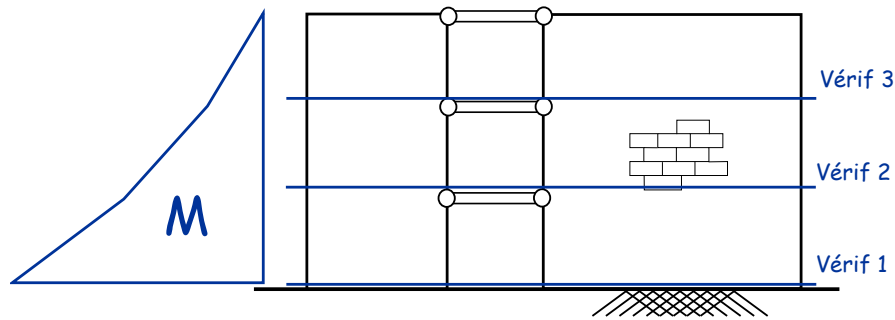


FIG. 6.7 – Vérification au cisaillement selon l’EN1996, première analyse

Les valeurs résistantes V_{rd} au mode de cisaillement sont données dans le tableau 6.5.

mur	108	109	110	111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122	124
RDC	0	64	65	0	0	0	56	69	49	0	0	0	0	0	0	0
1er	0	51	51	0	24	24	65	1121	44	24	24	0	2	22	24	0
2er	0	38	38	0	28	28	51	116	35	28	28	0	38	32	28	0

TAB. 6.5 – Valeurs de l’effort tranchant résistant selon la première analyse [kN]

Selon ces résultats, on peut constater que les murs les plus longs seront totalement décollés à cause d’un moment trop important (de plus certains murs assez longs ne sont pas porteurs de planchers et sont donc soumis à un faible effort normal). Pour ces murs, la résistance au cisaillement sera nulle. Une résistance pourrait toutefois être offerte à cause du frottement (voir en 9). De plus, il devrait y avoir une certaine forme de redistribution des efforts entre murs, lorsqu’un de ceux-ci atteint la ruine.

Bien que cela ne soit pas pris en compte dans ce modèle, l’Eurocode 8 stipule que ([Euro 04c]) : "La répartition de l’effort tranchant à la base entre les différents murs, obtenue par l’analyse linéaire, peut être modifiée à condition que :

- l’équilibre global soit respecté (c’est à dire que le même effort tranchant total à la base et

- la même position de la résultante sont obtenus) ;
- l'effort tranchant des différents murs n'est pas réduit de plus de 25% ni augmenté de plus de 33% ;
 - les conséquences de la redistribution sur le ou les diaphragmes sont prises en compte."

Ces redistributions ne sont pas si aisées, car en reportant un effort tranchant d'un mur à l'autre, on diminue ou augmente le moment sollicitant, ce qui modifie la résistance des murs concernés. Ce problème de redistribution est une des évolutions possibles du programme dans le futur.

6.5.2 Vérification de la résistance d'un mur de refend selon l'approche suisse

L'approche suisse [Bado 08] superpose dans un mur un champ de contraintes vertical et un champ de contraintes oblique (voir figure 6.8). Le but est de maximiser l'effort tranchant résistant (en fonction de l'inclinaison du champ de contraintes oblique, α) tout en assurant l'équilibre avec les efforts extérieurs, à un état limite.

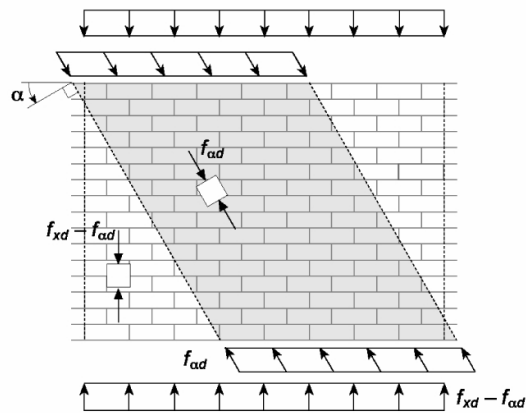


FIG. 6.8 – Champs de contraintes dans un mur soumis à chargement horizontal dans son plan [Bado 08]

La vérification à l'effort tranchant est réalisée pour un étage. On isole celui-ci et on extériorise les MNT sous forme de sollicitations à son sommet (voir figure 6.9).

La recherche de $V_{rd, max}$, l'effort tranchant résistant maximal, est menée par itérations sur V_{rd} . On démarre d'une valeur arbitraire de V_{rd} que l'on applique au mur et on l'augmente progressivement jusqu'à obtenir la valeur maximale qui sera admissible pour celui-ci. Pour chaque V_{rd} , il faut envisager plusieurs inclinaisons du champ de contraintes, α , et s'assurer que toutes les équations présentées ci-dessous sont vérifiées.

Comme effort tranchant et moment sont liés, pour un mécanisme de ruine, on recalcule à chaque itération le moment sollicitant la section en fonction de la valeur de V_{rd} (voir figure 6.9). Cette méthode fait l'hypothèse d'une répartition linéaire des effets du séisme sur la hauteur du bâtiment.

Dans l'exemple donné à la figure 6.9, le moment au sommet du mur vérifié vaut :

$$M = 2 \cdot \frac{V_{rd}}{2} \cdot h_{etage} + \frac{V_{rd}}{3} \cdot h_{etage}$$

Et l'effort tranchant total

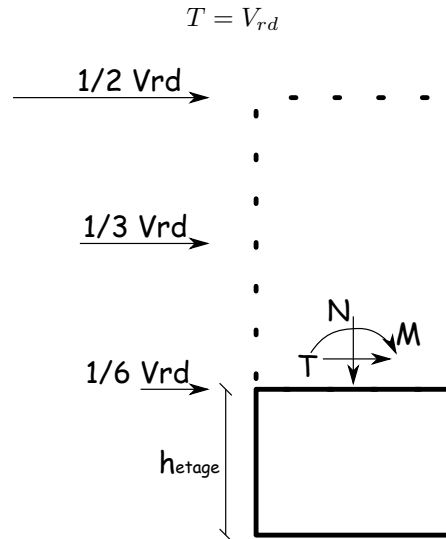


FIG. 6.9 – Calcul de la résistance au cisaillement d'un mur selon la méthode suisse. Le moment sollicitant est recalculé à chaque itération en fonction de V_{rd} .

Connaissant les valeurs de MNT appliquées à la section de mur, on vérifie alors les équations :

- d'équilibre : vertical, horizontal, moment ;
- de résistance : champ oblique, champ vertical, glissement le long des joints ;
- des conditions géométriques.

Si toutes ces équations sont vérifiées, la ruine n'est pas encore atteinte et on passe à l'itération suivante.

Des distinctions se font avec l'approche européenne par les valeurs de résistances caractéristiques employées (une résistance au champ vertical, assimilable à f_k et une résistance au champ oblique, identique à la résistance parallèle aux joints verticaux) ainsi que par le coefficient de sécurité ($\gamma_m = 2$).

Le problème de cette méthode est qu'on calcule un mécanisme de ruine global, qui permet de calculer une valeur maximale admissible en cisaillement, si on suppose que les efforts appliqués à chaque étage varient linéairement sur la hauteur (on recalcule le moment appliqué au sommet du mur selon cette hypothèse).

Cette méthode permet, à partir d'un effort normal et d'une géométrie donnés, de calculer l'effort tranchant maximal résistant que le mur pourra supporter. Il faut ensuite vérifier que cette valeur n'est pas atteinte par les sollicitations.

L'Eurocode procède de façon opposée. L'analyse est d'abord réalisée et chaque mur est soumis à un MNT. On vérifie ensuite si chaque mur peut résister ! C'est pourquoi il est assez difficile de comparer les deux approches.

On peut s'étonner de la faible valeur de résistance que peuvent reprendre les murs les plus imposants. Cela est simplement dû au fait que ces murs ne sont pas chargés par des planchers.

mur n°	108	109	110	111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122	124
Approche EN	46	16	16	131	4	4	25	113	12	4	4	22	9	5	4	46
Approche suisse	32	8	8	116	1	1	13	85	6	1	1	12	4	2	1	32

TAB. 6.6 – Comparaison entre les valeurs résistantes selon l’approche EN (basculement) et l’approche helvétique pour la résistance latérale d’un mur de refend [kN].

L’effort normal étant très faible, on en arrive très rapidement à un décollement de la section. Les valeurs de résistance sont très faiblement bornées pour les murs de faible inertie. Le mécanisme global permet une résistance assez faible à cause de leur grand élancement.

A titre d’exemple on a comparé l’approche helvétique dans son concept, pour les valeurs de résistance de matériaux recommandées par la norme Suisse et pour celles recommandées par l’Eurocode. Les Suisses basent leur méthode sur les valeurs de résistance de la maçonnerie dans des directions parallèle (f_{xd}) et perpendiculaire (f_{yd}) aux joints (voir figure 6.7). Il faut noter que la vérification est faite dans les deux cas à partir de la résistance à la maçonnerie en compression selon la méthode Eurocode (pas d’informations sur la méthode suisse de calcul de cette valeur).

	f_{xk} [kN/cm ²]	f_{yk} [kN/cm ²]	γ_M [/]
Suisse totale	$f_k = 0.754$	$0.3f_k = 0.226$	2
Suisse partielle	$f_k = 0.754$	$f_{vk} = variable$	1.5

TAB. 6.7 – Paramètres employés pour la vérification selon le "concept" suisse

Les résultats sont fournis à la figure 6.10. La différence est très marquée pour les murs les plus chargés, pour lesquels la résistance est nettement plus faible avec la valeur de résistance au cisaillement de l’Eurocode.

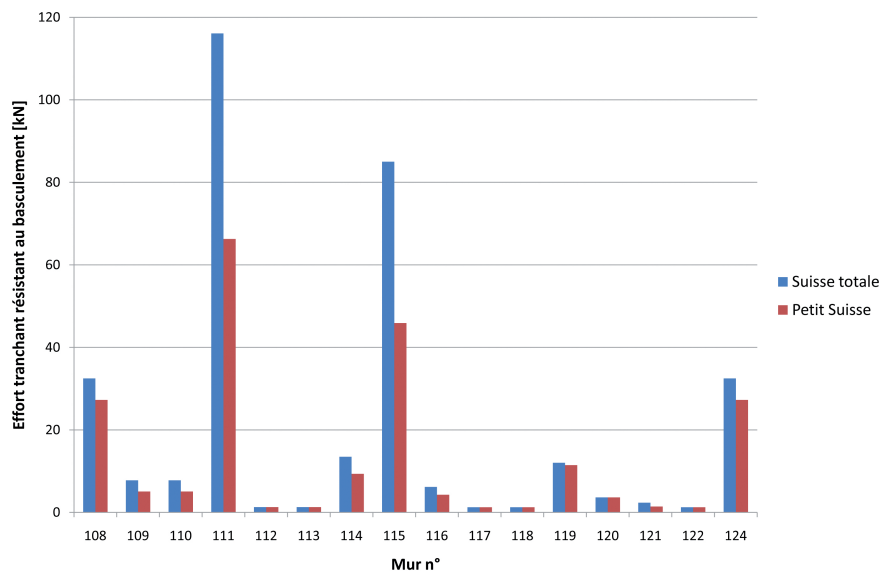


FIG. 6.10 – Comparaison de la méthode suisse selon les valeurs de résistance de la maçonnerie utilisées (Suisse totale : utilisation d’une valeur de résistance parallèle aux joints de mortiers calculée selon la méthode suisse/ Petit Suisse : utilisation de la valeur de f_{vk} comme valeur de résistance parallèle aux joints.)

6.5.3 Vérification au basculement sur base d'une hauteur équivalente, selon l'EN1996

On peut distinguer deux termes, nommant le même phénomène, mais pas tout à fait. On parle ici de basculement d'un mur, lorsque celui-ci est soumis à une charge latérale statique en son sommet (analyse par forces latérales).

On parlera par contre de balancement de ce mur, pour un mode de ruine similaire, mais lorsque le phénomène modélisé est réellement dynamique, avec une force latérale de signe alternant. On utilisera donc le premier terme, car l'analyse menée est une analyse statique.

La vérification au basculement selon la méthode de l'Eurocode se base sur la formule suivante (voir [Euro 04b] et [Bado 08]) :

$$V_{Rd} = \frac{l_w \cdot N}{2 \cdot H_0} \cdot \left(1 - 1.15 \frac{N \cdot \gamma_m}{l_w \cdot t_w \cdot f_k} \right)$$

Où H_0 est "la distance entre la section où est atteinte la capacité en flexion et le point d'inflexion" ([Euro 04b]). On choisira cette valeur égale à la hauteur du mur, lorsque celui-ci est en console et égale à la moitié de la hauteur du mur dans le cas bi-encasté.

Le problème est que cette formule est applicable à un mur chargé en tête. Or les murs réels sont soumis à des charges horizontales introduites à plusieurs niveaux, pour une même console.

L'idée (proposée dans [Bado 08]) est de transformer **chaque console**, pour laquelle on connaît les MNT en base, en une console statiquement équivalente, de hauteur réduite, pour laquelle les MNT en base sont identiques (voir figure 6.11). **Les murs auront donc tous une hauteur équivalente différente**, fonction des sollicitations qui leur sont appliquées. L'effort normal appliqué en tête de mur sera égal à l'effort normal calculé en base du mur réel.

Les résultats de cette approche sont représentés graphiquement à la figure 6.13 et donnés numériquement dans le tableau 6.8.

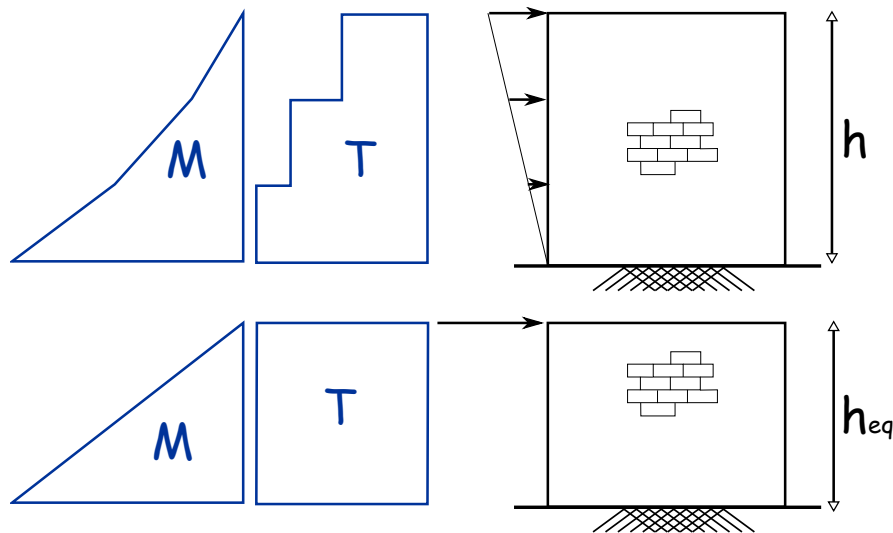


FIG. 6.11 – Calcul d'une hauteur équivalente pour un mur en console en fonction des moments et efforts tranchants appliqués à sa base. La hauteur équivalente est différente pour chaque mur car les sollicitations le sont également.

6.5.4 Vérification au basculement sur base d'une hauteur équivalente, selon Tomazevic

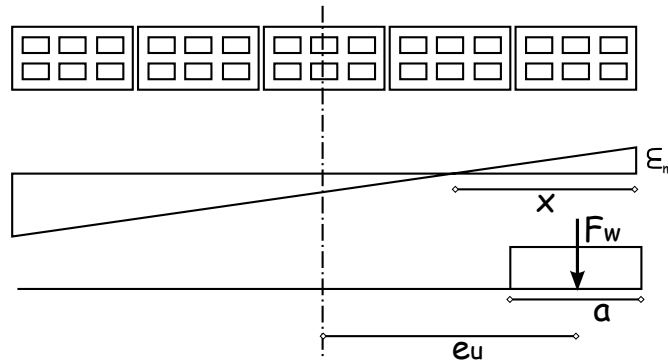


FIG. 6.12 – Calcul du moment résistant d'une section de maçonnerie

Cette vérification s'appuie sur le principe développé par Tomazevic [Toma 99]. On calcule le moment résistant d'une section de maçonnerie à l'état limite ultime. A cet état limite, on admet la déformation maximale en compression $\epsilon_m = 0.0035^2$. Connaissant l'effort normal total appliqué au mur, on en déduit un diagramme de contraintes rectangulaires, à l'instar de ce qui se fait en béton armé (voir figure 6.12).

$$F_w = N = \sigma_0 \cdot l \cdot t = f \cdot a \cdot t$$

$$e_u = \frac{l}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0 \cdot \gamma_m}{f_k} \right)$$

$$M_{rd} = \frac{\sigma_0 \cdot t \cdot l^2}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0 \cdot \gamma_m}{f_k} \right)$$

Où σ_0 est la contrainte de compression uniforme dans le mur avant application du moment et f_k la valeur maximale de résistance à la compression de la maçonnerie. Connaissant le moment maximum applicable, on peut déduire l'effort tranchant maximal admissible (pour une force unique appliquée en tête de console) :

$$V_{rd,basc} = \frac{M_{rd}}{\alpha h}$$

Le facteur α permet de tenir compte des conditions aux limites (diagramme bi-triangulaire si mur bi-encasté, triangulaire sinon). Il vaut 1 si le mur est en console et 0.5 si le mur est bi-encasté.

Ce passage d'un moment maximal en section à un effort tranchant maximal n'est réalisable que pour un mur chargé uniquement en son sommet. Une première méthode consistera donc à utiliser le même concept de hauteur équivalente qu'en 6.5.3.

Il pourrait également être judicieux de vérifier que les déformations autant en compression qu'en traction ne sont pas trop importantes ([Jger 09]).

²Non réalisé dans le programme sous sa forme actuelle

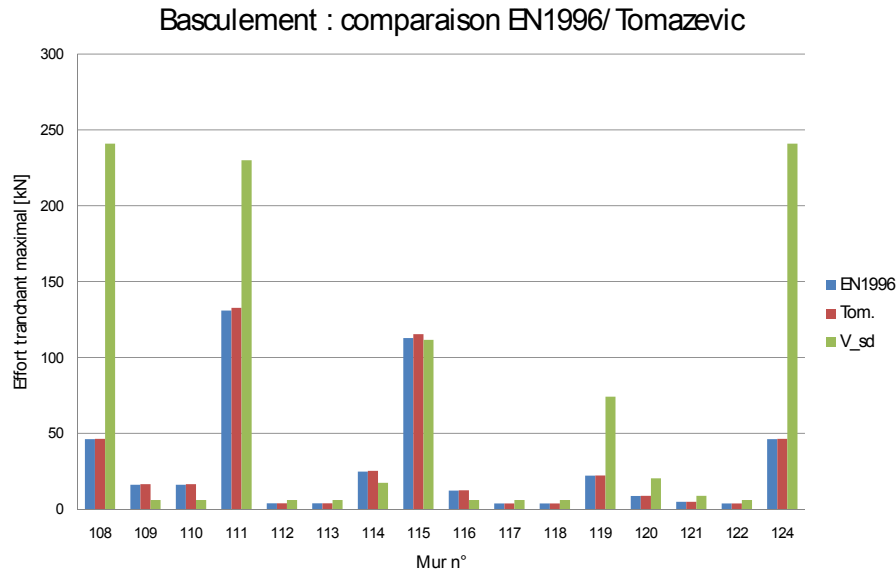


FIG. 6.13 – Comparaison entre les résistances au basculement calculées selon les approches de Tomazevic et de l’EN1996. Les efforts sollicitants résultant de l’analyse sont également fournis.

mur	108	109	110	111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122	124
h_{eq} [m]	7.4	3.8	3.8	7.3	3.8	3.8	4.1	5.8	3.8	3.8	3.8	5.2	4.2	3.9	3.8	7.4
V_{sd}	241	6	6	230	6	6	17	112	6	6	6	74	20	9	6	241
EN6 [kN]	46	16	16	131	4	4	25	113	12	4	4	22	9	5	4	46
Tom [kN]	46	16	16	133	4	4	25	115	12	4	4	22	9	5	4	46

TAB. 6.8 – Valeurs maximales de résistance à l’effort tranchant, pour des murs en console d’une hauteur équivalente, selon les approches de l’EN1996 et de Tomazevic, première analyse

On constate que les valeurs de résistance à l’effort tranchant calculées sont extrêmement proches dans tous les cas. Ce sont bien entendu les murs les plus chargés verticalement qui présentent les résistances les plus élevées.

Pour une partie des murs présentant une forte inertie et fort peu chargés verticalement, les sollicitations dépassent de loin la résistance mobilisable. Encore une fois il faudrait prévoir une redistribution entre murs.

6.5.5 Vérification au basculement, selon Tomazevic/EN1996, variante

On a pu constater dans les deux paragraphes précédents que les deux approches étaient semblables et fournissaient le même résultat. La seule différence tient au facteur 1.15 présent dans la formule de l’Eurocode.

On peut s’affranchir de calculer une hauteur équivalente par mur si on se borne à calculer un moment résistant de section [Toma 99]. Il suffit d’utiliser la formule :

$$M_{rd} = \frac{\sigma_0 \cdot t \cdot l^2}{2} \left(1 - 1.15 \frac{\sigma_0 \cdot \gamma_m}{f_k} \right)$$

à chaque étage, en utilisant l'effort normal ad hoc, afin de vérifier si le moment n'est pas trop important. En effet, le calcul de ce moment résistant est un état limite ultime de section qui ne dépend que de la géométrie de celle-ci et de son chargement vertical.

On ajoute le facteur 1.15, pour continuer de respecter les formules de l'Eurocode.

Toutefois cette méthode permet de vérifier si la section peut résister ou non à un chargement quelconque donné (différent d'une force unique appliquée en son sommet) mais ne permet pas de comparer une valeur maximale d'effort tranchant avec les autres méthodes et les autres modes de ruine³.

On a comparé à la figure 6.14 le ratio M_{rd}/M_{sd} à V_{rd}/V_{sd} . Dans le premier cas M_{rd} est calculé en utilisant la méthode de Tomazevic au rez-de-chaussée. Le second ratio, V_{rd}/V_{sd} , est celui calculé précédemment sur base d'une hauteur équivalente.

Ces deux ratios calculés sont identiques, au rez-de-chaussée, dans les deux cas. En effet, si on repart de la formule (pour un mur en console $\alpha = 1$) :

$$V_{rd,basc} = \frac{M_{rd}}{\alpha h_{eq}}$$

et que l'on divise les deux membres par V_{sd} , on obtient :

$$\frac{V_{rd,basc}}{V_{sd}} = \frac{M_{rd}}{V_{sd} \cdot h_{eq}} = \frac{M_{rd}}{M_{sd}}$$

par définition de la hauteur équivalente.

Les valeurs calculées au rez-de-chaussée sont donc identiques. Le grand avantage de cette méthode de calcul est qu'il est possible de calculer les moments résistants à tous les étages et de les comparer aux valeurs de moments sollicitants sans aucune autre manipulation.

6.5.6 Vérification au basculement sur base d'une console équivalente en déplacement, selon l'EN1996

Une autre façon de se ramener à un cas de mur chargé uniquement en son sommet et de hauteur égale à la hauteur physique du mur, est de passer par un effort tranchant équivalent en tête qui produirait le même déplacement en tête que le déplacement calculé par l'analyse.

$$d_{tete} = V_{eq,tete} \cdot \left(\frac{h^3}{3EI} + \frac{h}{GA'} \right)$$

On compare ensuite cette valeur avec la valeur résistante pour une console de la hauteur totale physique du mur, chargée par un effort normal égal à l'effort normal en base, selon la formule de l'EN1996.

On calcule un effort résistant basé sur la hauteur réelle du bâtiment. L'effort sollicitant est lui modifié et vaut V_{eq} .

³Nécessaire pour des questions de représentation : quel mur va périr selon quel mode de ruine ?

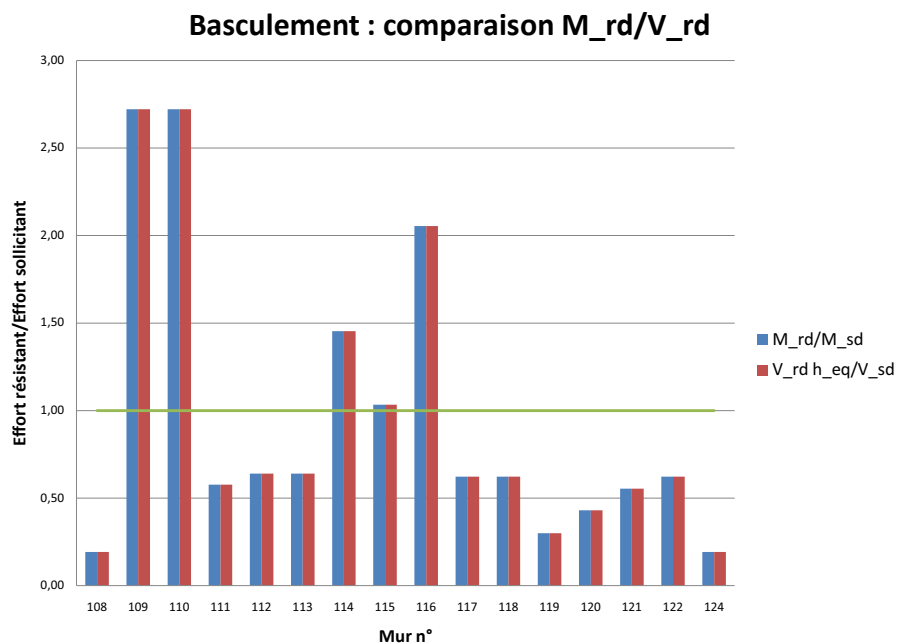


FIG. 6.14 – Comparaison entre les ratio effort résistant/effort sollicitant, selon la méthode de Tomazevic, si on calcule les moments résistants M_{rd} ou les effort tranchants résistants V_{rd}

Cette méthode est plus favorable dans le sens où les efforts équivalents à appliquer en tête de la console pour obtenir un même déplacement conduisent à une distribution d'efforts en base plus faible que celle obtenue réellement.

Néanmoins, dès lors qu'on vient de démontrer qu'il est possible de respecter la formule fournie par l'Eurocode sans aucune "équivalence", cette approche n'a plus de raison d'être et est mentionnée juste pour le principe.

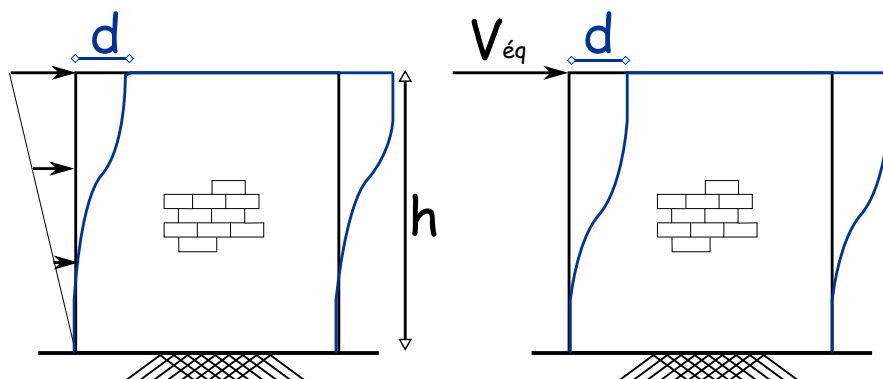


FIG. 6.15 – Calcul d'un effort tranchant équivalent permettant d'obtenir un même déplacement transversal en tête de la console.

6.6 Murs bi-encastés dans les planchers

A titre de comparaison on présente aussi les résultats de la vérification de la résistance des murs lorsque les efforts sont calculés avec l'analyse considérant des murs bi-encastés.

Il est d'ores et déjà établi que cette méthode d'analyse ne sera pas utilisée. Cependant, on pourra voir les quelques problèmes qui se présenteront lorsqu'il s'agira de vérifier la résistance des murs.

6.6.1 Éléments de réduction

Les éléments de réduction aux différents niveaux sont donnés dans les tableaux 6.9, 6.10 et 6.11. La valeur de moment donnée est la valeur absolue du moment qui existe en pied et en tête de mur (ils ont la même valeur absolue mais un signe différent). L'effort normal est l'effort normal en pied de mur.

mur	108	109	110	111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122	124
RDC	306	16	16	297	16	16	42	179	16	16	16	133	48	23	16	306
1er	236	13	13	228	13	13	34	139	13	13	13	104	38	19	13	236
2e	155	8	8	150	8	8	20	89	8	8	8	66	23	11	8	155

TAB. 6.9 – Valeurs de moments selon la seconde analyse [kNm]

mur	108	109	110	111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122	124
RDC	133	147	147	407	30	30	154	440	106	29	29	84	47	34	29	133
1er	89	97	97	269	20	20	102	290	70	20	20	56	31	23	20	89
2e	47	47	47	133	11	11	50	143	34	10	10	30	17	12	10	47

TAB. 6.10 – Valeurs de l'effort normal selon la seconde analyse [kN]

mur	108	109	110	111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122	124
RDC	208	11	11	201	11	11	28	122	11	11	11	90	32	15	11	208
1er	168	10	10	163	10	10	24	99	10	10	10	74	27	13	10	168
2e	98	5	5	95	5	5	13	57	5	5	5	42	14	7	5	98

TAB. 6.11 – Valeurs de l'effort tranchant selon la seconde analyse [kN]

6.6.2 Vérification au cisaillement selon l'EN1996

La vérification au cisaillement est menée de la même façon que dans le cas d'un mur en console (voir 6.5.1). Cette méthode nécessite simplement la connaissance de l'effort normal et du moment dans la section considérée.

On vérifie la résistance au cisaillement en pied et en tête de chaque mur (voir figure 6.16). A un même niveau, la différence réside dans la variation d'effort normal pris en compte (le poids du mur, qui n'est pas significatif si le mur est porteur de planchers).

Le problème posé par cette vérification a lieu à la jonction entre le mur du dernier niveau et le plafond, lorsque les murs ne portent aucun plancher. Ces murs sont numériquement OK en

ped mais totalement décollés en tête! L'effort normal étant nul au sommet du mur, le moindre moment entraine un décollement de la section. Toutefois, si le mur est décollé en tête, le plancher ne peut pas transmettre un effort au mur et cela n'a donc plus de sens de vérifier si le mur résiste en pied. Il faudrait donc plutôt tenir compte d'une répartition triangulaire de moment au dernier niveau.

Les résultats sont donnés dans les tableaux 6.12 et 6.13. Les murs décollés sont beaucoup moins nombreux dans ce cas que précédemment, car les moments ont été fortement diminués, suite à l'hypothèse du bi-encastrement des murs.

La comparaison entre les valeurs résistantes calculées dans les deux méthodes d'analyse est donnée à la figure 6.17.

Une partie des murs sont complètement décollés dans les deux cas et ne présentent donc aucune résistance. Les résultats sont proches pour les murs de taille moyenne et chargés par des planchers. Ils sont par contre considérablement différents pour les murs de grande taille. En effet, dans cette analyse, la raideur relative de ceux-ci est moins importante (leur hauteur est limité à la hauteur d'un niveau). Ils reprennent un moment moins important que dans la première analyse et permettent donc une plus grande résistance au cisaillement, à effort normal constant.

On peut constater que les efforts résistants sont identiques dans les murs 109 et 110 pour les deux méthodes d'analyse. Cela est simplement dû au fait que le moment appliqué est faible et/ou l'effort normal important. Ces murs ne présentent aucun décollement et la valeur moyenne de l'effort normal, σ_d , considérée dans le calcul de f_{vk} est identique.

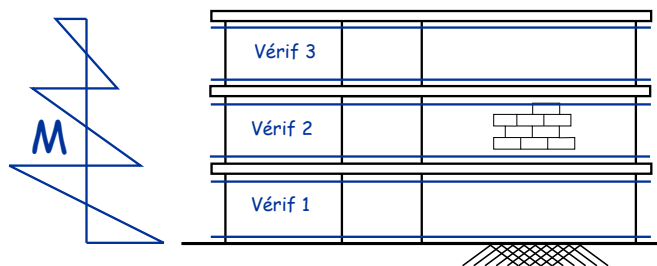


FIG. 6.16 – Vérification de la résistance au cisaillement en pied et en tête de mur à chaque niveau

mur	108	109	110	111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122	124
RDC	40	65	65	240	0	0	78	206	53	0	0	0	0	0	0	40
1er	1	51	51	203	0	0	58	166	42	0	0	0	0	0	0	1
2e	0	38	38	146	0	0	40	123	30	0	0	0	0	0	0	0

TAB. 6.12 – Valeurs de l'effort tranchant résistant, pour un mode de ruine de cisaillement, pour la seconde analyse, en pied de mur [kN]

mur	108	109	110	111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122	124
RDC	0	62	62	229	0	0	72	198	51	0	0	0	0	0	0	0
1er	0	49	49	182	0	0	51	159	38	0	0	0	0	0	0	0
2e	0	33	33	84	0	0	23	101	21	0	0	0	0	0	0	0

TAB. 6.13 – Valeurs de l'effort tranchant résistant, pour un mode de ruine de cisaillement, selon la seconde analyse, en tête de mur [kN]

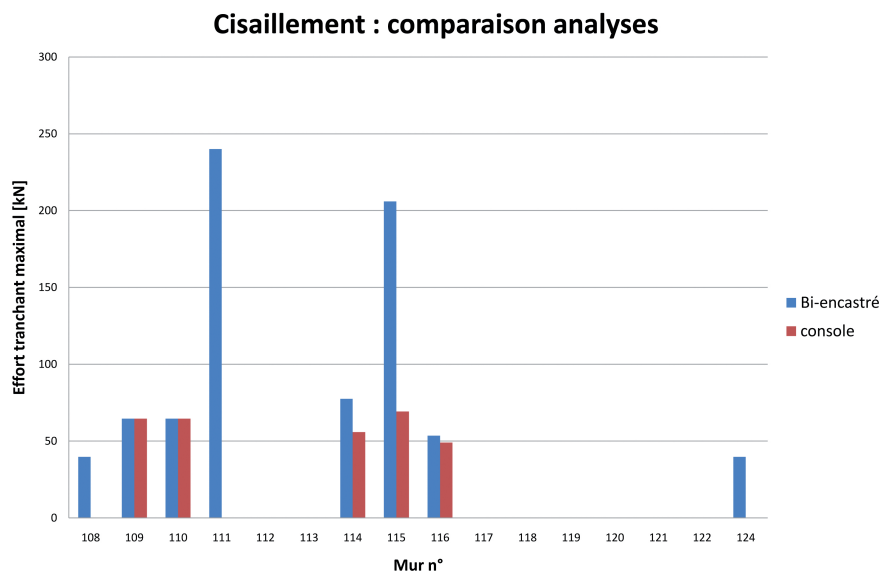


FIG. 6.17 – Comparaison des valeurs maximales d’effort tranchant admissible pour les deux méthodes d’analyse (méthodes 1 et 2), au niveau du rez-de-chaussée

6.6.3 Vérification au basculement selon l’EN1996

La vérification au basculement peut s’effectuer selon la même méthode qu’en 6.5.3. La seule différence est un changement des conditions d’appui, qui entraîne une modification de la hauteur H_0 à prendre en compte. On choisira cette hauteur comme étant égale à la moitié de la hauteur du mur de chaque niveau [Euro 04b].

En effet, le modèle de murs bi-encastés permet d’effectuer la vérification sur chaque mur, à un étage donné, indépendamment des autres. Le parti pris de ne pas tenir compte de l’épaisseur des planchers a été exprimé en 5.3.2.2.

Les résultats numériques sont fournis au tableau 6.14. Ces valeurs sont bien entendu largement supérieures à celles trouvées pour les murs en console.

mur	108	109	110	111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122	124
RDC	157	39	39	587	7	7	64	419	29	7	7	57	18	9	7	157
1er	88	28	28	401	4	4	45	299	20	4	4	34	11	5	4	88
2e	0	12	12	141	0	0	17	119	8	0	0	0	0	0	0	0

TAB. 6.14 – Valeurs de l’effort tranchant résistant, pour un mode de ruine de basculement, selon la seconde analyse, méthode EN1996 [kN]

6.6.4 Vérification au basculement selon Tomazevic

On effectue la vérification comme en 6.5.4. On considère chaque mur de la hauteur d’un étage indépendamment. On peut calculer la valeur du moment résistant de la section en pied et en tête de mur. La différence réside dans l’effort normal considéré, avec ou sans le poids du mur. De là on peut calculer deux valeurs différentes d’effort tranchant maximal. Le moment résistant de la section étant une parabole en fonction de la contrainte de compression, la résistance la

plus faible ne sera pas forcément atteinte en tête de mur (voir figure 6.18). La valeur affichée est la valeur minimale entre la valeur calculée en pied et celle en tête.

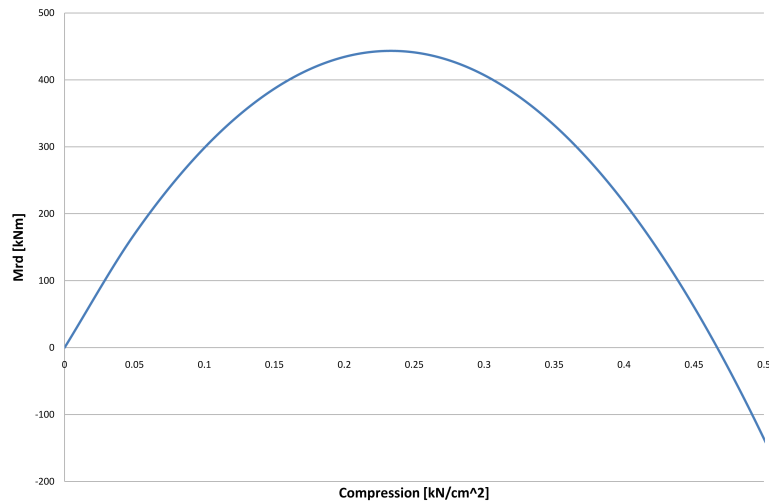


FIG. 6.18 – Evolution du moment résistant d’une section de mur à l’état limite ultime de basculement, en fonction de la contrainte de compression

La comparaison entre les deux approches est réalisée sur un graphique à la figure 6.19 pour les murs du rez-de-chaussée. Les différences entre les deux méthodes ne dépassent pas 3 pourcents. La faible variation vient seulement du facteur 1.15 de la formule.

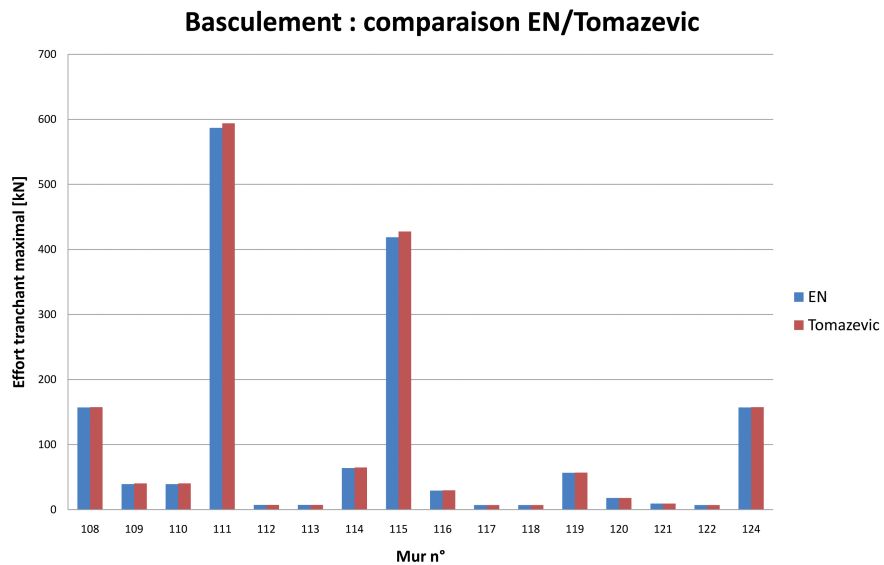


FIG. 6.19 – Comparaison des efforts tranchants maxima, au rez-de-chaussée, pour un mode de ruine au basculement, selon les méthodes de l’EN et de Tomazevic

6.7 Murs en console, d'une hauteur équivalente

Les éléments de réduction pour cette analyse sont donnés dans le tableau 6.15. Seule la valeur au rez-de-chaussée est fournie car on considère que tous les efforts horizontaux sont introduits au niveau de la hauteur équivalente.

mur	108	109	110	111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122	124
N [kN]	133	147	147	407	30	30	154	440	106	29	29	84	47	34	29	133
M [kNm]	1829	17	17	1717	17	17	58	633	17	17	17	363	70	26	17	1829
T [kN]	272	3	3	256	3	3	9	94	3	3	3	54	10	4	3	272

TAB. 6.15 – Elements de réduction pour une analyse considérant des murs en console d'une hauteur équivalente

6.7.1 Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement se fait simplement via la formule de l'Eurocode. Les résultats sont fournis aux figures 6.20 et 6.21.

Une comparaison est effectuée avec les résultats de l'analyse considérant un couplage. Il est intéressant de constater que si les valeurs absolues de résistance sont proches, voire égales (pour les murs non décollés), les ratios entre l'effort résistant et l'effort sollicitant ne le sont pas du tout. Cette méthode n'est donc pas conseillée pour effectuer la vérification d'un bâtiment !

La résistance entre les murs 109 et 110 ne varie pas d'un cas à l'autre car aucun des deux ne subit de décollement.

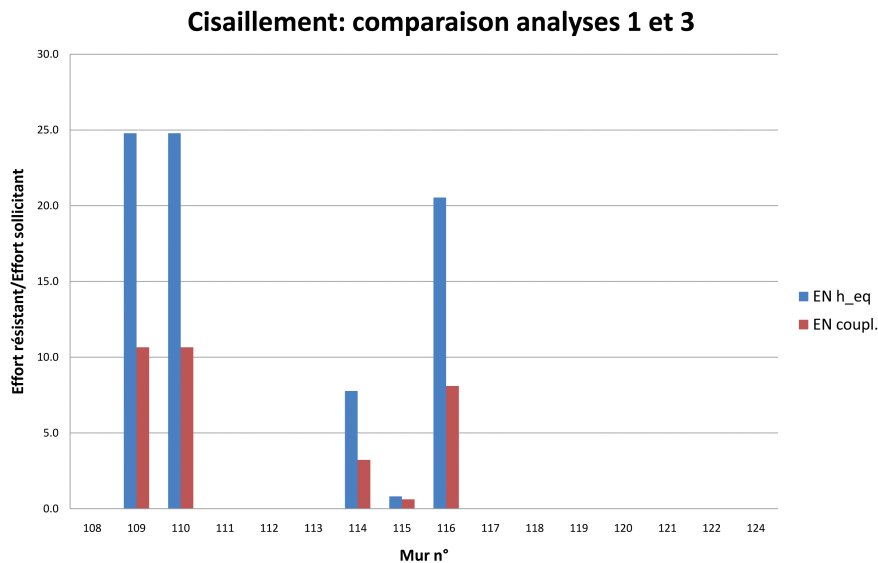


FIG. 6.20 – Comparaison entre les résistances au cisaillement obtenues pour les murs d'une hauteur équivalente unique (méthode d'analyse 3) et celles obtenues pour la première méthode d'analyse. Les résultats sont rapportés à l'effort sollicitant chaque mur.

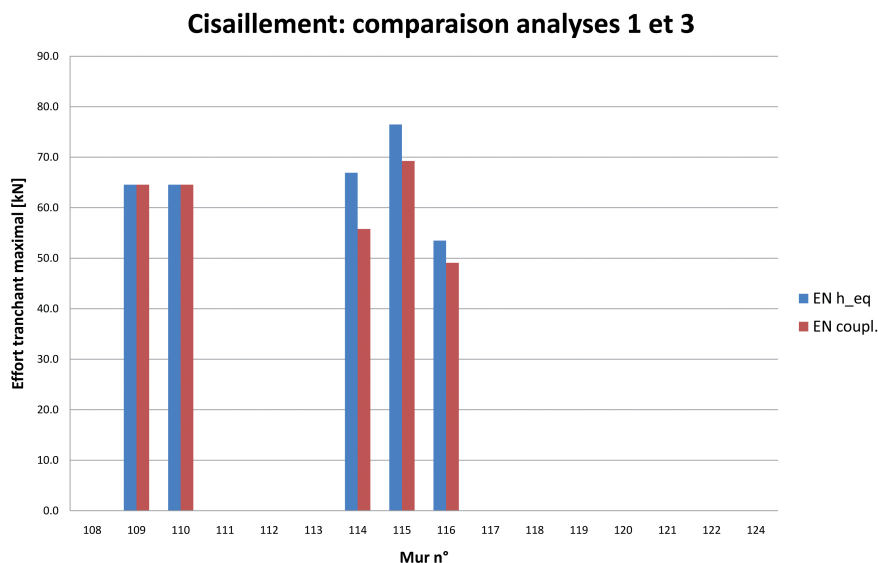


FIG. 6.21 – Comparaison entre les résistances au cisaillement obtenues pour les murs d’une hauteur équivalente (méthode d’analyse 3) unique et celles calculées pour la première méthode d’analyse. Les résultats sont proposés en valeur absolue.

6.7.2 Vérification au basculement

Cette vérification se base sur la formule fournie par l’Eurocode. Les résultats sont présentés sous forme de graphiques à la figure 6.22.

Les valeurs absolues des résistances ne varient pas énormément (environ 10 %) pour les murs les plus chargés, qui sont ceux qui offriront le plus de résistance au séisme.

Pour les autres, la hauteur de mur considérée dans cette vérification est nettement plus importante que celle qui était considérée dans les autres analyses (on considérait une hauteur statiquement équivalente qui était assez faible compte tenu des faibles sollicitations), ce qui diminue la résistance calculée. Néanmoins, la contribution de ces murs à la résistance globale du bâtiment est assez faible, ce qui dilue les conséquences de cette erreur.

6.8 Choix des méthodes de vérification

Le choix de la méthode d’analyse a d’ores et déjà été fait. Il reste à déterminer comment on vérifiera si les différents murs peuvent supporter un séisme.

Les méthodes de vérifications des murs sous un effort normal sont abordées précédemment.

Pour la résistance au cisaillement, l’utilisation telle quelle de la formule de l’Eurocode semble appropriée. On vérifiera donc la valeur de l’effort tranchant admissible. Des développements ultérieurs pourraient être envisagés, afin de les rendre moins restrictives et de rendre plus économiques les constructions en maçonnerie (voir [Jger 09] et 9.3).

En ce qui concerne la vérification au basculement, la différence entre l’approche de Tomazevic et la formule de l’Eurocode tient uniquement dans un paramètre empirique.

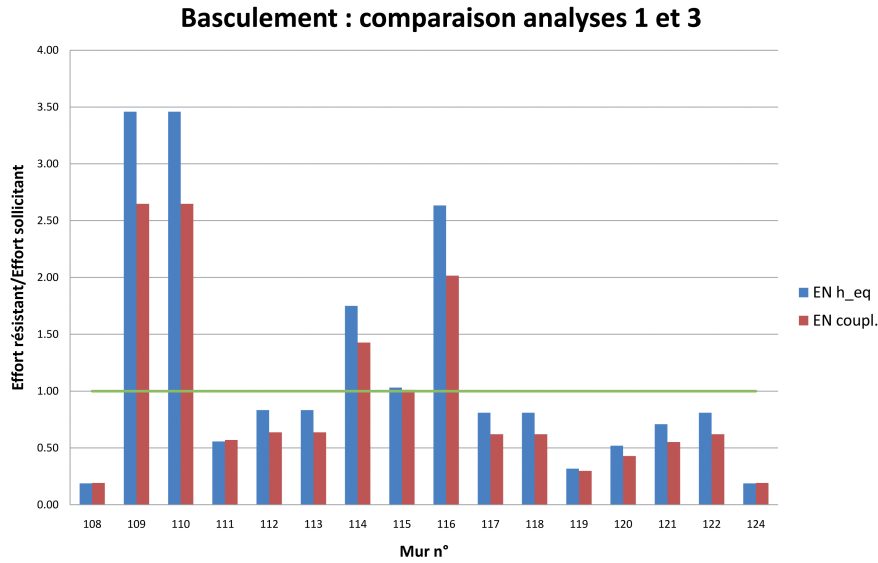


FIG. 6.22 – Comparaison entre les résistances au basculement obtenues pour les murs d’une hauteur équivalente unique (méthode d’analyse 3) et la première méthode d’analyse. Les résultats sont rapportés à l’effort sollicitant chaque mur.

$$\Delta V_{Rd} = \frac{l_w \cdot N}{2 \cdot H_0} \cdot \left(1 - 1.15 \frac{N \cdot \gamma_m}{l_w \cdot t_w \cdot f_k} \right) - \frac{\sigma_0 \cdot t \cdot l^2}{2 \cdot \alpha \cdot h} \left(1 - \frac{\sigma_0 \cdot \gamma_m}{f_k} \right) = 0.15 \cdot \frac{N^2}{h} \cdot \frac{\gamma_m}{t \cdot f_k}$$

On a pu constater que cette différence était très faible et diminuait de très peu la valeur de l’effort résistant. L’approche dans son concept est donc la même selon Tomazevic et l’Eurocode. Le premier a toutefois le mérite de démontrer d’où vient la formule proposée. On effectuera la vérification de la résistance d’un mur au basculement en vérifiant que le moment sollicitant dans une section est inférieur au moment résistant de section (voir 6.5.5). On utilisera donc la formule suivante, en tenant compte du coefficient empirique, pour respecter l’Eurocode :

$$M_{rd} = \frac{\sigma_0 \cdot t \cdot l^2}{2} \left(1 - 1.15 \cdot \frac{\sigma_0 \cdot \gamma_m}{f_k} \right)$$

Chapitre 7

Un bâtiment simple ?

7.1 Introduction

Un bâtiment simple est un bâtiment qui ne nécessite pas de calculs explicites pour vérifier sa bonne tenue lors d'un séisme. Il doit respecter toute une série de critères qui peuvent être assez restrictifs.

Il est bien sûr tenu de respecter tous les critères généraux précisés par l'EN1998 sur les matériaux, le jointoiment et les caractéristiques géométriques requises en fonction du niveau de sismicité (voir 4).

Cette vérification n'est pas spécialement utile dès lors qu'il est possible de calculer explicitement des valeurs de résistance. Néanmoins cela permettra de vérifier si oui ou non ces règles sont trop restrictives, lesquelles et à quels endroits.

7.2 Généralités

Seuls les bâtiments de classe d'importance I ou II peuvent être classés comme bâtiments simples. De plus, le bâtiment doit respecter tous les critères ci-dessous ([Euro 04c])¹.

7.3 Section minimale de murs de contreventements

Deux conditions sont fixées en fonction du niveau de sismicité ($a_g S$).

- La première est une limitation du nombre de niveaux au-dessus du sol. Il faut faire attention que les combles ne sont pas considérés comme des niveaux. Si on veut ne pas en tenir compte il suffit de ne pas les modéliser. Une augmentation de la charge surfacique répartie du dernier niveau peut être utilisée pour compenser le déficit de masse créé par l'"oubli" de ce niveau.
- La seconde est l'obligation pour la somme des section des murs de contreventements d'être supérieure à une valeur limite dans chaque direction, à chaque niveau. Cette valeur limite est fixée en fonction du type de maçonnerie, de la sismicité et du nombre de niveaux. Elle représente un pourcentage de la section totale par niveau.

7.4 Configuration en plan

Des conditions géométriques sont fixées :

- *La forme en plan doit être approximativement régulière.*
- *Le rapport entre les longueurs du petit et du grand coté en plan ne doit pas être inférieur à 0.25.*
- *Les parties en saillie ou en retrait par rapport à la forme rectangulaire ne peuvent avoir une dimension supérieure à 15 % de la surface totale au-dessus du niveau considéré.*

La qualification de la régularité de la forme envisagée est laissée aux bons soins de l'utilisateur. Il n'est pas aisé de créer un logiciel permettant de juger de la régularité d'une forme de bâtiment, au vu des multiples cas particuliers imaginables.

¹Toutes les citations de ce chapitre proviennent de l'Eurocode 8, on ne citera pas la référence à chaque fois : [Euro 04c]

Un algorithme est utilisé pour calculer les parties en saillie ou en retrait du bâtiment. On discrétise la zone occupée par le bâtiment à l'aide d'un certain nombre de points. On vérifie ensuite si ceux-ci sont situés ou non dans le "rectangle principal" occupé par le bâtiment² et on calcule ces surfaces. La surface totale par niveau est également calculée par ce biais³.

Un exemple schématique du fonctionnement de l'algorithme est donné à la figure 7.1.

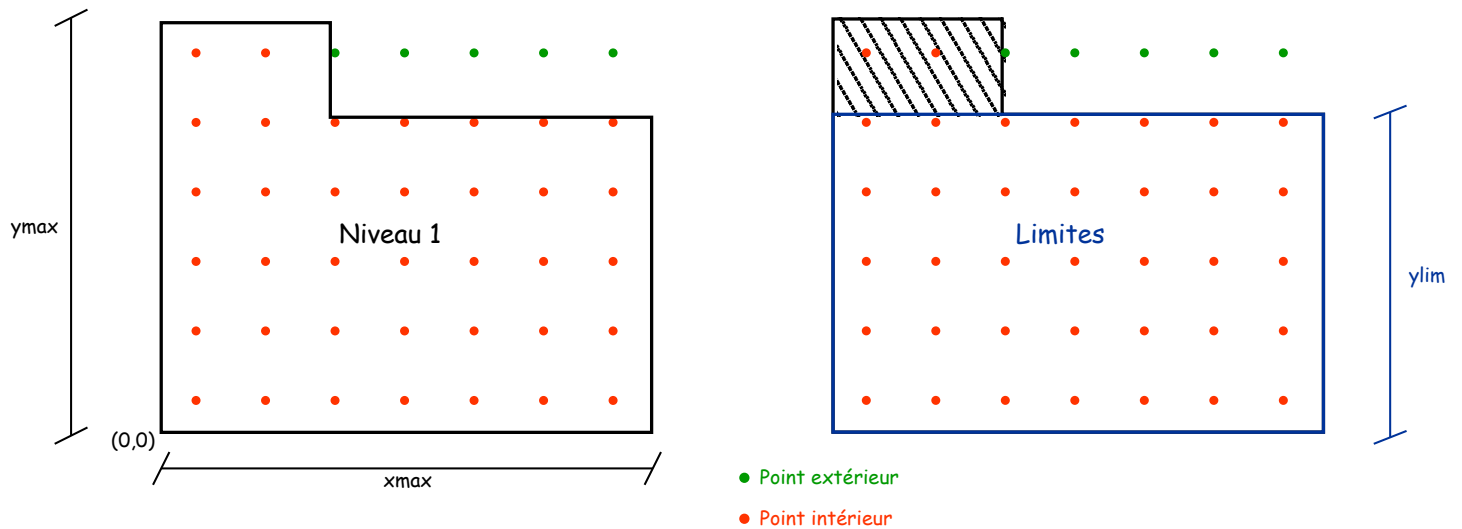


FIG. 7.1 – Exemple de fonctionnement de l'algorithme pour la recherche des saillies et retraits. À gauche on détermine les points intérieurs du bâtiment. À droite on détermine quels sont les points intérieurs au bâtiment contenu dans les limites.

7.5 Conditions sur les murs de contreventements et masses

7.5.1 Murs de contreventements

Quelques précisions sur les murs de contreventement

- Le bâtiment doit être raidi par des murs de contreventement disposés suivant deux directions orthogonales de manière **presque symétrique** au plan.
- Au minimum deux murs parallèles doivent être placés suivant chacune des deux directions horizontales orthogonales, la longueur de chaque mur étant supérieure à 30 % de la longueur du bâtiment dans la direction considérée.
- dans au moins une direction, la distance entre les murs orientés dans celle-ci doit être supérieure à 75 % de la longueur du bâtiment dans l'autre direction.
- au moins 75 % des charges verticales doivent être portées par les murs de contreventement.
- Les murs de contreventement doivent être continus depuis le sommet jusqu'à la base du bâtiment.

La répartition symétrique des contreventements doit avoir pour but la limitation des effets de torsion. Afin de vérifier ce critère, on limitera la distance entre centre de masse et centre de

²Pour le moment le rectangle principal est constitué des plus grandes dimensions en plan du bâtiment. On ne peut donc détecter que des retraits ! Ce problème est encore à régler. On pourrait par exemple demander à l'utilisateur de définir ce rectangle en fonction de deux points par niveau.

³Un patio intérieur sera détecté comme faisant partie du bâtiment !

rigidité à $0.05 L$. Cela revient à limiter l'excentricité naturelle à une valeur du même ordre de grandeur que l'excentricité accidentelle.

Ce critère a été choisi pour quantifier le qualitatif "presque symétrique" de l'Eurocode.

7.5.2 Allègement de la règle précédente (paragraphe 2) en cas de faible sismicité

Au minimum deux murs parallèles doivent être placés suivant chacune des deux directions horizontales orthogonales, la longueur de chaque mur étant supérieure à 30 % de la longueur du bâtiment dans la direction considérée.

Dans les zones de faible sismicité, cette longueur de mur peut être la longueur cumulée de plusieurs murs selon un même axe entre ouvertures. Au moins un des murs de ce contreventement devra avoir une longueur supérieure à celle correspondant à la longueur minimale l/h .

Pour appliquer cette règle, on recherche pour chaque mur de contreventement, s'il existe, sur la même ligne d'appui, d'autres murs servant de contreventement. Des murs alignés mais appartenant à des lignes d'appuis différentes ne seront donc pas considérés comme un mur unique.

7.5.3 Variation de masse et de section

Dans chaque direction principale horizontale, les différences de masses et de sections horizontales des murs de contreventement entre deux étages successifs sont limitées à des valeurs maximales $\Delta_{m,max} = 20\%$ et $\Delta_{A,max} = 20\%$.

On vérifiera donc cette différence entre deux étages automatiquement. Il y a cependant un bémol, si le bâtiment a été modélisé sans ses combles. En augmentent artificiellement la charge répartie au dernier étage, on transgresse cette clause sur la variation de masse.

Chapitre 8

Application

8.1 Introduction

Après avoir commentés diverses facettes du programme sur des cas particuliers, on va tester celui-ci sur des bâtiments réels complets, de A à Z. On vérifiera que les résultats sont cohérents et on comparera l'approche calculatoire pure avec l'approche "bâtiment simple".

Ces essais permettent tout d'abord d'appréhender les capacités du programme, ce qu'il peut faire ou ne pas faire. Ils participent aussi à l'optique générale de "debugging" du code. C'est en testant des cas particuliers que l'on peut se rendre compte de tel ou tel problème.

L'ensemble des résultats peuvent être exportés dans un listing. Il se présente sous la forme d'un fichier Excel, comprenant :

- la géométrie des murs.
- les différents efforts sollicitants, résistants et modes de ruine.
- quelques valeurs générales (masse sismique, ...)
- les critères de bâtiment simple non respectés.

8.2 Paramètres généraux employés dans les différents exemples

1. La résistance de la maçonnerie sera prise égale à 10 MPa et la résistance initiale au cisaillement à 0.2 MPa. On considère que la maçonnerie est à joints verticaux remplis. Les blocs font partie du groupe 1 (classification EN1996).
2. On considère que le bâtiment est construit dans une zone 3 ($a_g = 0.8 \text{ m/s}^2$), sur un sol de type C.
3. Les charges utilisées sont de 6 kN/m^2 pour le poids propre des planchers et de 3 kN/m^2 pour les charges variables. On utilise des blocs ayant une masse volumique de 1.5 kg/dm^3 . Les planchers ont une épaisseur de 30 cm.

8.3 Premier cas

Le premier cas testé est celui qui a été utilisé pour valider la descente de charges gravitaires (voir 3 et annexe B).

8.3.1 Modélisation

La première question à se poser est de savoir quels sont les éléments du bâtiment qu'il faut modéliser, en plan.

Celui-ci est composé de plusieurs appartements, isolés acoustiquement les uns des autres (murs dédoublés). C'est là la première difficulté. Le bâtiment se comporte-t-il de façon monolithique ou bien ses différents constituants sont-ils sollicités indépendamment les uns des autres ?

Implicitement, en modélisant l'entièreté de chaque niveau, on fait l'hypothèse qu'un seul et unique diaphragme lie tous les murs ensemble à chaque niveau (un seul plancher continu sur toute la zone modélisée). Ils résisteront tous, et tous ensemble, à une séisme dans une direction donnée.

L'hypothèse d'un comportement indépendant des plusieurs segments d'un même bâtiment

ne serait pas forcément réaliste. L'espace est tellement faible entre deux de ces segments, qu'ils peuvent vibrer indépendamment dans une direction mais rentreront certainement en collision dans l'autre, s'ils vibrent de façon non synchrone (voir figure 8.1). Cela ne veut pas dire que l'hypothèse d'une vibration synchrone de tous les segments du bâtiment sera plus réaliste.

De plus, cela va avoir une importance car la formule de l'Eurocode permettant d'estimer la période du bâtiment est fonction uniquement des sections de murs de contreventement à considérer au rez-de-chaussée. Si on considère que les éléments vibrent indépendamment, on modélisera chaque partie à part et la section de murs de contreventement à prendre en compte dans la formule sera plus faible. La période sera plus élevée. Par contre si on considère l'entièreté du bâtiment on prend en compte plus de murs et la période sera plus faible. Les sollicitations seront donc modifiées.

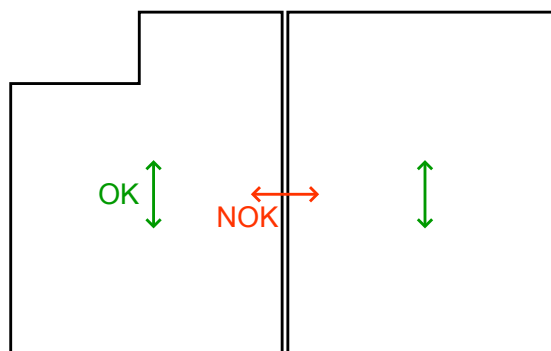


FIG. 8.1 – Isolation acoustique de deux segments d'un même bâtiment. S'ils peuvent vibrer indépendamment dans la direction nord-sud (en vert), ils risquent fortement de s'entrechoquer dans la direction est-ouest (en rouge).

Le deuxième choix porte sur ce qu'il faut modéliser en élévation. Les combles ne sont pas à prendre en compte comme un étage à part entière ([Eurob]). Si le but est de réaliser uniquement une descente de charges gravitaires, il faut les modéliser. Pour réaliser la vérification sismique du bâtiment, on choisira de modéliser uniquement le rez-de-chaussée et le premier étage, en augmentant le poids supporté par les planchers de cet étage, pour tenir compte du poids des combles habitables.

8.3.2 Première analyse : quels sont les murs de contreventement ?

Le programme est lancé une première fois, pour faire l'état des lieux et vérifier si le bâtiment peut tenir sans aucune modification.

On peut constater que tous les murs ont les caractéristiques géométriques minimales requises pour servir de contreventement (épaisseur, élancement, ...). Cela dit, il faut nuancer et discuter de la sensibilité de cette affirmation. Pour un bâtiment à deux niveaux, l'Eurocode limite le rapport h_{ef}/t_{ef} à 20. La plupart des murs ont une épaisseur de 14 cm. La hauteur maximale efficace est donc de 280 cm. Cela dit, il est fort peu probable qu'une résistance suffisante soit assurée simplement par des murs de 14 cm d'épaisseur.

Finalement, les murs pouvant servir de contreventement sont repris à la figure 8.3. Néanmoins, une critère doit encore être pris en compte pour éliminer les murs dont l'inertie varie trop sur la hauteur du mur. La section des murs ne peut pas varier exagérément sur la hauteur de chaque console. Le critère de bâtiment simple impose de limiter la variation de section à 20% entre deux étages successifs. On étendra ce même critère comme condition générale sur la

continuité des murs d'un niveau à l'autre.

Cette condition va être assez disqualifiante car les murs sont loin d'être approximativement continus. Les ouvertures ne se situent pas à l'aplomb les unes des autres. Cela ne pose aucun problème d'un point de vue habituel (purent gravitaire) mais bien dans un cas sismique (voir figure 8.2).

La plupart des murs peuvent jouer un rôle de contreventement au rez-de-chaussée. Par contre leur nombre se réduit considérablement au 2e niveau, à cause notamment d'une organisation différentes de l'espace de ces deux niveaux.

8.3.3 Période et efforts

La masse sismique calculée¹ est de 766 t.

Les périodes calculées sont de 0.419 s selon x et 0.122 s selon y. En effet, les murs de contreventement ont une très faible section dans la direction x, la structure est donc très souple. Dans l'autre direction, on se situe sur le plateau du spectre de calcul de la pseudo-accélération, ce qui est courant.

Afin d'exposer les potentialités du programme, on se bornera ici à vérifier le bâtiment sans efforts dus à la torsion et à essayer de l'adapter pour qu'il résiste au séisme. La torsion est bien entendu une sollicitation très importante mais elle n'est pas nécessaire pour atteindre le but fixé par ce chapitre². Les efforts par niveau sont donné au tableau 8.1.

	Plancher 1	Plancher 2
selon x [kN]	121	140
selon y [kN]	425	491

TAB. 8.1 – Efforts par plancher avant modifications

8.3.4 Et qu'en est-il de la résistance des murs ?

Le problème est qu'on se borne à calculer une résistance élastique et qu'on n'envisage aucune redistribution des efforts sollicitants entre les murs. On peut vérifier quel mur va périr et quel mur va résister. Mais, à moins que tous les murs ne résistent, il n'est pas possible de dire automatiquement si le bâtiment en entier va résister.

Dans ce cas les choses sont claires. Dans la direction x, tous les murs vont périr à cause d'un moment trop important qui décolle tous les murs et réduit à 0 leur résistance au cisaillement. Dans la direction y, seuls quelques murs résistent mais leur résistance n'est pas suffisante pour reprendre l'entièreté des efforts appliqués.

8.3.5 Modifications à apporter

On va tenter d'apporter quelques modifications au bâtiment pour qu'il puisse résister au séisme. Disons tout de suite qu'il est assez difficile d'augmenter la résistance selon x car la

¹ $pp_{planchers} = 6 \text{ kN/m}^2$ et $q = 3 \text{ kN/m}^2$, 2.5 fois la charge totale au 2e étage pour tenir compte des combles

²De plus aucune méthode totalement fiable n'a encore été programmée pour prendre en compte la torsion.

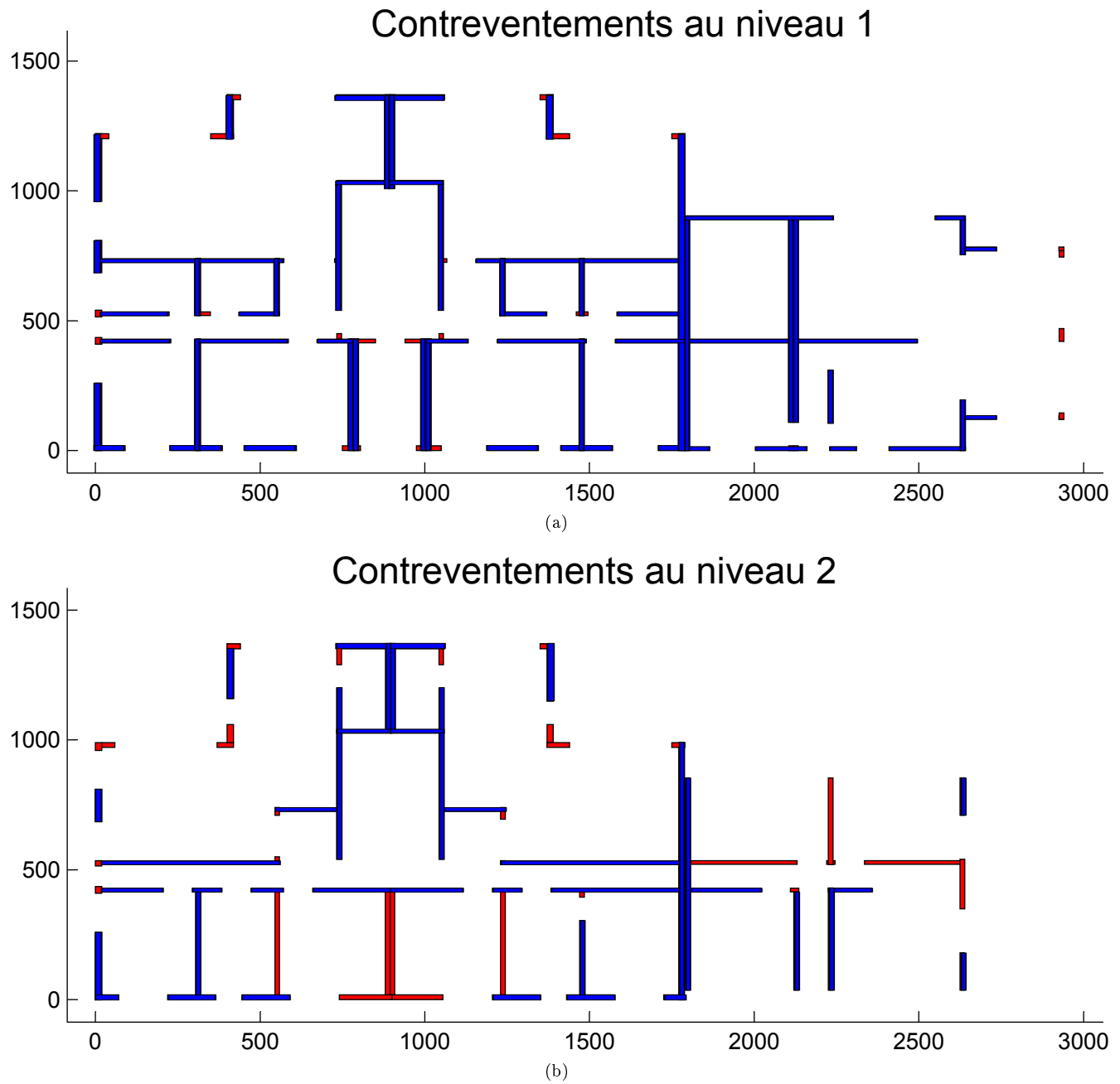
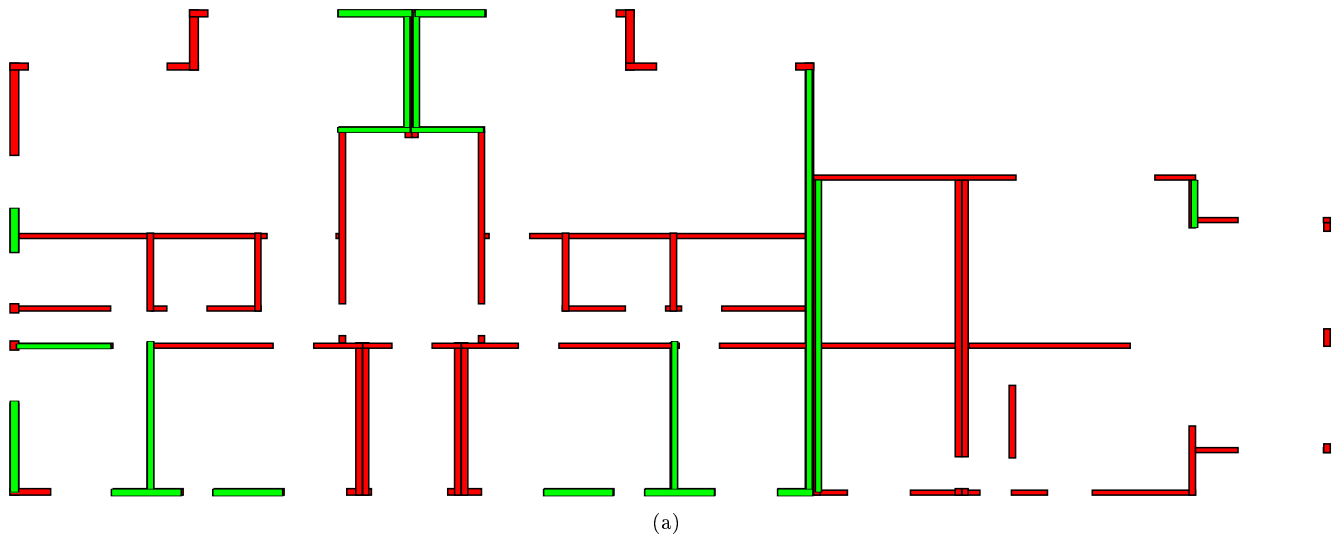


FIG. 8.2 – Murs satisfaisant aux conditions géométriques minimales pour être utilisés comme murs de contreventement. Les murs non repris sont dessinés en rouge.

CVTs au niveau 1



CVTs au niveau 2

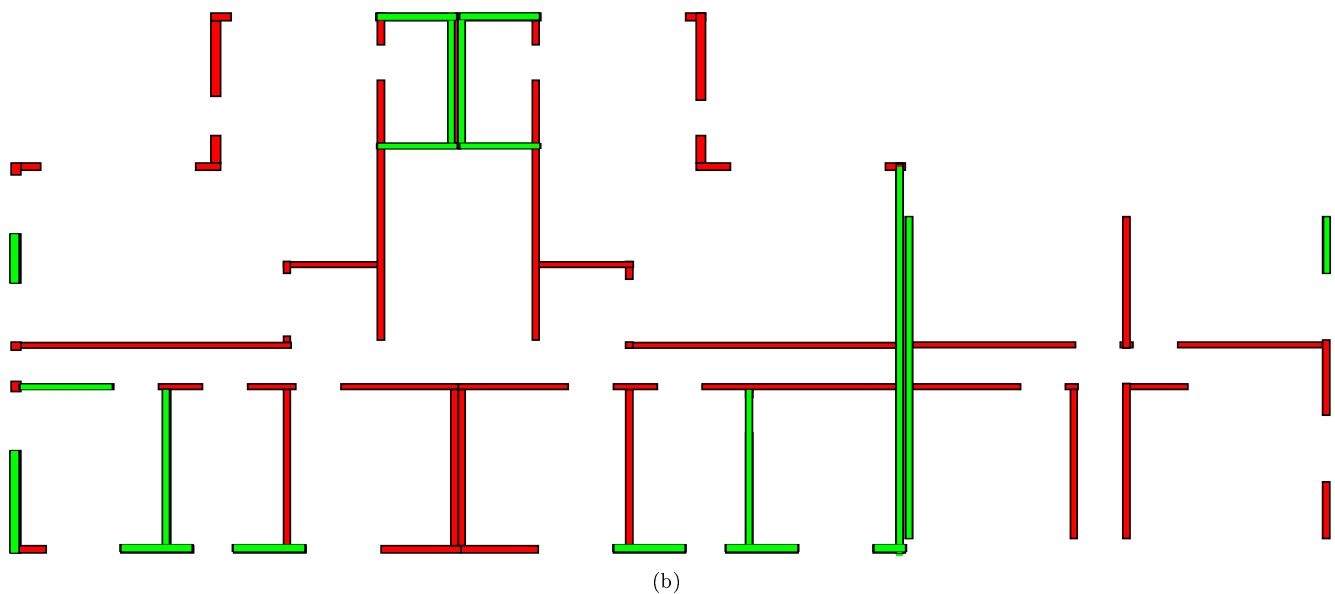


FIG. 8.3 – Murs satisfaisant aux conditions géométriques minimales **et de continuité** d'un étage à l'autre, aux deux niveaux du bâtiment.

plupart des murs dans cette direction sont percés de beaucoup d'ouvertures ou ne sont pas continus sur toute la hauteur du bâtiment.

On a réalisé les modifications suivantes :

1. Tout d'abord on va introduire le coefficient de réduction des moments dans les consoles pour tenir compte d'un certain fonctionnement en portique et donc d'une sollicitation moins forte en flexion. Celui-ci a déjà été abordé précédemment. Etant donné le caractère empirique total, on se limitera à une réduction de 10%. Ce n'est pas énorme mais ça jouera déjà un rôle positif.
2. Une partie des murs supérieurs avaient une épaisseur de 14 cm, ils passent à 19 cm pour ceux qui servent de contreventement. Une partie des murs sera carrément augmentée à des blocs de 29 cm car la résistance n'est pas suffisante sinon.
3. Certaines ouvertures seront abandonnées. Cette option ne peut toutefois pas être appliquée partout. Il faut en effet bien que le bâtiment soit habitable...

Les étages modifiés sont montrés à la figure 8.4. En augmentant la section des murs, on modifie également la raideur du bâtiment. La période de celui-ci selon y passe à 0.07 s et selon x à 0.153 s. Selon y, l'effet bénéfique est double, on augmente la résistance des murs et on diminue la pseudo-accélération. Ce n'est pas le cas dans l'autre direction, où on augmente celle-ci (passage sur le plateau du spectre de pseudo-accélération).

Les résultats numériques sont fournis au tableau 8.2, dans la direction y (dans l'autre direction tous les murs sont décollés).

l [m]		2,6	2,95	4,3	4,34	12,2	5,05	3,44	3,44	5,05	9,04	1,49	4,8	4,8
t [m]		0,19	0,19	0,29	0,29	0,29	0,29	0,19	0,19	0,29	0,29	0,19	0,29	0,29
Niveau 1	taux V	0,15	0,39	0,29	0,29	0,49	0,34	0,35	0,34	0,34	0,51	0,05	1,93	1,93
	V_{rd} [kN]	103,1	52,2	210,2	214,2	505,9	293,0	77,3	79,4	229,5	345,5	67,8	37,4	37,4
	taux M	0,26	0,66	0,42	0,42	0,46	0,46	0,58	0,57	0,46	0,52	0,08	0,91	0,91
Niveau 2	taux V	0,01	0,02	0,09	0,09	0,87	0,14	0,05	0,05	0,14	1,02	0,01	0,16	0,16
	V_{rd} [kN]	84,6	83,4	195,8	196,6	232,4	219,7	98,7	99,1	221,4	120,7	29,6	162,2	162,2
	taux M	0,02	0,11	0,22	0,21	0,66	0,34	0,17	0,16	0,34	0,78	0,12	0,48	0,48

TAB. 8.2 – Taux de travail des différents murs selon la direction y.

Pour cette configuration, seuls deux murs sont sollicités au-delà de leur capacité de résistance. Il s'agit des murs intérieurs de la cage d'escalier, qui ne sont chargés par aucune charge verticale hormis leur poids propre.

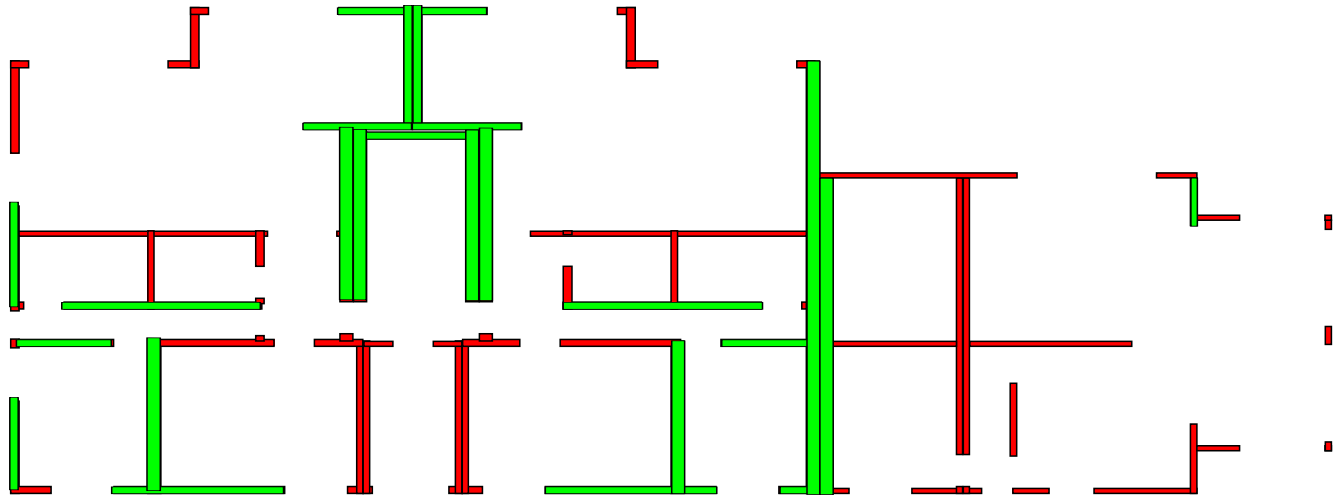
Les autres sont chargés à des taux inférieurs à 40% (50% pour les murs les plus longs). Il n'y aura donc aucune peine à redistribuer les efforts des murs trop fortement chargés. On peut noter néanmoins que certains murs travaillent à un plus haut ratio vis-à-vis du mode de ruine par basculement que par cisaillement, il faut donc en tenir compte dans cette redistribution.

On peut constater que les murs ont été assez sur-renforcés et qu'il serait possible de diminuer la dose tout en réussissant à conserver une résistance suffisante. Cette optimisation n'a pas été réalisée.

8.3.6 Comparaison avec les critères de bâtiment simple

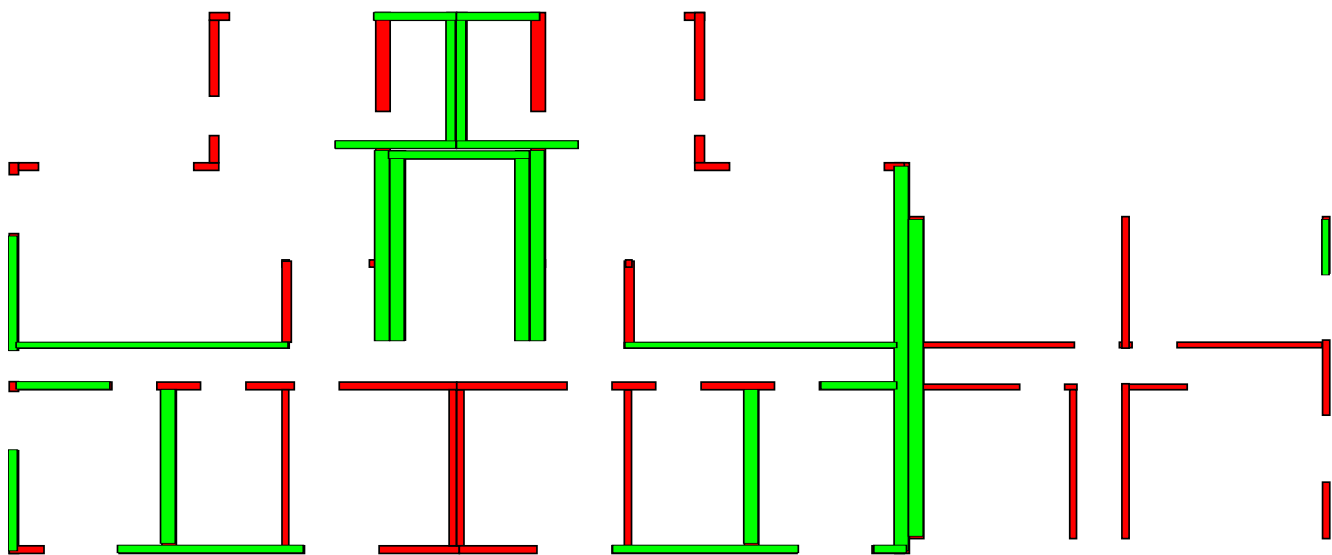
Par rapport aux critères de bâtiment simple, on ne dispose pas de murs suffisamment longs (30% de la longueur du bâtiment) dans la direction x.

CVTs au niveau 1



(a)

CVTs au niveau 2



(b)

FIG. 8.4 – Modifications de l'épaisseur et de la disposition des murs.

Au niveau de la section nécessaire de contreventement, elle est de 16.95 m^2 au rez-de-chaussée, dans chaque direction. On dispose de 16.5 m^2 dans la direction y et de 6.3 m^2 dans la direction x . On est donc assez proche de la valeur fixée par le critère dans une direction. On a toutefois précisé qu'il serait possible de diminuer la section totale des murs, en optimisant.

8.3.7 Conclusion

Selon les différentes valeurs résistantes calculées, le bâtiment peut s'effondrer s'il est soumis à un séisme dans une direction. Cette affirmation est peut-être un peu forte car beaucoup de murs sont négligés alors qu'ils pourraient tout de même fournir rigidité et résistance au bâtiment.

Un cas de mur négligé est représenté à la figure 8.5. Il présente une ouverture solitaire au second niveau et non reproduite au niveau inférieur. Après "découpage" des murs à chaque niveau, on obtient des sections de murs différentes au dessus et en dessous (2 sections au niveau supérieur et une seule au niveau inférieur). La variation entre les deux est trop importante pour former une console considérée comme continue. Cette contribution sera donc négligée dans la résistance du bâtiment. Elle jouera pourtant un rôle.

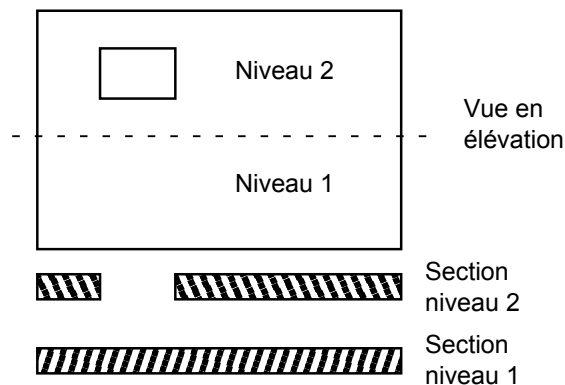


FIG. 8.5 – Limitation du programme : non uniformité de la répartition des ouvertures dans un mur.

8.4 Deuxième cas

Le premier cas envisagé est un immeuble de trois niveaux plus des combles³ (plans voir annexe B).

Le bâtiment modélisé a été quelque peu simplifié par rapport à la réalité. Les murs inclinés ont été réduits à des murs orthogonaux, les cloisons n'ont pas été modélisées⁴ et tous les murs ont été alignés à l'aplomb les uns des autres (ce qui n'était pas le cas sur la partie gauche du bâtiment). On fera passer l'épaisseur d'une partie des murs de 14 à 19 cm car c'est la valeur minimale imposée pour un immeuble de trois niveaux (sans les combles).

³Les combles ne doivent pas être modélisés dans l'analyse sismique. Afin d'en tenir compte, on ajoute au dernier étage la valeur de 1.5 fois son poids, pour tenir compte du poids des combles et de la toiture.

⁴Le programme le permet mais cela n'a pas été fait par manque de temps.

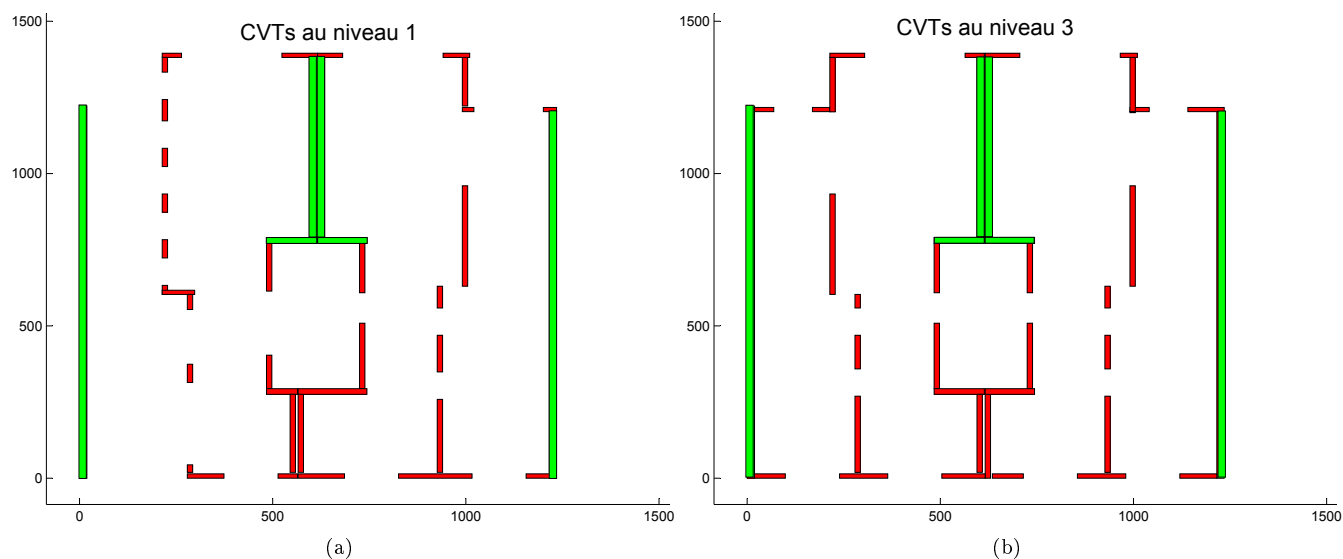


FIG. 8.6 – Murs satisfaisant aux conditions géométriques et de continuité dans le second bâtiment étudié. Les niveaux 2 et 3 présentent des plans identiques.

8.4.1 Premières analyse : quels sont les murs de contreventement ?

Les plans revus et corrigés ainsi que les différents murs servant de contreventement sont présentés à la figure 8.6.

D'un simple coup d'oeil, il est déjà possible de se rendre compte que le bâtiment ne devrait pas poser trop de problèmes dans une direction mais en posant beaucoup dans l'autre. Les murs les plus longs ont en effet tous la même orientation.

Ce bâtiment présente par contre l'avantage d'être construit de façon assez symétrique. Les effets de torsion sont donc limités à la torsion d'origine accidentelle. Comme la torsion n'est pas prise en compte dans cette analyse, cela permettra tout de même de conclure sur la stabilité de ce bâtiment (dans une direction tout du moins).

8.4.2 Analyse globale

Sur base de surfaces de planchers⁵ fournies par le plan et d'une estimation rapide du poids des murs (hors cloisons), on aboutit à une estimation de la masse sismique du bâtiment de 650 tonnes. Le programme aboutit à une estimation de 640 tonnes.

La période estimée est de 0.134 s selon y et 1.5 s selon x (seuls deux murs fonctionnent en contreventement et le bâtiment est donc très souple). La force totale en base est de 92kN selon x et 895 kN selon y.

⁵ $pp_{\text{planchers}} = 6 \text{ kN/m}^2$ et $q = 3 \text{ kN/m}^2$

8.4.3 Résistance

8.4.3.1 Selon y

Les quatre murs résistants dans la direction de sollicitation y vont résister au séisme. La représentation des résultats est donnée sous forme de ratio entre l'effort sollicitant et l'effort résistant⁶.

Le taux de travail des différents murs selon les deux modes de ruine⁷ sont donnés au tableau 8.3. La résistance pourrait encore être plus forte dans cette direction, car

- d'autres murs pourraient passer à une épaisseur de 19 cm et servir de contreventement. En déchargeant les murs les plus chargés, on diminuerait le moment appliqué à ceux-ci et donc on augmenterait encore plus la résistance au cisaillement disponible.
- on ne tient pas compte d'un mode de fonctionnement de la section en I.

		Mur 1	Mur 2	Mur 3	Mur 4
V	niveau 1	0.90	0.58	0.55	0.90
	niveau 2	0.88	0.36	0.35	0.91
	niveau 3	0.65	0.18	0.38	0.66
M	niveau 1	0.56	0.51	0.49	0.56
	niveau 2	0.48	0.33	0.1	0.49
	niveau 3	0.32	0.12	0.15	0.34

TAB. 8.3 – Taux de travail des différents éléments résistants selon la direction y. La torsion n'est pas prise en compte.

8.4.3.2 Selon x

Dans cette direction, tous les murs périclent. Le moment est trop important pour eux, leur section est décollée et leur résistance à l'effort tranchant devient nulle.

On va donc tenter d'apporter des modifications au bâtiment pour lui permettre de résister à un séisme. Le problème étant qu'en ajoutant des murs résistants, on augmentera la raideur et diminuera la période. La pseudo-accélération va donc augmenter également !

1. On va commencer par tenir compte du coefficient de réduction des moments pour modéliser le fonctionnement en portique de certains murs.
2. On va tenir compte de la double paroi de la cage d'escalier, ce qui n'était pas le cas jusqu'ici. Cela implique qu'une liaison doit être présente pour lui transmettre les efforts, ce qui fait perdre de l'isolation acoustique. Notons que le voile en béton encadrant l'ascenseur n'est, lui, pas modélisable dans ce logiciel. Il devrait également apporter un surcroit de résistance.
3. Des murs et ouvertures seront déplacés pour maximiser la taille des murs structuraux résistants.
4. On va transformer des cloisons en murs porteurs continus de 19 cm d'épaisseur.

⁶Ces deux éléments ne sont pas indépendants. Dans le cas de la résistance à la rupture par friction, si l'effort sollicitant augmente, le moment augmente également. Le décollement de la section augmente et la résistance varie donc aussi !

⁷En tenant compte d'un coefficient de réduction de 10% pour ne pas négliger totalement le fonctionnement en portique

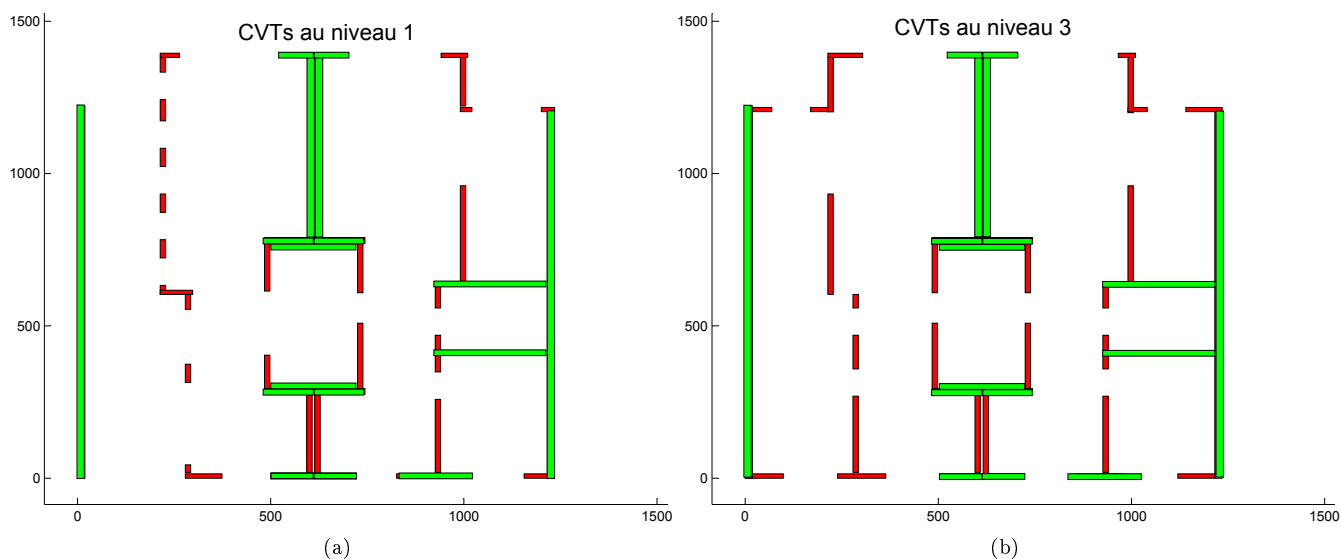


FIG. 8.7 – Modifications de la structure du bâtiment.

Les modifications apportées sont représentées à la figure 8.7. Il est malgré tout assez difficile d'ajouter des murs d'une taille suffisante pour avoir une résistance significative dans la direction x , car

1. les mesures acoustiques prises coupent systématiquement une partie des murs en deux parties distinctes, pour séparer les appartements.
2. le bâtiment a été conçu comme une enfilade de pièces séparées par des cloisons. Tous les murs porteurs ont donc la même orientation. On ne saurait ajouter d'autres murs orientés selon x à moins de supprimer... des portes ou de couper certaines pièces en deux.

Malgré les modifications apportées, la totalité des murs vont périr à la base du bâtiment. Le peu de sections de murs disponibles est encore aggravé par le fait que ceux-ci ne sont pas porteurs de planchers (charges verticales faibles), facilitant d'autant mieux le décollement de la section de mur à cause du moment trop important et de la résistance nulle en traction de la maçonnerie.

De plus, les murs résistants sont ici excentrés par rapport au centre de masse. La sollicitation de torsion viendra donc jouer un rôle supplémentaire.

Un effet bénéfique à prendre en compte est l'environnement dans lequel se trouve le bâtiment. Dans le cas qui nous occupe, il est manifeste qu'il sera encadré par d'autres bâtiments. L'ensemble de ceux-ci pourront donc, dans certaines conditions, vibrer et résister en bloc (voir figure 8.8). Néanmoins cet effet n'est pas quantifiable ni calculable. On ne dispose pas non plus précisément de données sur la position de ce bâtiment dans son environnement.

Il semble donc impossible dans cette direction de se limiter à de la maçonnerie non armée pour disposer d'une résistance suffisante à un tremblement de terre. D'autres moyens peuvent être mis en oeuvre pour augmenter la résistance du bâtiment (maçonnerie armée, ..., [Euro 04c], [Plum 03])

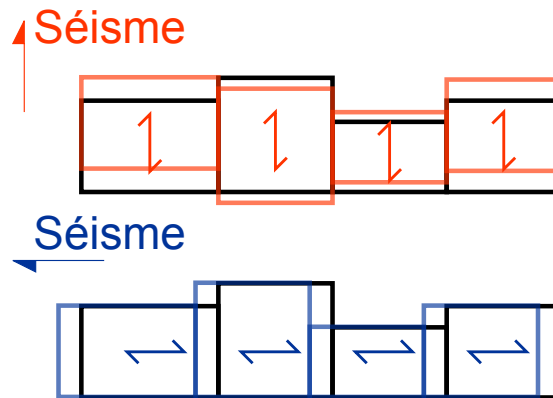


FIG. 8.8 – Excitation d’une file de bâtiment. Selon la direction du séisme et le mode de construction des bâtiments (murs mitoyens), ceux-ci pourraient vibrer en bloc.

8.4.4 Comparaison avec les critères de bâtiment simple

On peut tout de même comparer la solution actuelle avec les critères de bâtiment simple, puisque le bâtiment résiste au moins dans une direction.

Point de vue géométrie, la forme est régulière et assez compacte, il n’y a donc aucun problème.

La condition de symétrie des contreventements est respectée selon y mais ne l’est plus dans la direction x . Les murs de contreventement ne soutiennent pas non plus 75% des charges verticales.

Aucun mur n’a une dimension supérieure à 30 % de la longueur du bâtiment dans la direction x .

Le plus intéressant est de comparer les sections de contreventement disponibles à celles nécessaires.

Pour un bâtiment de trois niveaux en maçonnerie non armée et un produit $\gamma_I \cdot a_{gR} \cdot S \leq 0.15g$ (il n’est pas possible d’aller à plus de trois étages dans ce cas [Eurob]), le pourcentage de la surface totale du bâtiment à mettre en place est de 8.5%, soit 14 m².

La section de contreventements disponibles dans la direction y est de 7 m², soit la moitié seulement de ce qui est demandé. La section totale de contreventements selon x n’est que de 4m² et est de toute façon insuffisante.

8.5 Conclusion

On peut tirer de ces deux cas analysés des conclusions générales quant à la construction parasismique en maçonnerie et l’application des codes.

1. Tout d’abord il faut rappeler tout ce que l’on n’a pas modélisé. Les poutres, les linteaux, les planchers sont autant d’éléments qui participeront également à la résistance et à la raideur du bâtiment. De même, le mode de fonctionnement via des sections en I des murs n’a pas été pris en compte.
2. De manière générale les bâtiments ont tendance à être conçus dans une configuration où les murs porteurs principaux ont tous la même orientation. Cela libère de vastes espaces

dégagés. S'il fait bon vivre dans ce genre de bâtiments, il fait nettement moins bon subir un séisme, car cela laisse une direction fortement déformée en éléments résistants.

Il est toujours possible d'ajouter un mur ou l'autre ou de supprimer quelques ouvertures, mais il est assez difficile d'assurer la résistance du bâtiment sans totalement en revoir la configuration. Il faut alors se tourner vers d'autres techniques, comme de la maçonnerie armée par exemple.

3. Les normes acoustiques peuvent aussi jouer un rôle dans la diminution de résistance des bâtiments. En séparant systématiquement les murs en deux parties non jointives, on divise par deux la longueur de certains murs et donc par huit leur inertie. Leur résistance est également amoindrie. De plus, les planchers sont également interrompus pour cette isolation acoustique, posant l'épineux problème du choix des murs à modéliser en plan.

4. La répartition des murs et leur raideur relative ont également une forte importance. On a vu dans les exemples précédents qu'on pouvait obtenir un bâtiment résistant avec une section totale de contreventement plus ou moins proche de la valeur recommandée pour un bâtiment simple.

Si un contreventement est beaucoup plus raide que les autres, il reprendra une majeure partie des sollicitations. Sous celles-ci, excessives, sa section risque d'être totalement décollée et sa résistance au cisaillement sera nulle.

De la même façon, le comportement de chaque mur sera différent selon qu'il supportera ou non des charges de plancher (l'effort normal apportant un effet bénéfique). On ne peut donc pas faire de conclusion générale sur les critères de bâtiment simple, car chaque cas est particulier.

5. Néanmoins sur base d'une conception déjà axée parasismique, le programme permettra assez aisément, en profitant d'une interface graphique efficace, de calculer la résistance offerte par le bâtiment. Si celui-ci risque de périr, des modifications pourront être facilement effectuées et testées.

Chapitre 9

Développements ultérieurs

9.1 Introduction

Des développements ultérieurs pour mieux appréhender la réalité sont possibles. Ils n'ont pas ou presque pas été implémentés au programme par manque de temps ou de connaissance sur le sujet.

9.2 Modélisation en portique

Une des principales modifications que l'on peut apporter est la contribution en raideur et en résistance des baies, des linteaux et planchers entre les murs porteurs résistants. En réalité le bâtiment n'est pas un assemblage de murs en console reliés seulement au niveau des planchers.

On peut donc envisager de modéliser la structure réelle par une ossature classique en portique, où les murs porteurs sont représentés par des colonnes. Les poutres entre celles-ci ne sont plus simplement rotulées mais encastrées dans les murs. Il faut donc trouver une méthode pour estimer la raideur de ces éléments et des assemblages poutres/poteaux.

En effet, la zone critique est l'assemblage poutre/poteau (mur/linteau), dont on doit pouvoir estimer la raideur et la résistance maximale admissible, car des moments vont naître à cette jonction.

9.3 Amélioration des formules de l'Eurocode, proposition du Pr. Jäger

Le Pr. Jäger propose d'amender les formules de l'Eurocode pour mieux coller à la réalité et *rendre les constructions en maçonnerie plus économiques et compétitives* [Jger 09] et [Jger 08]. L'ensemble des développements réalisés ici proviennent de ces deux documents.

Suite à un projet de recherches, un amendement à l'Eurocode a été proposé, concernant le calcul de la résistance au cisaillement dans le plan, qui vise à :

- rendre moins défavorable le calcul de la résistance d'un mur, suite à une rupture par friction.
- améliorer la prise en compte du mode de ruine par traction dans les blocs de maçonnerie (voir figure 9.1).
- prendre en compte un nouveau type de mode de ruine, le "gapping".

Une routine est d'ores et déjà programmée pour tenir compte de cet éventuel aménagement de l'Eurocode.

9.3.1 Mode de ruine par friction

La modification fondamentale pour cette formule par rapport à la formule Eurocode est de prendre en compte une composante de résistance par frottement de type $V_{rd} = \mu N_{sd}$. Cela permet de ne pas qualifier de nulle la résistance d'un mur qui serait entièrement décollé sous l'effet du moment appliqué.

La formule proposée ci-dessous permet la vérification de la résistance au cisaillement, calculée

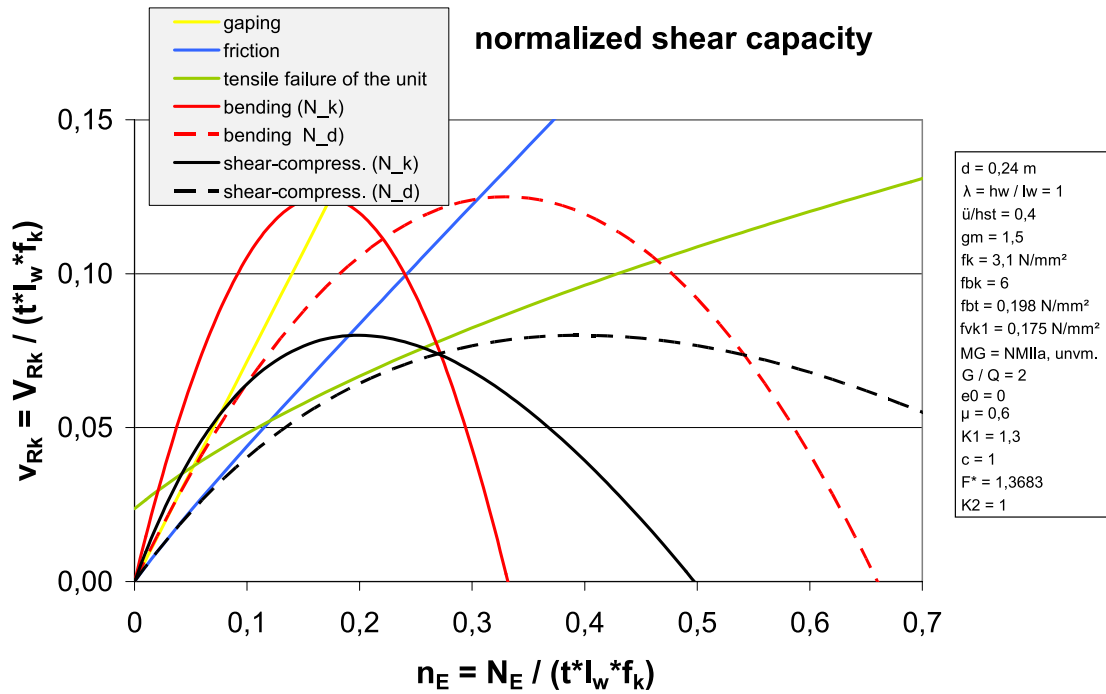


FIG. 9.1 – Modes de ruine possible pour un mur de maçonnerie [Jger 09]

en pied de mur [Jger 09] :

$$V_{Rk,F} = \frac{1}{c} \cdot \frac{1}{1 + \mu} \cdot (f_{vk,1} \cdot l'_{w,lin} \cdot t + \mu \cdot N_{Ed}) \geq \mu \cdot N_{Ed}$$

Où c tient compte de la distribution de cisaillement, qui n'est pas uniforme sur la section. μ est le coefficient de frottement. Il peut être pris égal à une valeur par défaut (0.6), mais il faut tenir compte de tout matériau qui pourrait le limiter (par exemple en cas de matériau spécial utilisé pour des raisons acoustiques).

f_{vk1} est la résistance caractéristique effective au cisaillement sous un effort normal nul. Cette valeur est supérieure à la valeur f_{vk0} utilisée par l'Eurocode ($= 1.25 \cdot f_{vk0}$ ou $= 2 \cdot f_{vk0}$, [Jger 09]). Si on l'utilise, il faut de plus vérifier que la déformation en traction ne dépasse pas une valeur limite.

$l'_{w,lin}$ est la longueur de mur soumise à des contraintes verticales. Elle est calculée en prenant en compte l'excentricité créée par les charges horizontales dans le plan du mur mais aussi par l'excentricité de la force normale verticale au mur.

9.3.2 Prise en compte explicite de la rupture en traction des blocs

L'état de contraintes dans le mur va se solder par une contrainte principale en traction dans certains blocs de maçonnerie. Cela risque d'engendrer des fissures dans ceux-ci.

La formule proposée doit être vérifiée au milieu de la hauteur du mur considéré :

$$V_{Rk,U} = l_w \cdot t \cdot \alpha \cdot f_{bt,cal} \cdot \sqrt{1 + \frac{N_{Ed}}{\beta \cdot t \cdot l_w \cdot f_{bt,cal}}}$$

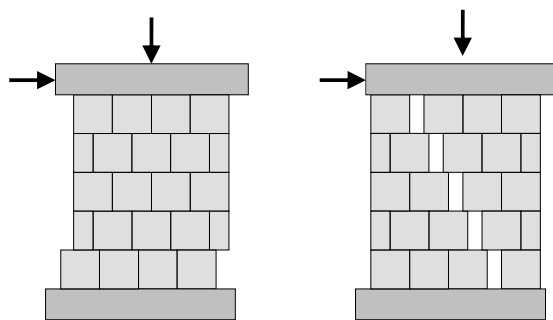


FIG. 9.2 – Modes de ruine : rupture par friction [Jger 08]

$f_{bt,cal}$ est la valeur de la résistance de calcul du bloc à la traction. Elle est calculée sur base de sa résistance en traction et de paramètres qui dépendent du type de blocs. Des formules sont proposées pour estimer la valeur de résistance à la traction sur base de la résistance à la compression.

l_w est la longueur du mur.

α et β sont des paramètres qui dépendent également du type de blocs.

9.3.3 Prise en compte du gapping

Le gapping est un mode de ruine qui n'était pas pris en compte jusqu'ici. Il est déterminant pour des blocs (d'un certain élancement) dont les joints verticaux ne sont pas remplis et se caractérise par un renversement des blocs ([Jger 08], voir figure 9.3). Au moment de la ruine, la contrainte de compression est théoriquement infinie aux deux extrémités de la bielle (voir figure 9.4).

La formule proposée pour ce calcul, si le rapport $h_b/l_b \leq 1$ est

$$V_{Rk,G} = K_1 \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{l_b}{h_b} + \frac{l_b}{h_w} \right)$$

Où K_1 est un coefficient d'ajustement proposé.

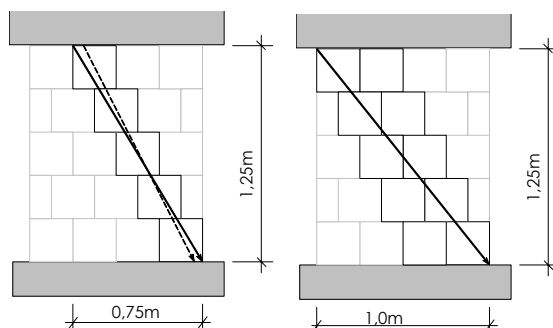


FIG. 9.3 – Inclinaison critique pour le gapping (2 possibilités de mode de ruine, avec ou sans prise en compte d'une liaison des blocs par le mortier) [Jger 08]

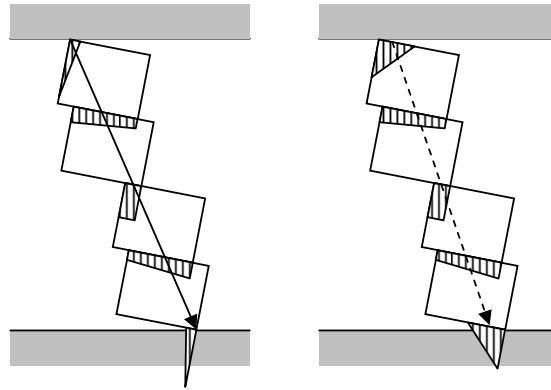


FIG. 9.4 – Répartition des contraintes de compression dans les blocs le long d’une bielle de compression [Jger 08]

9.3.4 Crushing

L’écrasement des blocs a deux causes possibles. Une première est la surcompression dans le mur à cause de la bielle de compression dans le mur, engendrée par la force latérale. Ce mode de ruine n’était jusqu’ici pas pris en compte explicitement. On limitait juste la valeur maximale de $f_{vk0} \leq f_{vlt} = 0.065 \cdot f_b$ (joints remplis) [Euro 04a]. Ce mode de ruine n’est toujours pas pris en compte explicitement dans les formules proposées. On peut néanmoins supposer qu’il l’est implicitement dans une des nouvelles formules.

Une autre possibilité est la ruine par écrasement des blocs à cause du basculement. Ce mode de ruine est lui pris en compte dans l’Eurocode dans sa version actuelle via la vérification au basculement :

$$M_{rd} = \frac{\sigma_0 \cdot t \cdot l^2}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0 \cdot \gamma_m}{f_k} \right)$$

9.3.5 Test de cette méthode

L’exemple du chapitre 5 a été repris pour être testé. De nouveaux paramètres ont dû être utilisés, tels les dimensions des blocs (prises pour un bloc courant), la résistance en traction du bloc (formule proposée en fonction de la résistance à la compression [Jger 09] : il serait plus judicieux d’utiliser des valeurs fournies par le fabricant) ou le coefficient de frottement. Les valeurs numériques sont fournies dans le tableau 9.1.

La formule simplifiée permettant de calculer la résistance en traction des blocs est proposée par le professeur Jäger pour différents types de matériaux [Jger 09].

l_b	h_b	f_t	μ	type de blocs
39 cm	19 cm	$0.035 \cdot f_{bk}$ ou $0.07 \cdot f_{bk}$	0.6	"vertical coring units"

TAB. 9.1 – Paramètres utilisés selon la méthode du Pr. Jäger

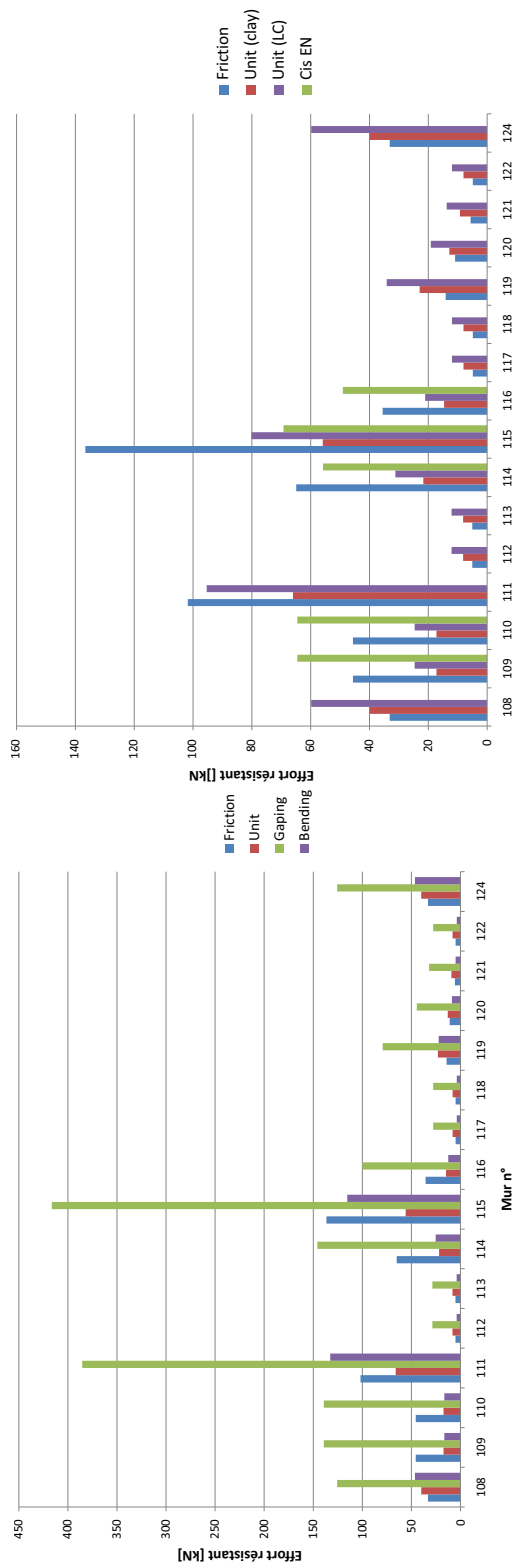
Les résultats sont fournis aux figures 9.5(a) et 9.5(b). La première figure compare les différents modes de ruine en cisaillement. Le résistance au gapping est de loin la plus importante. Par contre, on peut constater que le mode de ruine par traction des blocs de maçonnerie apparaîtra pour des sollicitations beaucoup plus faibles que celles prévues

par l'Eurocode, pour certains murs. La résistance à la traction des blocs est en effet assez faible (blocs de terre cuite, résistance à la compression pas très élevée).

Il est encore plus intéressant de comparer ces valeurs avec les valeurs résistantes calculées par la formule actuelle de l'Eurocode. L'approche du Pr. Jäger permet de calculer une valeur résistante, même faible, pour chaque mur. Ce qui est beaucoup plus avantageux par rapport à la formule actuelle qui considère une résistance nulle lorsque la section est entièrement décollée.

On peut par contre constater que la valeur résistante n'est pas toujours plus importante que celle calculée via l'approche de l'EN1996, ce qui tient aussi essentiellement aux caractéristiques de blocs utilisées pour les calculs.

L'Eurocode sous sa forme actuelle ne fait pas de distinction entre les types de blocs (notamment leur matériaux constitutif) et calcule donc des résistances plus élevées pour le mode de cisaillement qu'il n'y parait. Pour les murs de grand élancement, cela n'importe pas car le mode de ruine par flexion est dominant (de peu, murs 109 et 110, voir figure 9.5(a)). Par contre pour le mur 115, le mode de ruine dominant sera une rupture du bloc. La valeur calculée sera plus faible que celle calculée par la formule actuelle de l'Eurocode, pour des blocs en terre cuite.



(a) Comparaison entre les différents modes de ruine en cisaillement selon Jäger (b) Comparaison entre les différents modes de ruine en cisaillement (rouge, et le mode de ruine par flexion selon Tomazevic (bending) mauve, bleu : le gaping n'est pas pris en compte) et la résistance au cisaillement calculée par l'Eurocode (en vert). On considère deux types de blocs différents (rouge et mauve).

FIG. 9.5 – Comparaison entre les différents modes de ruine selon les formules du Pr. Jäger

9.4 Considérations de sections en I

L'Eurocode considère que l'analyse d'un bâtiment peut être menée en utilisant les murs perpendiculaires aux murs de contreventement comme éléments raidisseurs. On se retrouve donc avec des éléments de contreventement possédant des sections en I. Le choix des longueurs de murs pouvant servir de semelles est réalisé sur base de critères développés dans l'Eurocode [Euro 04a].

On peut dès lors calculer une inertie de section prenant les ailes en compte. La section réduite résistante à l'effort tranchant est l'âme de la section en I [Cesc 01].

Il est évident que ces sections doivent pouvoir résister aux efforts introduits par les efforts sismiques. Ces actions sismiques se marquent par

1. un surcroît de compression dans la semelle comprimée de la section, à cause du moment de flexion. Cette semelle ne peut évidemment pas flamber sous cette compression supplémentaire. Il est possible de vérifier cela en utilisant le coefficient Φ réducteur.
2. un effort rasant à l'interface âme/semelle. L'Eurocode précise juste que "*la résistance verticale au cisaillement de la jonction entre deux murs de maçonnerie [...] peut être fondée sur f_{vk0}* ".

C'est un peu trop vague pour pouvoir calculer effectivement une résistance à cette jonction. De plus, cela ne prend pas en compte l'engrènement mécanique qui peut exister (ou non!, recommandé par [Plum 03]) entre les deux murs perpendiculaires. Or cette ruine de la section va sûrement être déterminante. Le transfert correct de l'effort rasant à la jonction âme semelle va également être déterminant pour pouvoir appliquer la théorie des poutres utilisée habituellement.

Un autre problème apparaît quand il s'agit de calculer la partie décollée de la section de mur. S'il est en effet possible de calculer "simplement" une solution lorsque la section est soumise à un effort normal réparti de façon uniforme sur la section, cela se complique considérablement lorsque chaque mur est soumis à une charge différente.

On devrait alors voir apparaître un trainage de cisaillement et une diffusion progressive des différents efforts entre les murs. Encore une fois, une résistance suffisante au cisaillement entre les murs doit être assurée pour permettre cette diffusion.

Pour toutes ces raisons, l'utilisation de sections de murs en I n'a pas été poussée plus avant.

Néanmoins ce n'est pas si grave, car lorsque des murs fonctionnent comme tels, la rupture risque fortement de se produire à la jonction âme semelle et l'âme de la section fonctionnera de nouveau comme un mur isolé [Toma 99], soit ce que l'on a étudié jusqu'ici.

Le programme a toutefois été conçu pour rechercher les dimensions des semelles éventuellement présentes de part et d'autre des différents murs. Même si cette fonctionnalité n'est pas utilisée, elle pourrait l'être ultérieurement.

Un calcul de vérification simplifié, considérant un effort normal réparti uniformément sur la section, a été réalisé à l'annexe C.

Chapitre 10

Conclusion

Le programme créé est déjà assez convivial. L'interface graphique a été réalisée avec l'aide d'un consultant en informatique et permet une prise en main assez naturelle par toute personne ayant l'habitude de se servir d'un ordinateur. Cela ne posera donc aucun problème à des architectes habitués à Autocad. Cette aisance de manipulation est primordiale pour que des utilisateurs apprécient un logiciel. Il sera d'ailleurs intéressant, dans le futur, de pouvoir importer directement des calques d'Autocad dans le programme, afin de faciliter la vie des utilisateurs.

La descente de charges gravitaires peut être réalisée sans analyse sismique, simplement pour vérifier le bon dimensionnement du bâtiment à l'Eurocode 6. Une telle possibilité sera un atout de plus pour le futur logiciel.

Cette étape permet d'intégrer plusieurs éléments structuraux. Outre les murs bien évidemment, le logiciel prend en compte des planchers bi-appuyés, des dalles sur quatre appuis et des poutres hyperstatiques.

Le tout permet d'obtenir une valeur d'effort normal calculée en base de chaque mur structurel. La vérification est ensuite réalisée selon la méthode simplifiée de l'EN1996, sous réserve de la validité de ses hypothèses. On ne considère par exemple pas les excentricités naturelles des charges, dues à la position des appuis de planchers sur les murs.

L'analyse du bâtiment est menée en considérant des murs en console encastres en base. La raideur des différents murs de contreventement doit prendre en compte le terme de déformation en cisaillement, qui n'est plus négligeable dès lors que des murs de plusieurs mètres de long sont modélisés.

Ces murs sont connectés entre eux à chaque niveau par des planchers rigides. Ceux-ci sont modélisés par des bielles, bi-rotulées entre deux consoles. Ces planchers ne peuvent subir qu'un déplacement de mode rigide. On peut donc ramener le déplacement de chaque niveau de plancher à un déplacement translationnel horizontal (selon x et y) et une rotation. Les déplacements de chaque mur peuvent être déterminés à partir de ceux-ci.

On néglige toutes les autres contributions à la raideur du bâtiment (encastrement des murs dans les planchers, linteaux, ...). Néanmoins, pour tenir compte d'un certain fonctionnement de la structure "en portique", on utilise un coefficient de réduction des moments dans les consoles, défini par l'utilisateur mais fixé par défaut à 10%.

Le modèle utilisé permet également d'approximer la période propre du bâtiment. La comparaison de la valeur calculée via le modèle avec celle calculée par la formule approchée de l'Eurocode doit cependant être relativisée. Le modèle prend explicitement en compte la répartition des masses dans le bâtiment mais, comme expliqué ci-dessus, il néglige la contribution à la raideur globale de bon nombre d'éléments. Il fournira donc souvent une valeur de période correspondant à un bâtiment plus souple que ce qu'il n'est réellement.

La prise en compte de la torsion dans ce cas de figure n'est pas aisée. En effet, déterminer la position du centre de torsion n'est pas simple à cause justement du terme de raideur dû à la déformation de cisaillement et du couplage entre consoles. Une première approche itérative basée sur le même principe que le modèle développé sans torsion a été envisagée. Elle fonctionne sur des cas assez simples mais semble ne pas converger dans des cas plus complexes. Une méthode basée sur les déplacements a été abordée, mais pas encore testée en profondeur.

Les méthodes de vérification de la résistance des murs sont celles préconisées par l'Eurocode 6 dans sa version actuelle. Les différentes méthodes ont été testées sur un cas particulier et mises en application. Des comparaisons ont été effectuées sur base de plusieurs possibilités d'application des méthodes de vérification et selon les différentes méthodes d'analyse possibles. D'autres comparaisons ont été effectuées avec une proposition d'amélioration de l'Eurocode 6 par le Pr. Jäger et son équipe, concernant des murs chargés transversalement dans leur plan.

Le logiciel composé de toutes ces fonctions a ensuite été testé et validé sur des cas réels de bâtiments. Le but premier est évidemment de vérifier que tout fonctionne sans accroc. Ensuite

on a pu montrer l'utilité de ce programme. On peut vérifier si un bâtiment dessiné peut résister à un séisme. Dans le cas contraire, il est loisible d'effectuer des modifications assez rapidement pour augmenter cette résistance et tester à nouveau le bâtiment modifié.

Cette utilisation de cas réels a aussi permis de tirer quelques conclusions sur les critères de bâtiment simple. Le critère qui sera certainement le plus contraignant sera celui de la section minimale de murs de contreventement à placer. Cette valeur minimale peut s'élever jusqu'à 8.5% de la surface d'un niveau, dans chaque direction! On a pu montrer un cas où la section nécessaire était deux fois inférieure à cette valeur minimale mais également un autre où cette valeur minimale était presque atteinte. Chaque bâtiment sera donc un cas particulier qu'il faudra envisager indépendamment.

Au niveau technique, il reste encore du travail. Le logiciel n'a pu être testé que sur trois bâtiments réels. Outre quelques améliorations techniques de ce qui existe déjà et quelques fonctions permettant une meilleure utilisation de l'interface (descente de charges notamment), des avancées sont encore à faire notamment dans la méthode d'analyse. Des nouveautés sont possibles, notamment pour tenir compte de l'ensemble des éléments résistants comme les linteaux et les poutres.

La prise en compte de la torsion dans le modus operandi global doit, elle aussi, être améliorée et fiabilisée.

Au niveau de la vérification, des recherches sont encore à mener afin de mieux appréhender l'interaction qui existe entre des murs adjacents. Les sections ne se borneront plus alors à des sections rectangulaires mais à des sections en I, pourvues de semelles de part et d'autre. Les premières bases ont été jetées aussi bien dans la recherche des semelles bordant chaque mur (logiciel) que dans la vérification de ce genre de section au cisaillement transversal (décollement d'une section en I sous effort normal homogène).

D'un point de vue plus personnel, il était assez plaisant de pouvoir créer un programme *ex nihilo*. Il serait encore plus agréable de savoir ce programme effectivement utilisé par des architectes, car cela procure le sentiment d'avoir mené un travail utile. Il pourra être utile aux utilisateurs (en simplifiant leur travail) mais également utile pour la collectivité tout entière (en systématisant un calcul sismique), qui n'est pas à l'abri d'un tremblement de terre.

J'ai particulièrement aimé créer ce programme car il ne s'agit pas de programmation sans réflexion. Il faut identifier les besoins d'un utilisateur, réfléchir à quel sera le meilleur moyen d'effectuer tel ou tel calcul. Cela veut dire toucher un peu à tous les domaines de la programmation sans tomber dans l'aliénation. L'aide d'un consultant en informatique a été très précieuse pour réaliser une interface graphique, qui à terme devrait montrer pleinement ses capacités.

De plus le domaine des maçonneries parasismiques n'a pas encore été complètement exploré, ce qui laisse toujours planer un agréable sentiment d'expédition dans des terres inconnues, un peu à l'instar de R. Amundsen, le froid en moins.

Bibliographie

- [Bado 08] P. L. . M. Badoux. *Génie parasismique : conception et dimensionnement des bâtiments*. Presses polytechniques et universitaires romandes, 2008.
- [Cerf 10] B. Cerfontaine. *Mode d'emploi du logiciel Imhotep (nom provisoire)*. 2010.
- [Cesc 01] C. M. . S. Cescotto. *Mécanique des matériaux*. De Boeck, 2001.
- [Dotr 1e] J.-C. Dotreppe. *Constructions métalliques et en béton I et II (partim : constructions en béton)*. 20e siècle.
- [Euroa] *Eurocode 6 : annexe nationale belge pour - Calcul des ouvrages en maçonnerie : Partie 1-1 : Règles communes pour ouvrages en maçonnerie armée et non armée*. Comité européen de normalisation.
- [Eurob] *Eurocode 8 : annexe nationale belge pour - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments*. Comité européen de normalisation.
- [Euro 03] *Eurocode 6 : Calcul des ouvrages en maçonnerie - Partie 3 : méthodes de calcul simplifiées et règles de base pour les ouvrages en maçonnerie*. Comité européen de normalisation, juillet 2003.
- [Euro 04a] *Eurocode 6 : Calcul des ouvrages en maçonnerie - Partie 1-1 : Règles communes pour ouvrages en maçonnerie armée et non armée*. Comité européen de normalisation, avril 2004.
- [Euro 04b] *Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes Partie 3 : Evaluation et modernisation des bâtiments*. Comité européen de normalisation, novembre 2004.
- [Euro 04c] *Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1 : règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments*. Comité européen de normalisation, Décembre 2004.
- [Euro 05] *Eurocode 0 : bases de calcul des structures - Annexe A1 : application pour les bâtiments*. Comité européen de normalisation, mai 2005.
- [Jger 08] W. Jäger. "Proposals for an advanced design model of masonry under lateral loads for the implementation in Eurocode 6-1-1". Tech. Rep., TU Dresden, Faculty of Architecture, 2008.
- [Jger 09] W. Jäger. "Amendments to EN 1996-1-1". Tech. Rep., Normenausschuss Bauwesen, 2009.
- [Plum 03] H. D. . A. Plumier. *Guide technique parasismique belge pour les maisons individuelles*. 2003.
- [Plum 09] H. D. . A. Plumier. *Conception parasismique dans le contexte de l'Eurocode 8*. septembre 2009.
- [Toma 99] M. Tomazevic. *Earthquake-resistant design of masonry building*. Imperial College Press, 1999.

Annexe A

Méthode simplifiée pour la vérification gravitaire

A.1 Coefficient de réduction et hauteur utile

La valeur de Φ est calculée comme étant le minimum de ([Euro 03]) :

$$\Phi = 0.85 - 0.0011 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right)^2$$

ou pour les murs servant de murs supports extrêmes aux planchers :

$$\Phi = 1.3 - \frac{l_{ef}}{8} \leq 0.75$$

ou pour les murs dans ce cas, situés au niveau le plus haut

$$\Phi = 0.375$$

Avec h_{ef} la hauteur utile du mur et l_{ef} la portée utile ($0.7l$ si plancher continu).

La hauteur utile est calculée selon 3 possibilités, selon que le mur est maintenu ou non, à partir de la hauteur libre (réduite pour tenir compte de l'épaisseur des planchers, voir figure A.1) :

$$h_{ef} = h_{libre} \cdot \rho_i$$

- le mur est maintenu en haut et en bas par un plancher continu : $\rho = 0.75$
- le mur est maintenu en haut et en bas par un plancher d'un seul côté : $\rho = 1$
- le mur ne sert pas d'appui de plancher : $\rho = 1$

Si les murs sont des cloisons, on utilisera un coefficient $\Phi = 0.375$. En effet ces murs peuvent être considérés comme non maintenus en leur sommet et donc en console. Toutefois, le calcul n'est mené que pour éviter un bug. On donne donc à chaque mur une valeur de résistance, même si les cloisons supportent évidemment sans problème leur propre poids.

Les coefficients de réduction admissibles lorsque les murs sont soumis à des restraints par des murs verticaux, en plus des planchers, n'ont pas été envisagés ici.

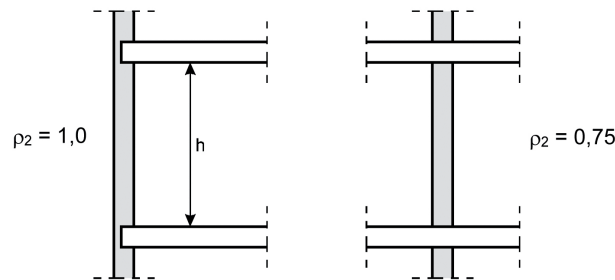


FIG. A.1 – Définition de la hauteur utile selon la méthode simplifiée, coefficient de réduction dans les deux cas [Euro 03].

On dispose d'une valeur limite de la contrainte en compression pour chaque mur et on peut passer à la vérification.

A.2 Limitations de la méthode

A.2.1 Conditions générales

1. La hauteur du bâtiment au-dessus du niveau du sol doit être inférieure à 20 mètres. Lorsque le bâtiment comprend des combles, il y a lieu de calculer une hauteur moyenne comme précisé à la figure A.2.

Il faut noter que le code de calcul vérifie seulement la hauteur maximale totale du bâtiment et pas une hauteur moyenne.

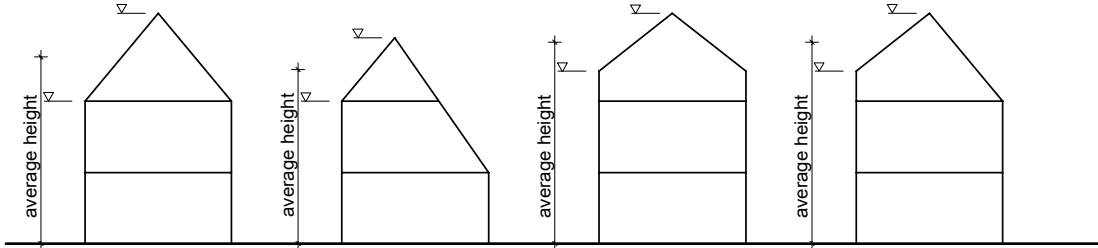


FIG. A.2 – Calcul de la hauteur moyenne d'un bâtiment selon EN1996 : partie 3 [Euro 03]

2. La portée des planchers ne peut être supérieure à 7 m.
3. La valeur maximale caractéristique des actions variables doit être inférieure à 4 kN/m².

A.2.2 Conditions additionnelles

1. Pour les murs agissant comme supports extérieurs de planchers (voir figure A.3), la méthode simplifiée peut être appliquée si :

- $l \leq 7$ si $N_{sd} \leq k \cdot t \cdot b \cdot f_d$ [en m] ou
- $l \leq 4.5 + 10t \leq 6$ si $f_d \leq 2.5$ N/mm²
- $l \leq 4.5 + 10t \leq 7$ si $f_d > 2.5$ N/mm²

Où l est la portée de plancher en mètres, N_{sd} est la charge de calcul verticale maximale, b est la longueur de mur sur laquelle la charge maximale de calcul est appliquée, f_d est la contrainte de compression maximale admissible et k un paramètre dépendant du type de blocs.

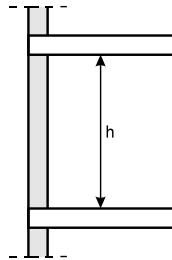


FIG. A.3 – Mur agissant comme support extérieur de plancher [Euro 03].

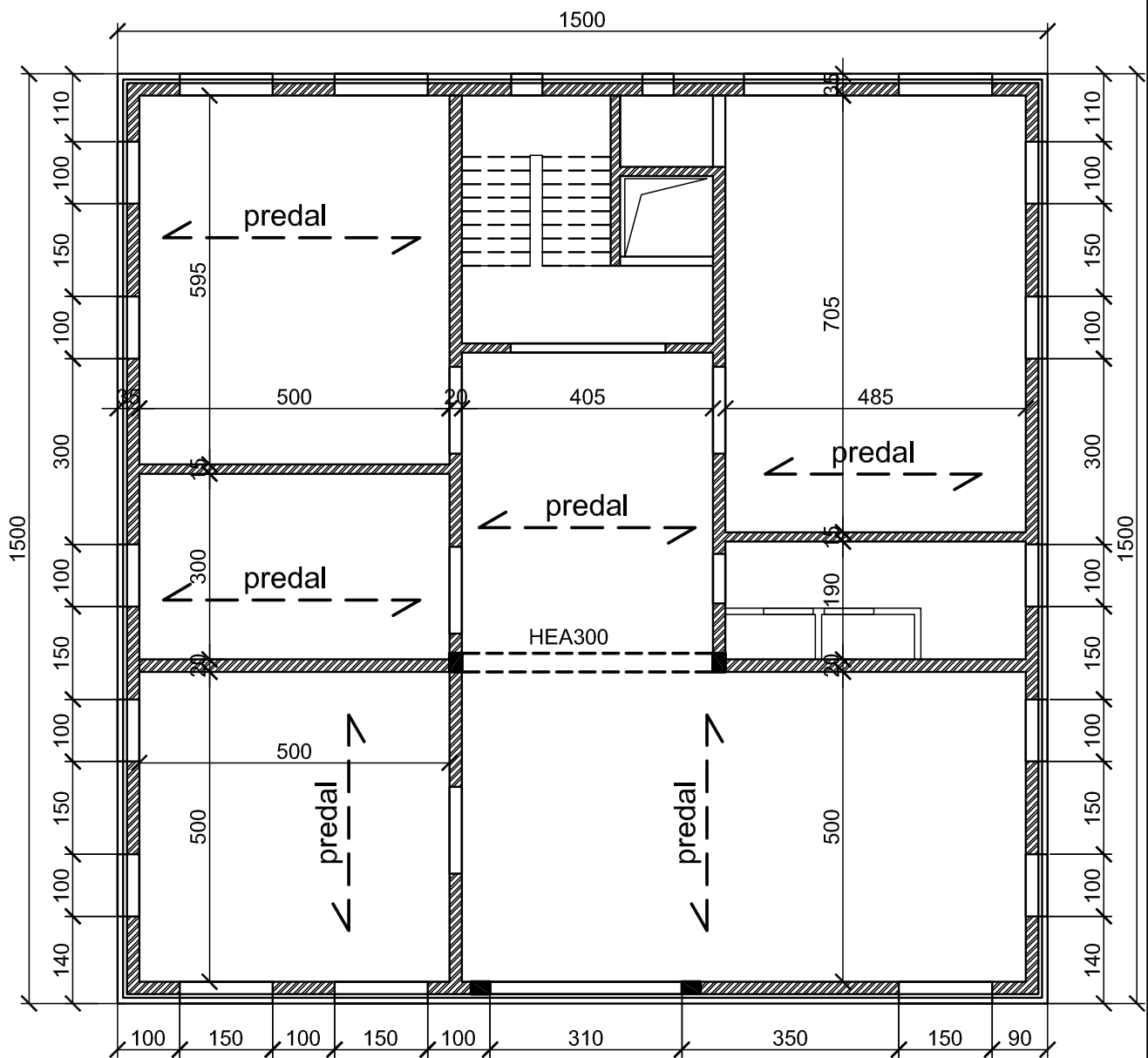
2. L'élançement du mur h_{ef}/t_{ef} ne peut dépasser la valeur de 27.

Annexe B

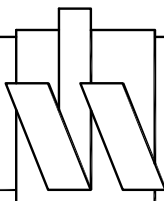
Plans utilisés pour différentes étapes de validation du programme

ANNEXE B. PLANS UTILISÉS POUR DIFFÉRENTES ÉTAPES DE VALIDATION DU PROGRAMME

Les plans proposés dans cette annexe ont été fournis par la société Wienerberger. Ils représentent des bâtiments existants construits en Belgique et pouvant servir de cas d'école dans des conditions sismiques.



GELIJKVLOERS



studiebureau
van hoorickx

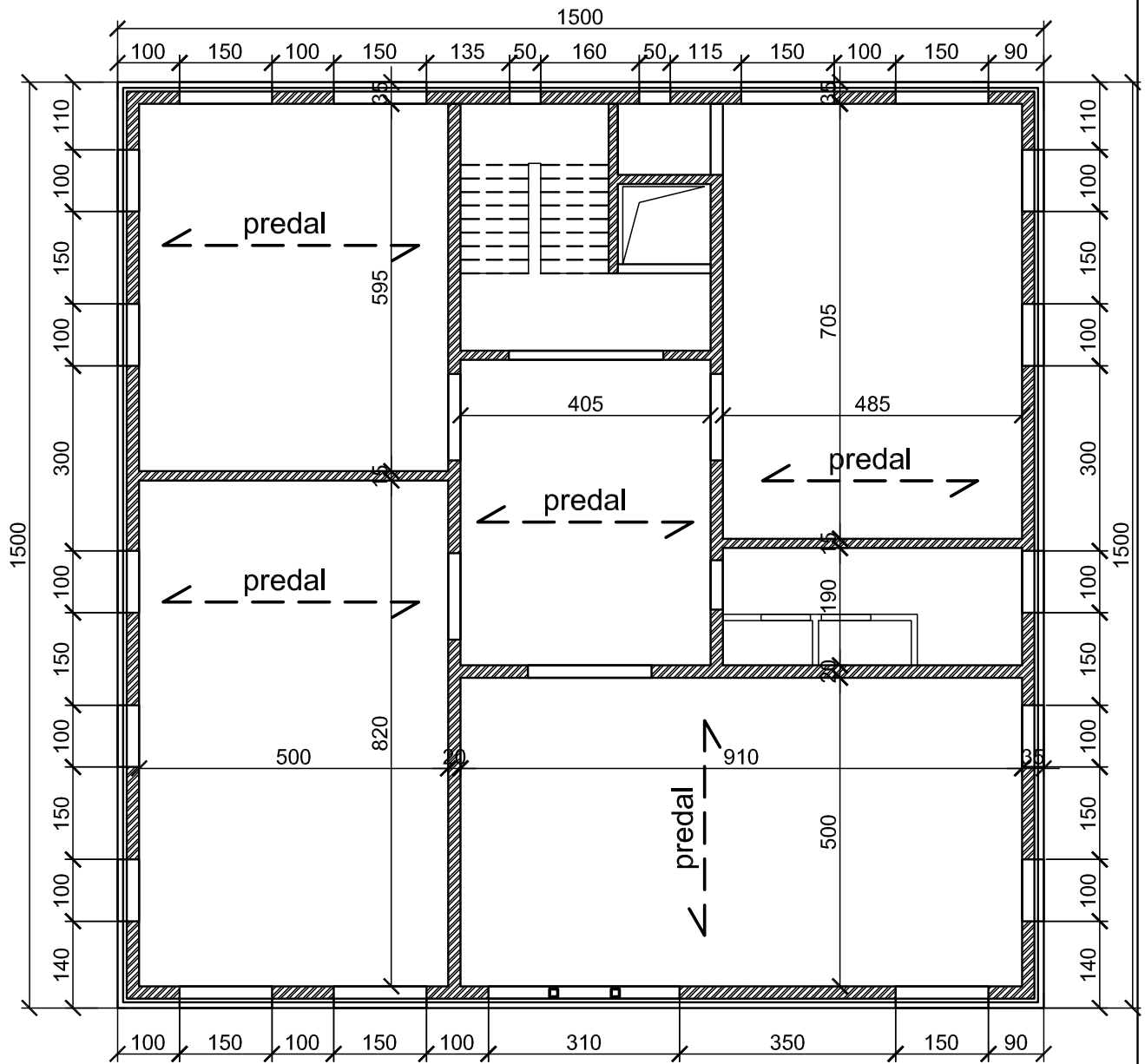
Projekt : KANTOORGEBOUW ARENDONK
Omschrijving : GELIJKVLOERS

File 01282

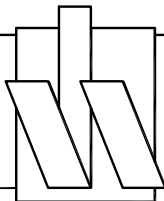
Datum 03.02.2009

Schaal 1/100

Volgnr 01



VERDIEPING 1+2



studiebureau
van hoorickx

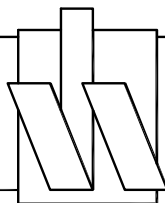
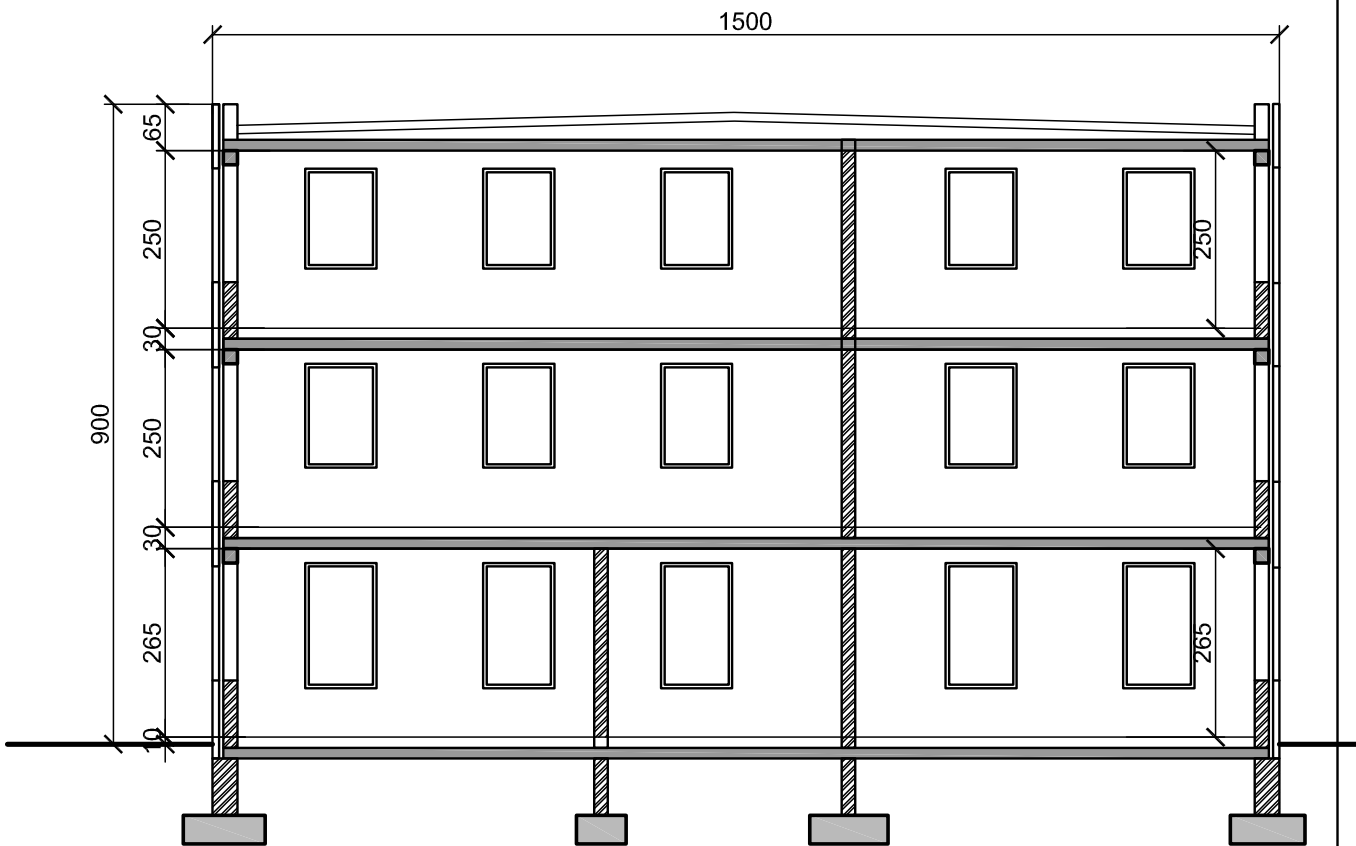
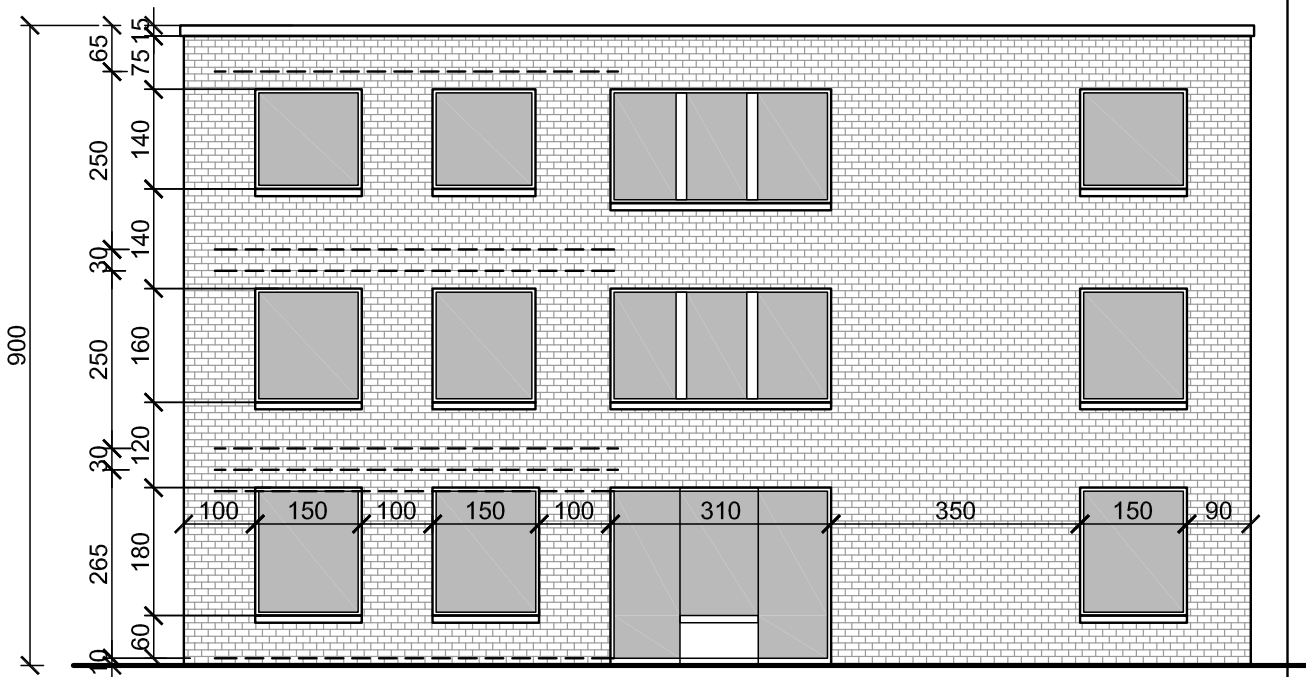
Projekt : KANTOORGEBOUW ARENDONK
Omschrijving : VERDIEPING 1
VERDIEPING 2

File 01.282

Datum 03.02.2009

Schaal 1/100

Volgnr 02



studiebureau
van hoorickx

Projekt : KANTOORGEBOUW ARENDONK
Omschrijving : VOORGEVEL
DOORSNEDE

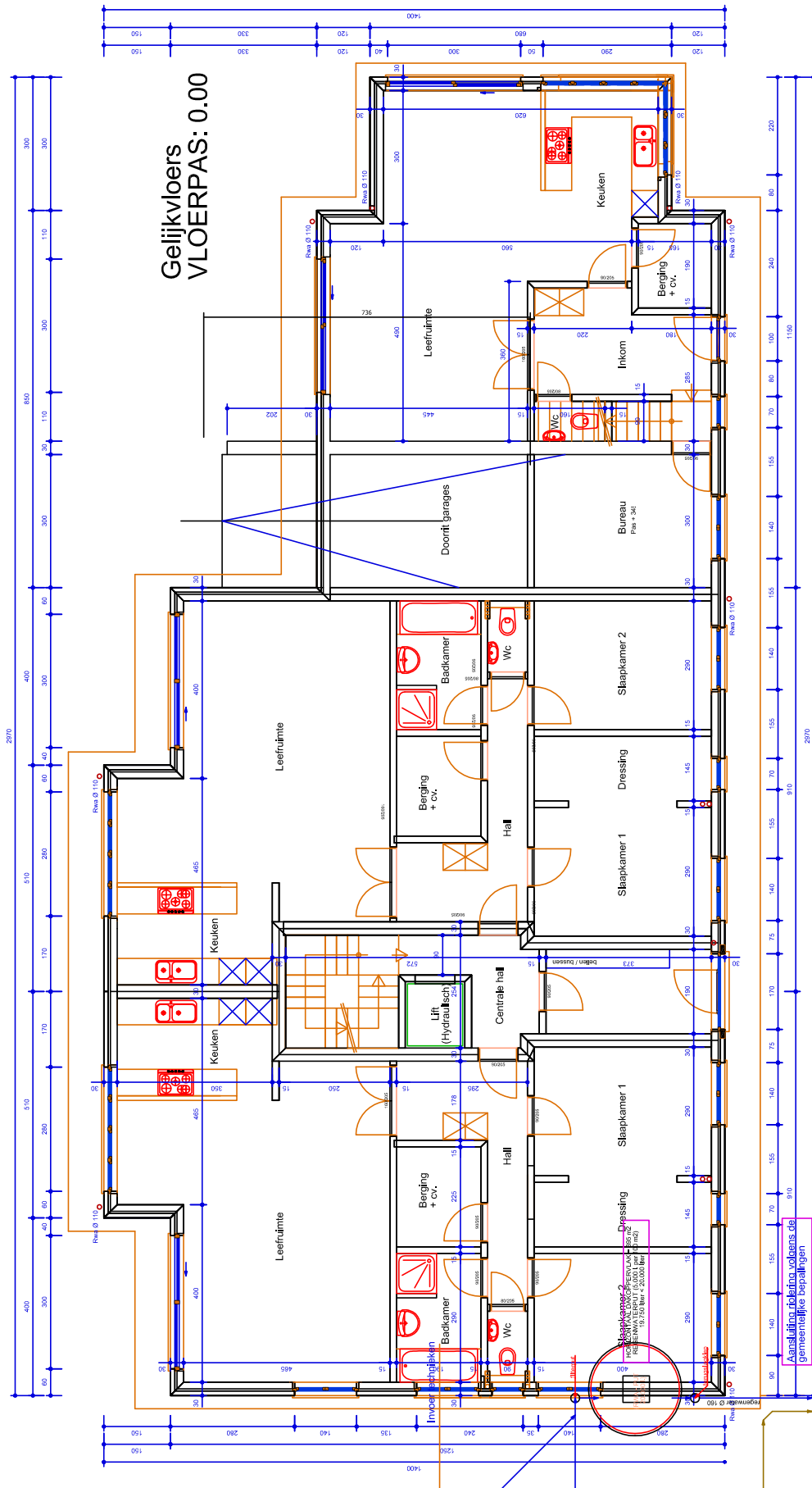
File 01.282

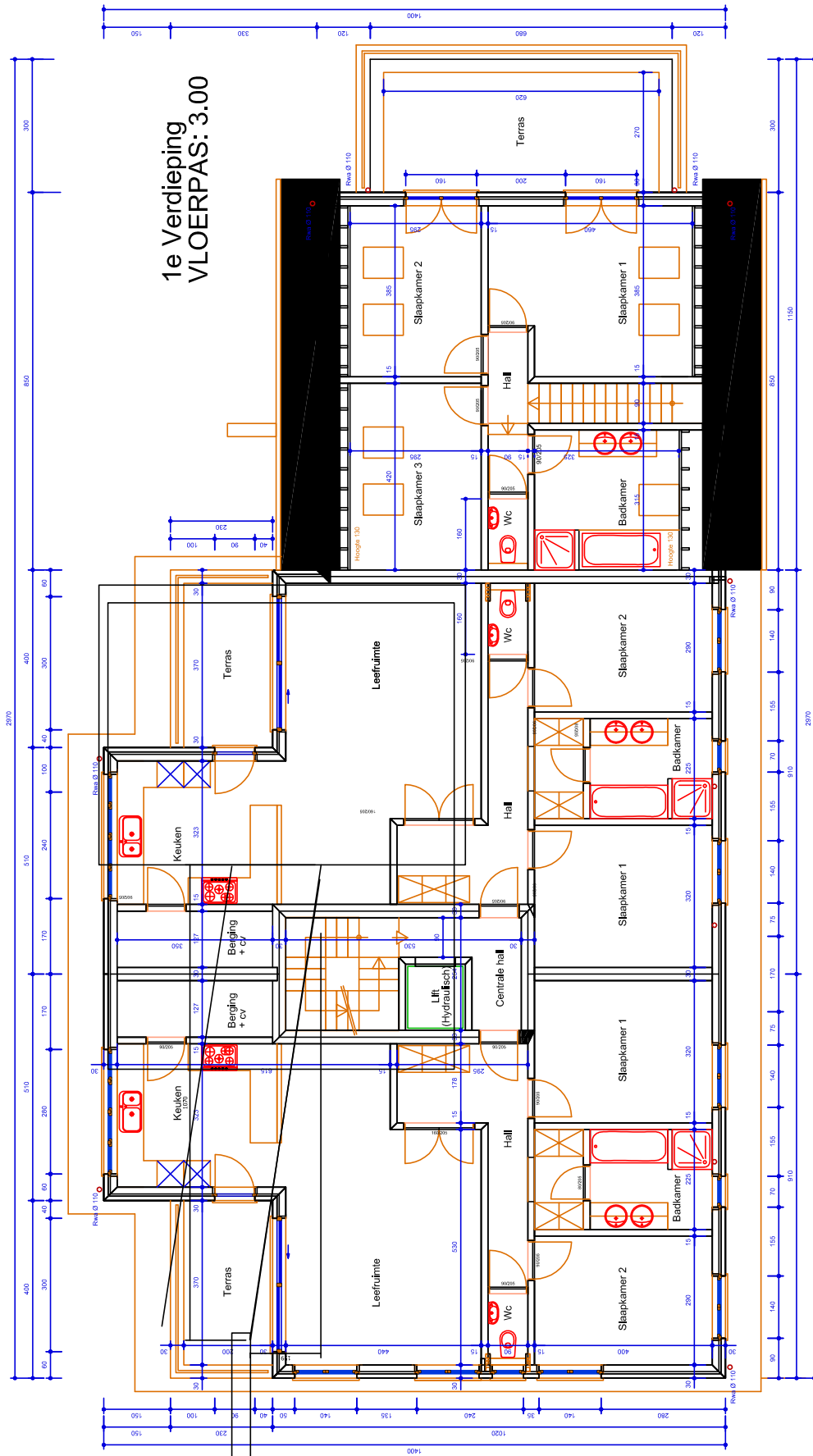
Datum 03.02.2009

Schaal 1/100

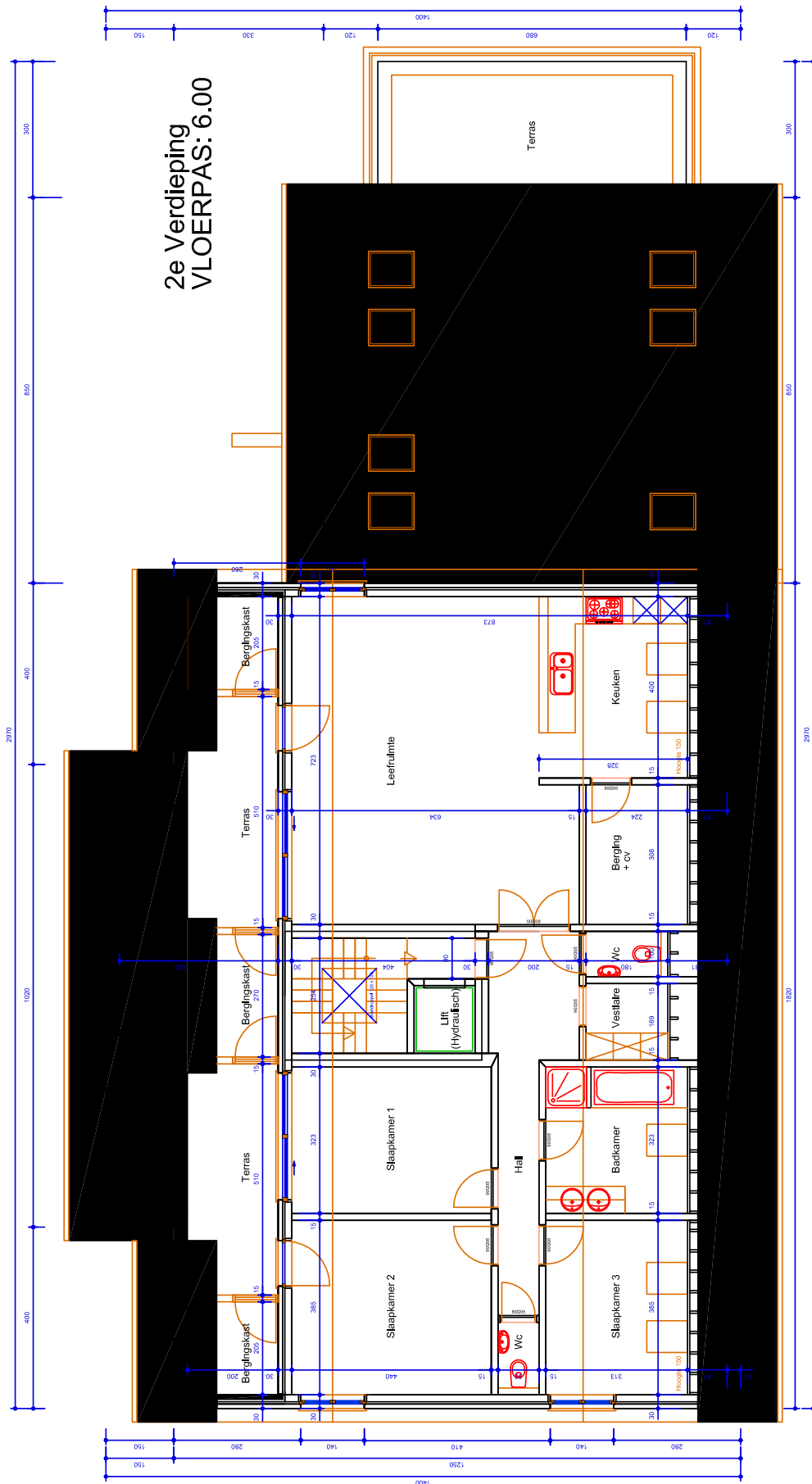
Volgnr 03

ANNEXE B. PLANS UTILISÉS POUR DIFFÉRENTES ÉTAPES DE VALIDATION DU PROGRAMME132

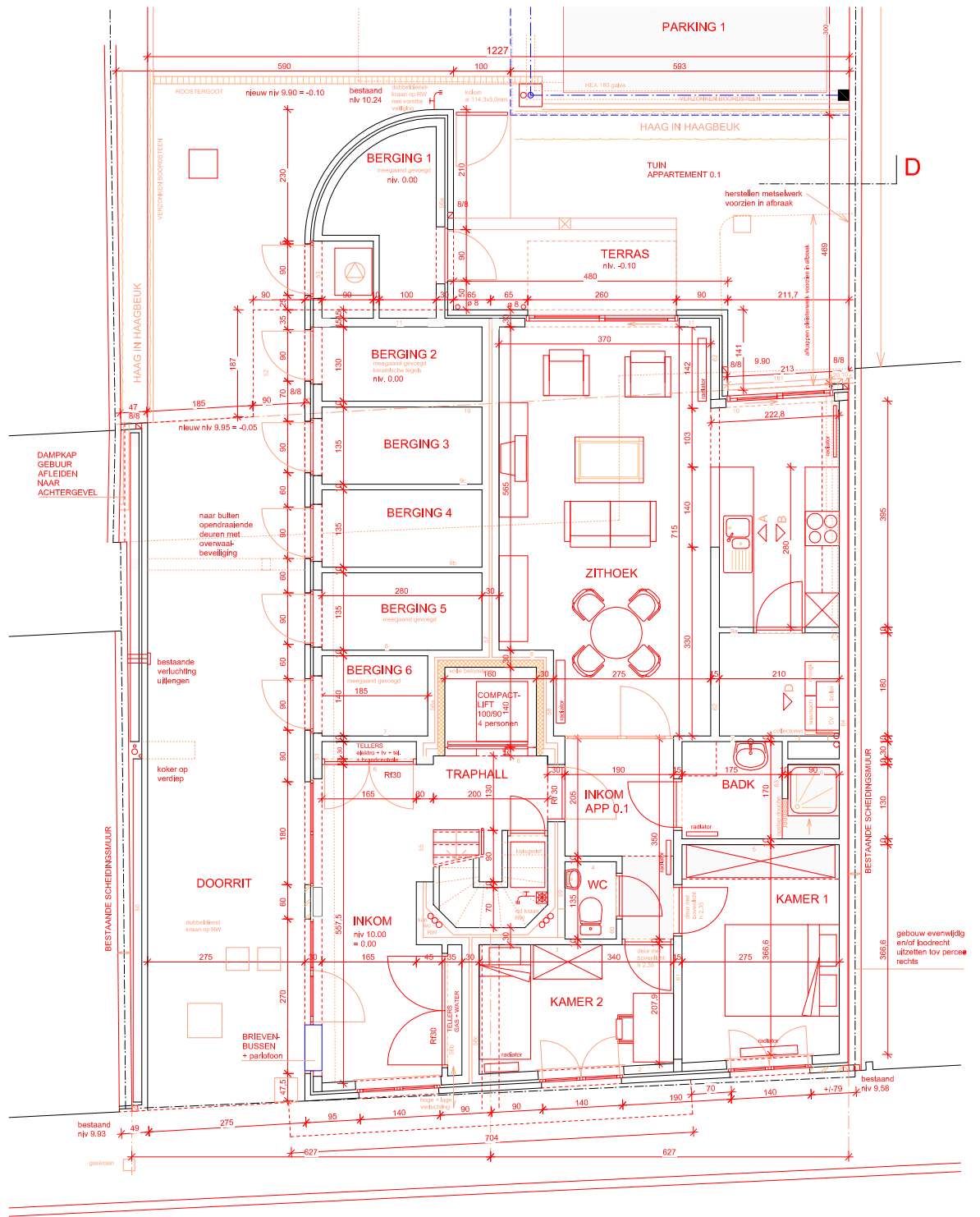




ANNEXE B. PLANS UTILISÉS POUR DIFFÉRENTES ÉTAPES DE VALIDATION DU PROGRAMME134

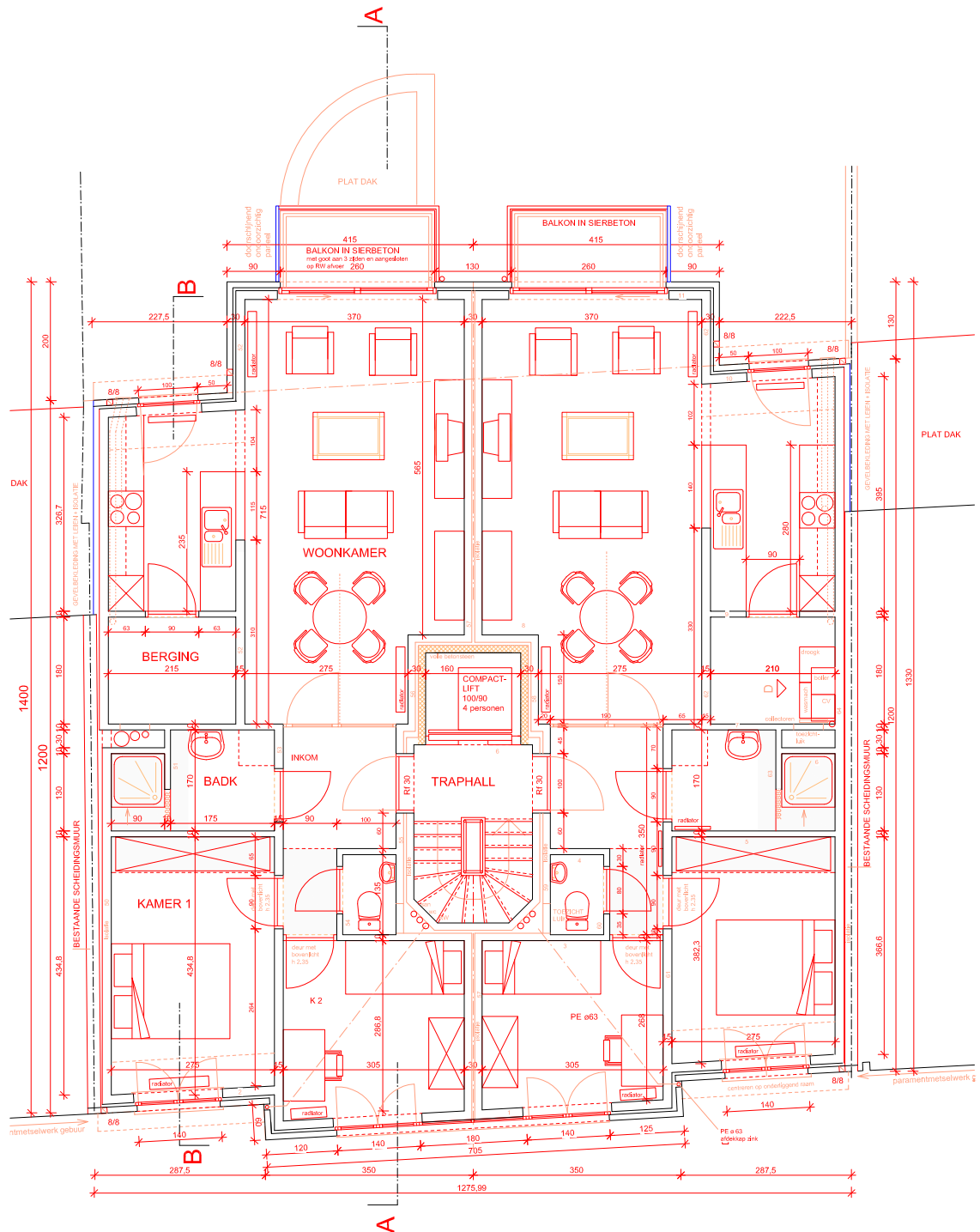


ANNEXE B. PLANS UTILISÉS POUR DIFFÉRENTES ÉTAPES DE VALIDATION DU PROGRAMME135



GRONDPLAN
TYPE 2/3 - 68,6 m2
voorstel 1

ANNEXE B. PLANS UTILISÉS POUR DIFFÉRENTES ÉTAPES DE VALIDATION DU PROGRAMME136



VERDIEPINGSPLAN 1

=

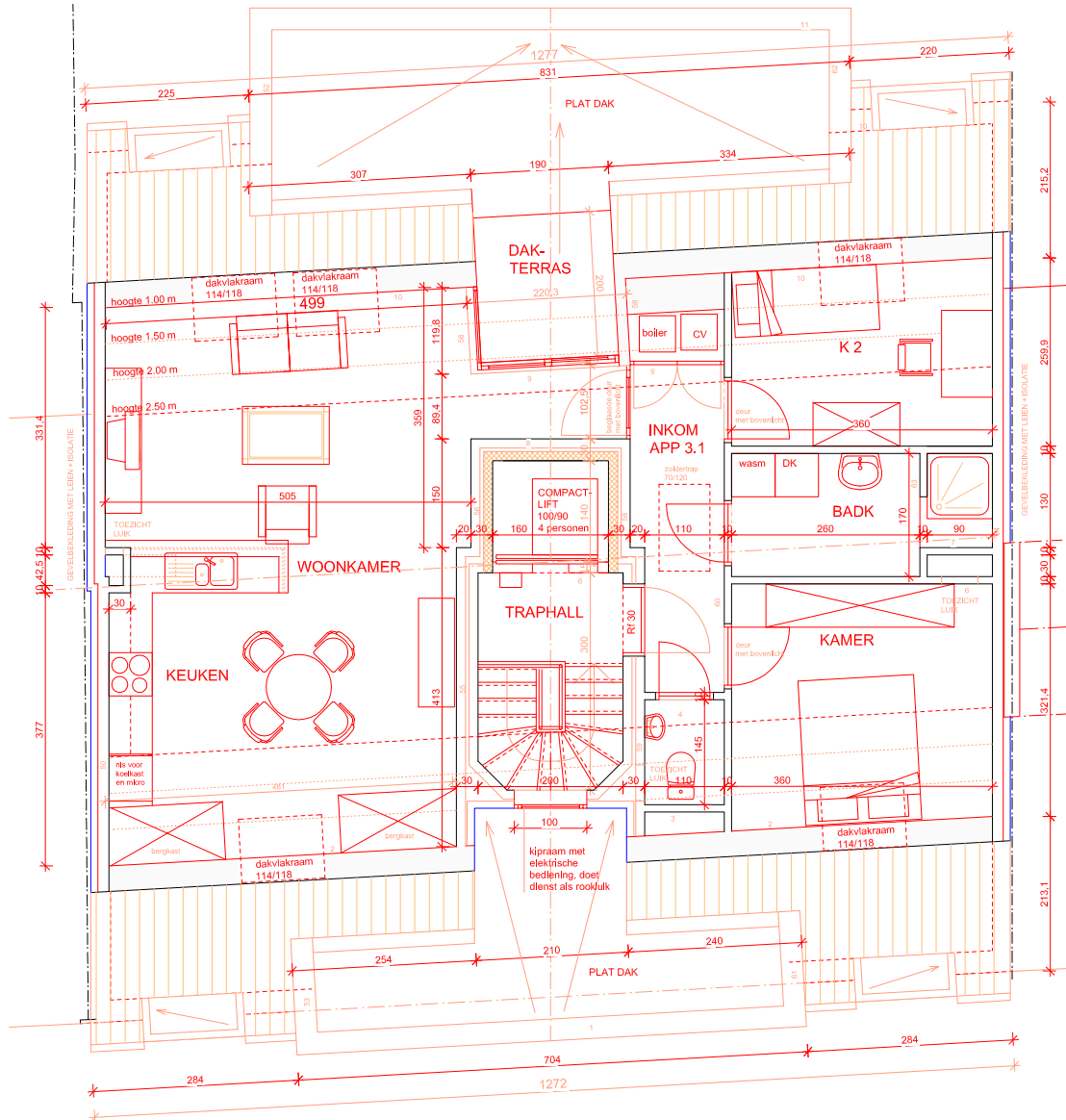
VERDIEPINGSPLAN 2

TYPE 2/3

70,6 m2 (links)

69,5 m2 (rechts)

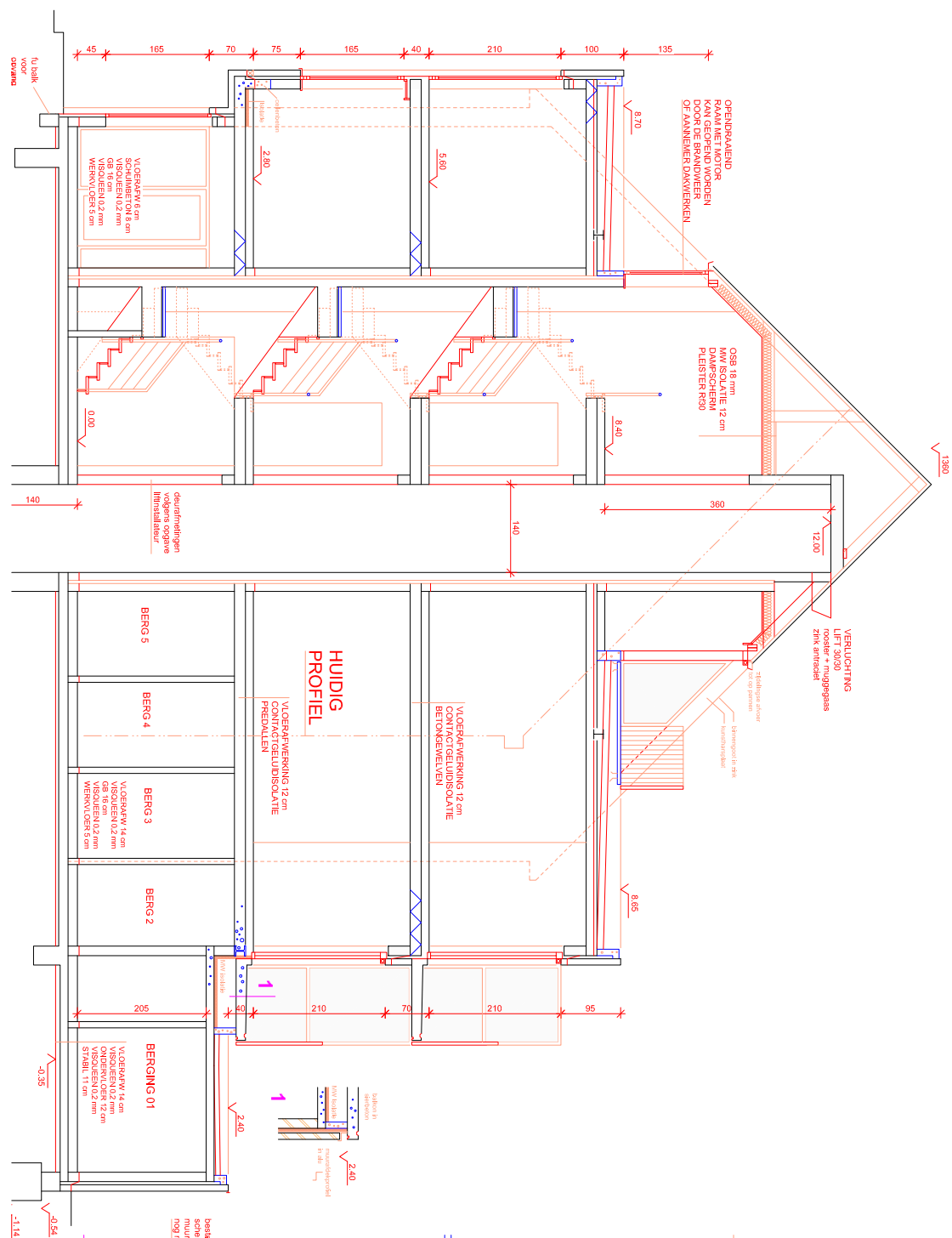
ANNEXE B. PLANS UTILISÉS POUR DIFFÉRENTES ÉTAPES DE VALIDATION DU PROGRAMME137



**DAKPLAN
TYPE 2/3**

DAKAPPARTEMENT
67,6 m2 WO
77,4 m2

ANNEXE B. PLANS UTILISÉS POUR DIFFÉRENTES ÉTAPES DE VALIDATION DU PROGRAMME138



Annexe C

Décollement d'une section en I

C.1 Recherche des semelles

L'Eurocode permet de considérer des semelles adjacentes aux extrémités des murs fonctionnant comme contreventements.

Une routine a donc été créée afin de pouvoir calculer et positionner les ailes disponibles de part et d'autre de chaque mur. Celle-ci est présente de façon invisible car le programme n'utilise pas cette fonctionnalité. Néanmoins, on peut activer à tout moment cet agent dormant pour ajouter des possibilités au programme¹.

La longueur maximale d'une semelle de part et d'autre de chaque mur est la plus petite valeur de

$$\begin{cases} h_{tot}/5 \\ l_s/2 \\ h/2 \\ 6t \end{cases}$$

Où h_{tot} est la hauteur totale du bâtiment, l_s est la distance du mur de contreventement au mur de contreventement suivant (voir figure C.1), h est la hauteur utile et t l'épaisseur du mur considéré.

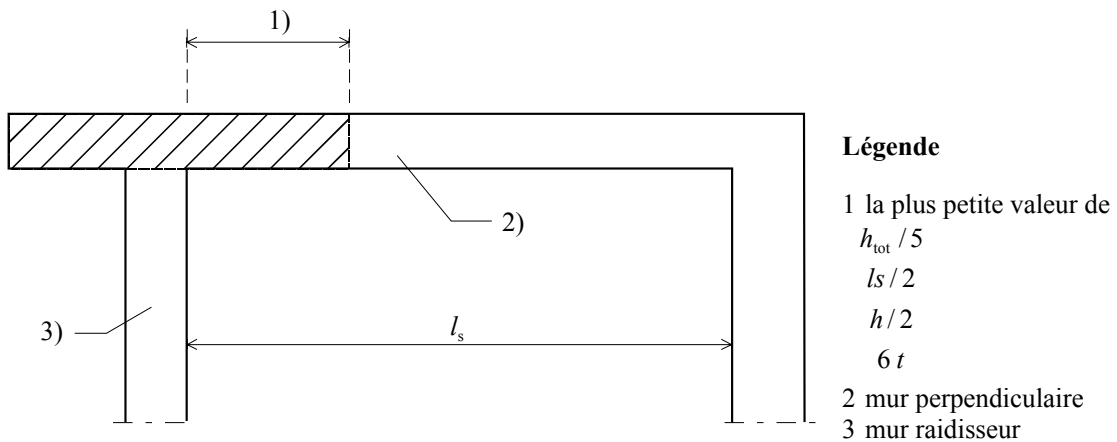


FIG. C.1 – Recherche de la longueur maximale admissible d'une demi semelle, [Euro 04a].

Le gros problème de ce genre de routine est le très grand nombre de configurations qui existent dans le positionnement des murs. Il n'est donc pas très aisé de concevoir un code tout à fait généraliste qui fonctionnera dans tous les cas.

La première difficulté pour le programme est d'abord de reconnaître les murs qui lui sont adjacents et ensuite d'en faire le tri. La routine ne reconnaît que les murs qui sont situés à ses extrémités² (voir figure C.2).

La seconde difficulté est la recherche de la valeur l_s , distance entre le contreventement considéré et le contreventement "suivant".

Au final, le programme permet de repérer les murs perpendiculaires à un mur donné, de

¹Elle doit toutefois encore être testée sérieusement

²Aucune tolérance sur le positionnement n'a été reprise ici. Cela serait possible mais pourrait ajouter des problèmes si de multiples murs se retrouvent concernés pour une même semelle.

calculer les longueurs maximales des ailes admissibles et de les utiliser pour calculer une nouvelle inertie à la section considérée. Toutes les données géométriques doivent être stockées afin de servir lors du calcul de vérification (longueurs et position des ailes, centre de gravité, section, inertie, ...).

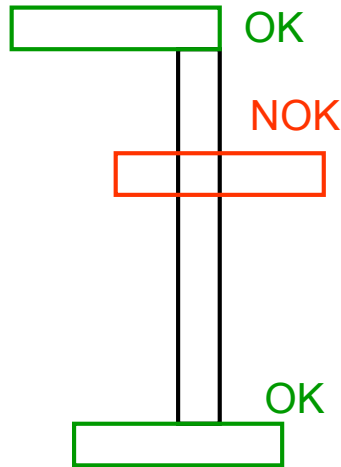


FIG. C.2 – Emplacement valide des semelles par rapport au mur de contreventement.

C.2 Hypothèses pour le calcul du décollement

Le calcul du décollement et des efforts internes dans une section en I a été mené ici en considérant différentes hypothèses :

1. l'effort normal est réparti de façon uniforme sur la section lorsqu'il n'est soumis à aucun moment. On a donc une contrainte de compression constante sur toute la section, hors effets sismiques. Cela va à l'encontre de ce qui peut avoir lieu dans la réalité, car les murs sont soumis à des efforts différents selon qu'ils sont porteurs de planchers ou non !
2. la jonction âme semelle est capable de résister à l'effort rasant. Il n'y aura donc aucune rupture à cet endroit sous les sollicitations calculées.
3. on considère une répartition linéaire des contraintes sur la section.
4. la résistance en compression de la maçonnerie n'est pas atteinte ou juste atteinte en fibre supérieure de la section de sorte qu'on reste dans le domaine élastique. La résistance en traction de la maçonnerie est nulle.
5. même si les sections ne sont pas doublement symétriques, on néglige cet effet et on considère la section symétrique par rapport à l'axe de son âme (voir figure C.3).

C.3 Détermination de la géométrie

On dispose pour chaque mur de contreventement de la longueur des murs perpendiculaires qui peuvent servir de semelles et donc de leur longueur totale. On transforme la section probablement dissymétrique en une section symétrique (voir figure figure C.3).

On prend comme origine la partie extérieure de la semelle. On calcule alors :

$$x_g = \frac{A_1 \cdot t_1/2 + A_2 \cdot (t_1 + L + t_2/2) + L \cdot t \cdot (t_1 + L/2)}{A_1 + A_2 + L \cdot t}$$

$$I = \frac{L_1 \cdot t_1^3}{12} + A_1 \cdot (x_g - t_1/2)^2 + \frac{L_2 \cdot t_2^3}{12} + A_2 \cdot (L - x_g + t_1 + t_2/2)^2 + \frac{t \cdot L^3}{12} + L \cdot t \cdot (t_1 + L/2 - x_g)$$

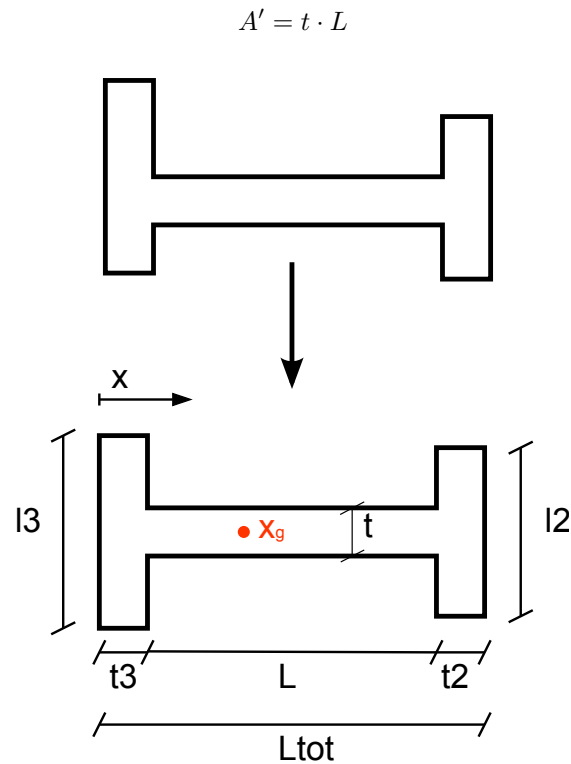


FIG. C.3 – Détermination de la géométrie d'une section en I

C.4 Calcul de la section décollée

En fonction du moment appliqué à la section et de l'effort normal, on peut obtenir plusieurs cas de figure représentés sur le schéma de la figure C.4.

Pour une combinaison (effort normal : N , moment M) appliquée à la section³, il y a deux inconnues, la longueur de section comprimée et le niveau de contrainte maximale atteint en fibre supérieure. Il y a également deux équations à résoudre (effort normal et moment).

Le but de ce calcul est d'obtenir la valeur de la longueur comprimée de l'âme ainsi que la contrainte moyenne de compression sur celle-ci afin de pouvoir calculer la résistance au cisaillement selon l'Eurocode.

³On travaille toujours avec un moment entraînant une surcompression de la semelle droite. Pour observer le comportement dans l'autre sens, il suffit d'utiliser la fonction en inversant les longueurs de semelles dans les données initiales.

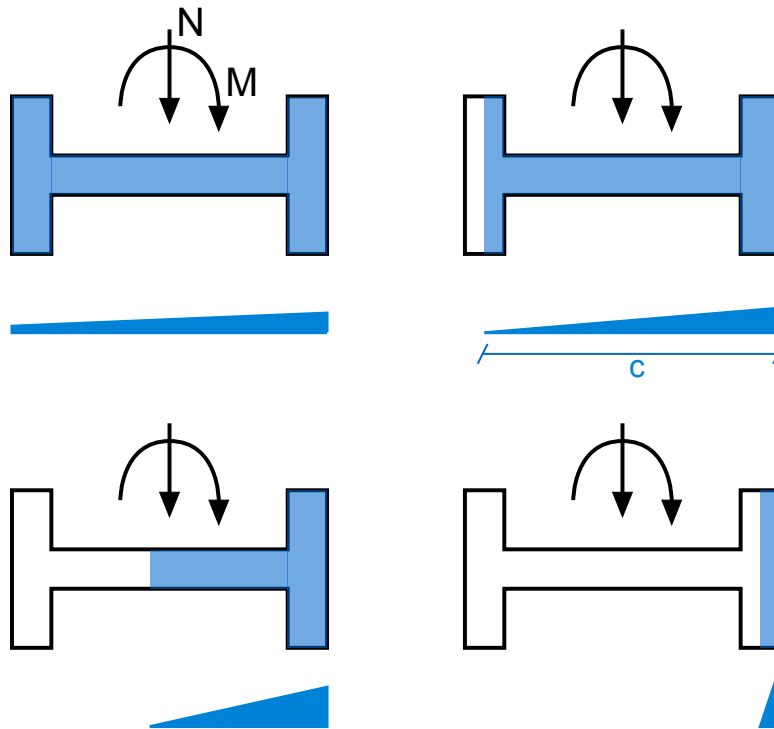


FIG. C.4 – Différentes possibilités de décollement de la section en I

On va donc itérer sur les valeurs de contrainte maximale (entre 0 et f_k) et de longueur comprimée (entre 0 et L_{tot}) pour trouver la combinaison de ces deux inconnues qui permettra de calculer le couple (M,N).

C.4.1 Cas 1 : aucun décollement

On vérifie tout d'abord bien évidemment si un décollement a bien lieu. Il suffit de vérifier pour cela que la contrainte en fibre extrême dans la semelle gauche est bien positive ou nulle :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} \cdot d_1 \geq 0$$

Où d_1 est la distance entre le centre de gravité de la section et la fibre extrême.

Dans ce cas de figure il n'est nul besoin de lancer un calcul complexe. La longueur comprimée de l'âme est sa longueur totale et la contrainte moyenne est facilement calculable.

C.4.2 Cas 2 : semelle gauche décollée

Le décollement a lieu sur une partie de la semelle de gauche. On découpe alors la section en 3 zones distinctes (semelle g., âme, semelle d.). On calcule les contraintes aux bornes de ces sections ainsi qu'un effort normal résultant par zone et son excentricité par rapport à x_g .

A partir de la contrainte maximale σ_1 qui est une inconnue, on peut calculer, si $c > L + t_2$

$$\begin{cases} \sigma_2 = \sigma_1 \cdot \frac{c - t_2}{c} \\ \sigma_3 = \sigma_1 \cdot \frac{c - t_2 - L}{c} \end{cases}$$

Où σ_2 est la contrainte à la jonction semelle droite/âme et σ_3 la contrainte à la jonction semelle gauche/âme

Et ensuite,

$$\begin{cases} N_1 = \sigma_3 \cdot (c - L - t_2)/2 \cdot L_1 \\ e_1 = x_g - (L + t_2 - c)/3 - t_1 \\ N_2 = (\sigma_3 + \sigma_2)/2 \cdot L \cdot t \\ e_2 = (\sigma_3 + 2 \cdot \sigma_2)/(\sigma_3 + \sigma_2) \cdot L/3 - x_g + t_1 \\ N_3 = (\sigma_1 + \sigma_2)/2 \cdot t_2 \cdot L_2 \\ e_3 = L + t_1 + (\sigma_2 + 2 \cdot \sigma_1)/(\sigma_2 + \sigma_1) \cdot t_2/3 - x_g \end{cases}$$

On calcule la résultante pour la section

$$\begin{aligned} N &= N_1 + N_2 + N_3 \\ M &= -N_1 \cdot e_1 + N_2 \cdot e_2 + N_3 \cdot e_3 \end{aligned}$$

C.4.3 Cas 3 : décollement dans l'âme

On procède de la même façon que ci-dessus, si $c > t_2$

$$\sigma_2 = \frac{c - t_2}{c} \cdot \sigma_1;$$

$$\begin{cases} N_1 = \sigma_2 \cdot (c - t_2)/2 \cdot t \\ e_1 = L_{tot} - c - x_g + (c - t_2) \cdot 2/3 \\ N_2 = (\sigma_2 + \sigma_1)/2 \cdot L_2 \cdot t_2 \\ e_2 = L + t_1 - x_g + (\sigma_2 + 2 \cdot \sigma_1)/(\sigma_2 + \sigma_1) \cdot t/3 \end{cases}$$

$$\begin{aligned} N &= N_1 + N_2; \\ M &= N_1 \cdot e_1 + N_2 \cdot e_2 \end{aligned}$$

C.4.4 Cas 4 : décollement dans la semelle de droite

Le décollement a lieu dans la semelle de droite :

$$\begin{aligned} N_1 &= c \cdot L_2 \cdot \sigma_1/2 \\ e_1 &= L_{tot} - x_g - c/3 \end{aligned}$$

$$N = N_1$$

$$M = N_1 \cdot e_1$$

C.4.5 Résolution

On fait varier la longueur comprimée à partir de la longueur totale de la section jusqu'à 0. Pour une valeur de la longueur comprimée, on fait varier la valeur de la contrainte maximale en compression.

Dès que l'effort normal total de la section pour la combinaison (c, σ_c) dépasse la valeur de l'effort normal N appliqué, on stoppe les itérations sur σ_c , on passe à la valeur de longueur comprimée suivante et on recommence les itérations depuis le début sur σ_c .

On obtient pour tous les couples testés, une valeur d'efforts résultants sur la section (M, N) . On recherche ensuite le couple qui minimise l'erreur entre M calculé et M ainsi qu'entre N calculé et N .

Un exemple dont les données sont décrites au tableau C.1, est fourni aux figures C.5 et C.6.

On remarque qu'on peut définir une série de couples (c, σ_{max}) pour lesquels l'effort normal résistant ou le moment résistant a la même valeur. Ces courbes d'"iso-efforts" ne sont pas superposées. On peut donc supposer que la solution est unique et qu'elle est située à l'intersection de l'isocourbe N et de l'isocourbe M .

t	l_g	l_d	L	t	M	N	f_k
10 cm	90 cm	120 cm	100 cm	10 cm	4000 kNcm	100 kN	1 kN/cm ²

TAB. C.1 – Données pour la réalisation d'un exemple de décollement d'une section

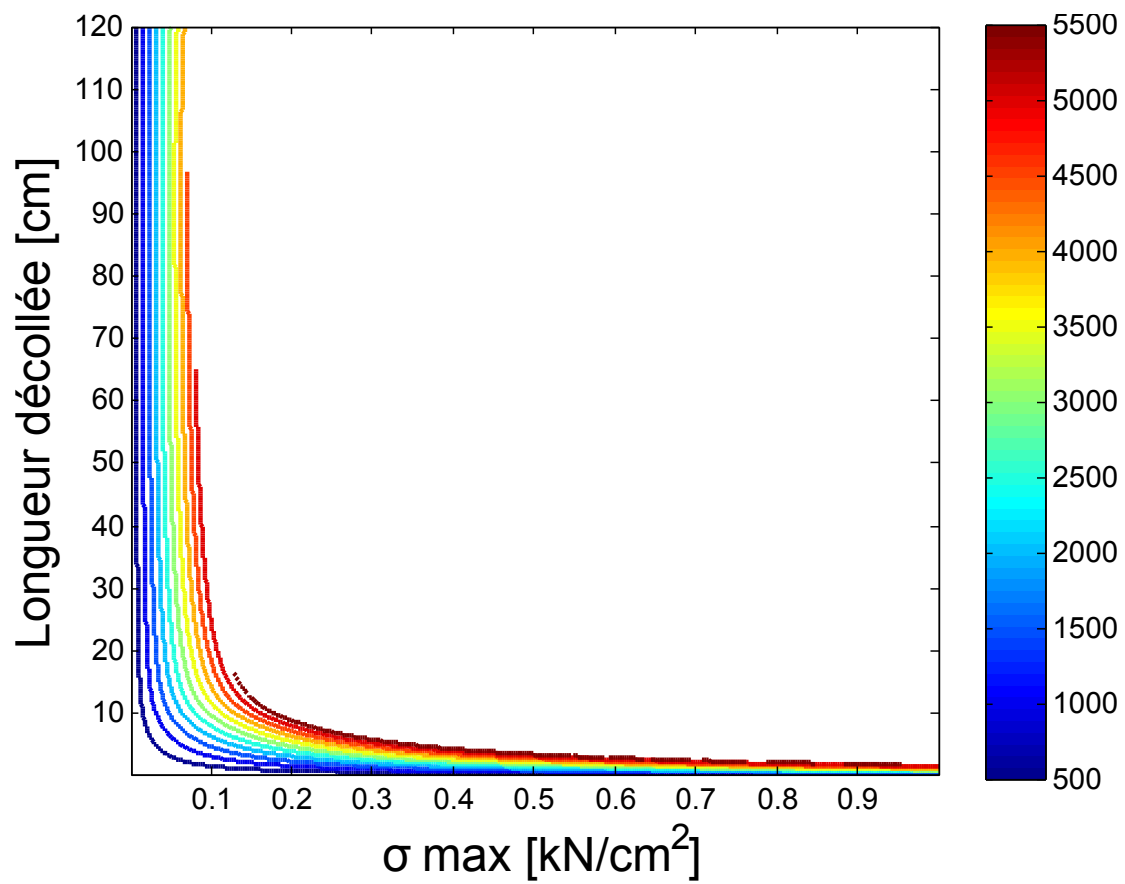


FIG. C.5 – Moment résistant de la section en fonction de la longueur comprimée et de la contrainte maximale en compression [kN/cm^2]

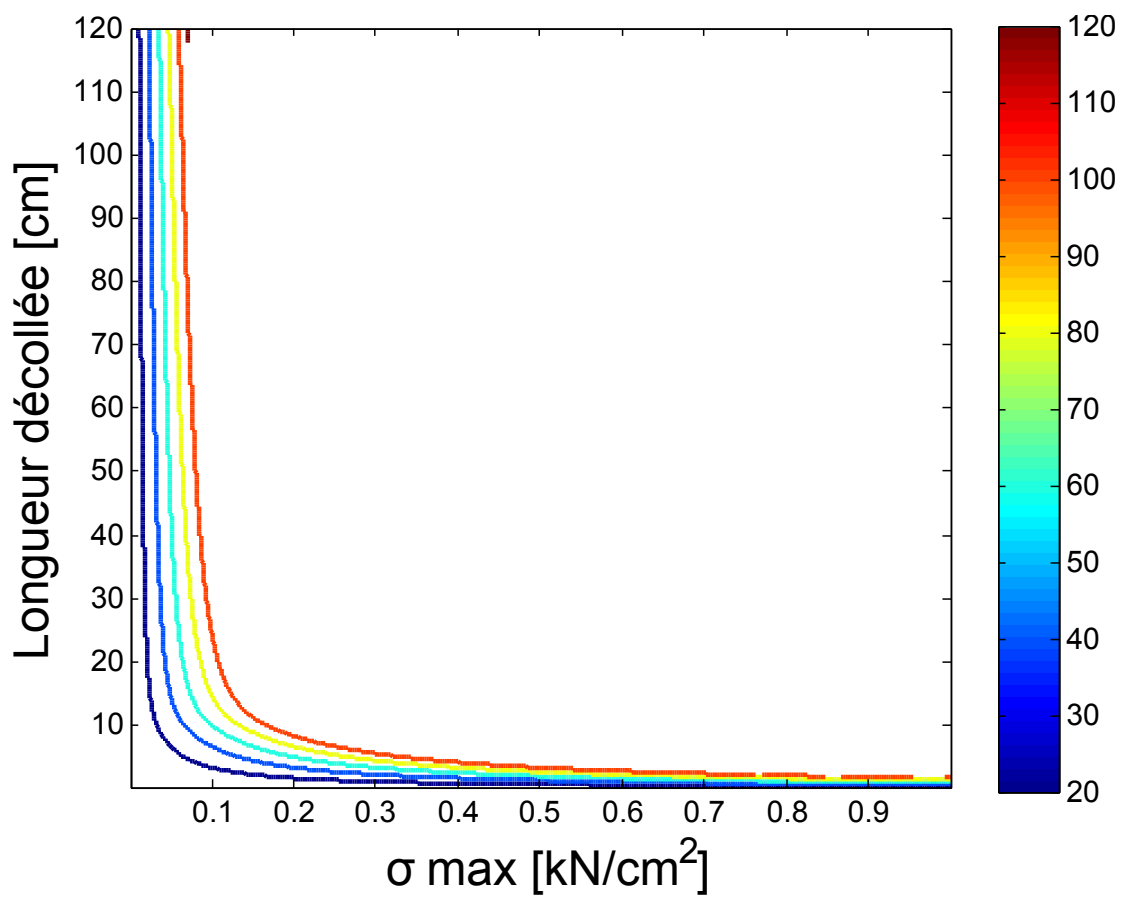


FIG. C.6 – Effort normal résistant de la section en fonction de la longueur comprimée et de la contrainte maximale en compression [kN]