

Bâtiments en bois parasismiques de plusieurs étages

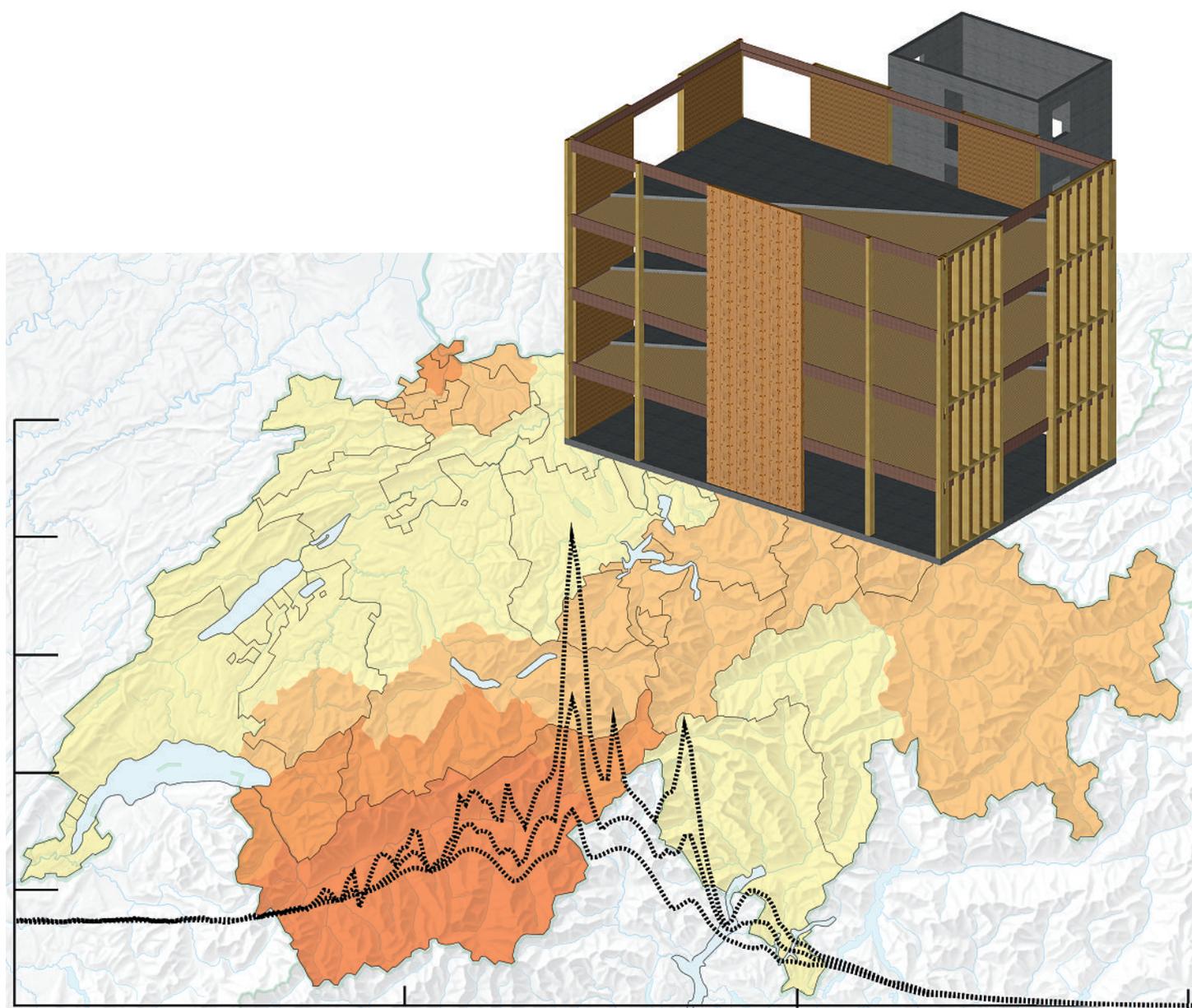


Table des matières

Page		
3	1	Introduction
4	2	Bases
	2.1	Origine et effets des tremblements de terre
	2.2	Aléa sismique
	2.3	Spectres de réponse
	2.4	Réduction du risque sismique par des mesures constructives
13	3	Analyse structurale et dimensionnement
	3.1	Analyse structurale
	3.2	Dimensionnement
	3.3	Forces d'ancrage des éléments non porteurs
	3.4	Joints et distances entre les bâtiments
30	4	Conception parasismique
	4.1	Principes de la conception parasismique
	4.2	Propriétés du matériau bois
	4.3	Assemblages
	4.4	Liaisons et ancrages
	4.5	Parois de stabilisation dans la construction en bois
	4.6	Rigidité de différents systèmes de construction en bois
47	5	Exemple d'application
	5.1	Bases de calcul
	5.2	Prédimensionnement de la stabilisation horizontale
	5.3	Construction choisie sur la base du prédimensionnement
	5.4	Rigidité horizontale de la structure
	5.5	Période de vibration fondamentale de l'ensemble de la structure
	5.6	Calcul des efforts intérieurs des parois
	5.7	Méthode du spectre de réponse
	5.8	Vérifications
	5.9	Conclusion
103	6	Aides de dimensionnement
	6.1	Rigidité des éléments de construction en ossature bois
	6.2	Prédimensionnement des parois porteuses
	6.3	Calcul des déplacements d'étages
122	7	Sources d'information
	7.1	Littérature et normes
	7.2	Littérature complémentaire
	7.3	Sources d'information en Suisse relatives aux séismes
	7.4	Soutiens du projet

Cette publication a pu voir le jour grâce au soutien du Fonds pour les recherches forestières et l'utilisation du bois, ainsi qu'à l'Office fédéral de l'environnement (OFEV) dans le cadre du Plan d'action bois.

Partenaires du projet

SIA Société suisse des ingénieurs et des architectes
SGEB Société suisse du génie parasismique et de la dynamique des structures
usic Union Suisse des Sociétés d'Ingénieurs-Conseils
HEV Hauseigentümergeinschaft Schweiz

Auteurs

Roland Brunner, Lignum
Pirmin Jung, Pirmin Jung Ingenieure für Holzbau AG
René Steiger, Empa, Abteilung Holz
Thomas Wenk, Wenk Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik GmbH
Niklaus Wirz, Pirmin Jung Ingenieure für Holzbau AG

Relecture technique

Andrea Bernasconi, heig-vd/HES-SO
Alessandro Dazio, Zurich
Konrad Merz, merz kley partner

Image de couverture

L'arrière-plan présente la carte des quatre zones d'aléa sismique de la norme SIA 261 (2003). Le premier plan montre le spectre de réponse de l'accélération de la composante N-S du séisme du Frioul en Italie (1976) en fonction de la période T [d'après 12].

1 Introduction

Les progrès accomplis dans le domaine des ouvrages à plusieurs niveaux et les dispositions parasismiques actuelles des normes SIA posent la question de la sécurité parasismique dans la construction en bois (figures 1 à 4). Cette publication offre à l'ingénieur une référence et un soutien lors de la conception d'ouvrages en bois parasismiques. Les normes de structures SIA 260–267 de l'année 2003 se fondent sur les Eurocodes, tout en les adaptant au contexte suisse. Ces normes constituent la base de la documentation en ce qui concerne sa structure, son contenu et les notions développées [1]. Les chapitres d'introduction *Bases* ainsi qu'*Analyse structurale et dimensionnement* donnent un aperçu de la thématique «séisme» et de sa transposition dans les normes de structure de la SIA. Dans le chapitre 4 *Conception parasismique*, les fondements d'une conception parasismique économique des ouvrages sont présentés, en les orientant plus particulièrement vers les ouvrages en bois de plusieurs étages. Si les règles de la construction parasismique sont respectées, la vérification de la sécurité en cas de séisme ne requiert pas de moyens supplémentaires. Pour des bâtiments existants, il faut observer les critères d'évaluation basés sur le risque selon le cahier technique SIA 2018 (2004). La partie centrale de la documentation est constituée par le chapitre *Exemple d'application*, dans lequel chaque étape de la conception, du calcul et du dimensionnement est présentée en prenant pour exemple un bâtiment en bois de quatre niveaux. Pour la structure de l'exemple d'application, un type de structure D, particulièrement ductile, a été choisi. Celui-ci a été introduit dans les normes SIA en même temps que le concept du comportement ductile de la structure porteuse. Un procédé simple est proposé pour la conception de la structure et son prédimensionnement par rapport aux exigences de

l'aptitude au service face au vent. Les étapes de l'analyse structurale et du dimensionnement sont ensuite présentées de manière systématique et exhaustive, d'abord de manière littérale puis numérique.

Le chapitre *Aides de dimensionnement* explique finalement comment la rigidité globale des éléments en ossature bois peut être calculée de manière efficace grâce à la théorie du flux de cisaillement, et donne des aides de dimensionnement pour des cas pratiques typiques.

La connexion mécanique entre le revêtement et les nervures/montants – dans l'exemple d'application, l'agrafage des parois en ossature – joue un rôle central dans la reprise des forces de séisme du point de vue de la rigidité, de la résistance et de la ductilité. Pour le concept du comportement ductile de la structure, les règles du dimensionnement en capacité doivent être observées. Pour la construction en ossature bois, cela signifie que la connexion mécanique entre le revêtement et les montants est planifiée, conçue et dimensionnée comme domaine ductile sous l'action du séisme. Toutes les autres parties de la structure porteuse (montants, revêtements, liaisons/ancrages, etc.) doivent être surdimensionnées de telle manière à ce que la plastification cyclique des domaines ductiles lors de la sollicitation sismique puisse être assurée, et qu'il ne se produise pas de rupture fragile prématurée en dehors de ces zones.

L'exemple d'application montre que les actions sismiques pour des bâtiments en bois de plusieurs étages ne doivent pas être sous-estimées, mais qu'elles ne sont pas déterminantes dans tous les cas et pour toutes les situations. A l'aide de cette documentation, il est possible de développer rapidement un concept de structure parasismique économique, qui respecte également les exigences face au vent.

Figure 1: Hotel à Zoug. Architectes: EM2N Architekten AG Zurich. Illustration: City Garden, Zoug.

Figure 2: Groupe d'immeubles résidentiels à Lausanne, 2010. Architecture et modélisation: Bonhôte-Zapata architectes, Genève.

Figure 3: Immeubles d'habitation à Davos; 2006. Architectes: Giubbini Architekten ETH SIA, Bonaduz.

Figure 4: Maisons multifamiliales à Buttisholz; 2005. Architectes: A6 Architekten AG, Buttisholz.



Figure 1



Figure 3



Figure 2



Figure 4

2 Bases

2.1 Origine et effets des tremblements de terre

La plupart des séismes sont provoqués par une rupture naturelle dans la croûte terrestre; ils peuvent cependant avoir aussi des causes artificielles (par ex. explosions, mines, percements de tunnels, forages profonds, lacs d'accumulation, etc.). Ils se traduisent par des mouvements horizontaux et verticaux du sol rapides, de courte durée. Les séismes les plus violents sont causés par les mouvements des plaques continentales. En Méditerranée et dans les Alpes, le déplacement relatif des plaques africaine et eurasiennne (figure 5) provoque des séismes de différentes fréquence et intensité (figure 6).

Les séismes violents peuvent provoquer la ruine des bâtiments, ainsi que des chutes de rochers, des glissements de terrain, des coulées de boue et des tsu-

namis. Les incendies, les explosions et les inondations figurent en outre parmi les conséquences secondaires.

Les notions importantes pour la description des effets des séismes relatives au présent document sont représentées à la figure 7. La source sismique est appelée foyer du tremblement de terre ou hypocentre. L'énergie contenue dans les ondes d'un séisme est mesurée par la magnitude M , les dégâts observés aux ouvrages et à la nature par l'intensité I . Les grandeurs géométriques importantes pour la description de l'emplacement du foyer du tremblement de terre sont la profondeur du foyer, les distances épacentrale et hypocentrale. Le risque sismique pour un ouvrage dépend de l'aléa sismique régional (zone sismique) et local (nature du sol), de la vulnérabilité de l'ouvrage face aux séismes (type de construction) et de l'utilisation de l'ouvrage dont dépendent les personnes et les biens soumis au danger (classe d'ouvrage).

Figure 5:
Limite entre les plaques africaine et eurasiennne. La plaque apulienne se déplace par an d'env. 4-8 mm en direction de la plaque eurasiennne [selon 2].

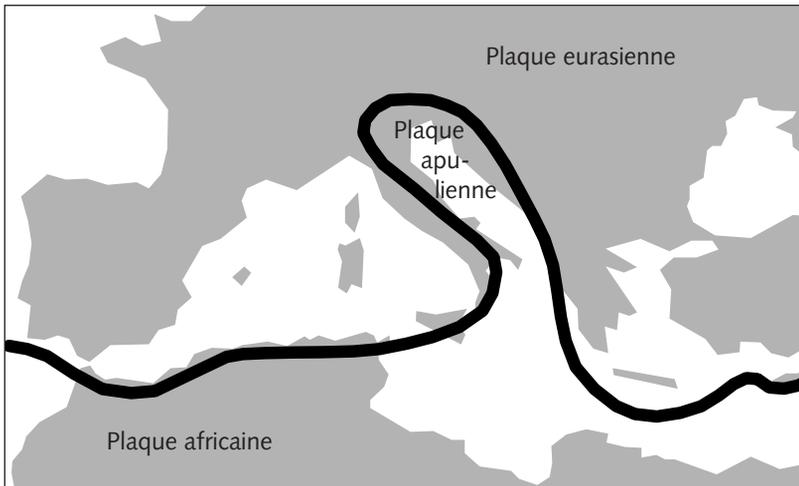
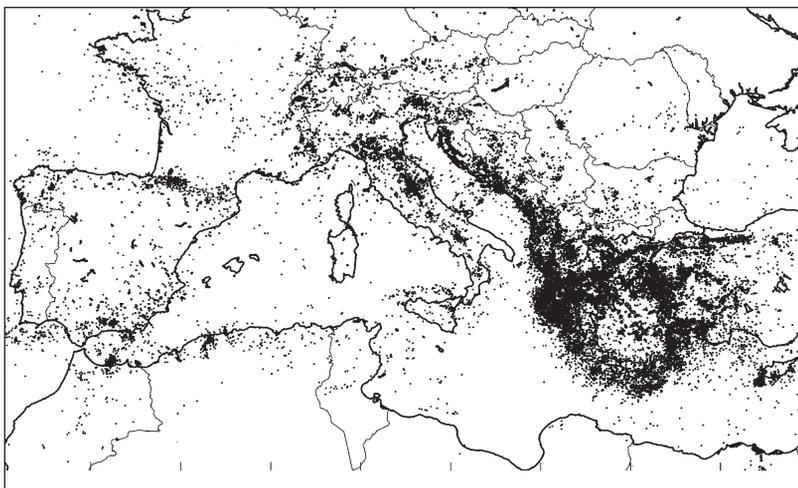


Figure 6:
Activité sismique en Méditerranée et dans les Alpes [3].



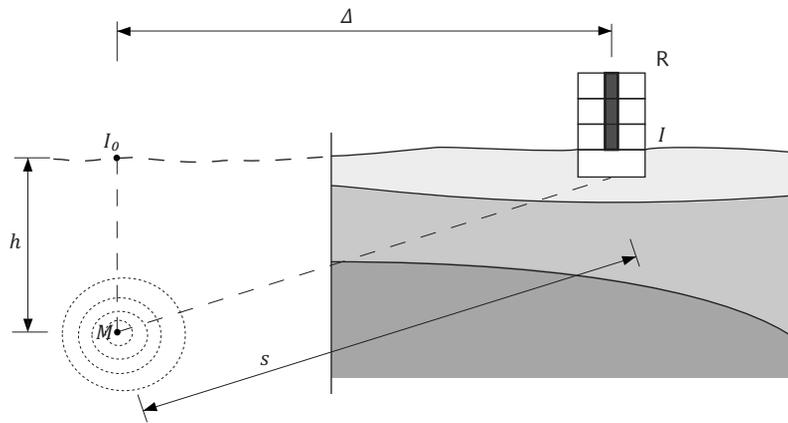


Figure 7:

Quels paramètres influencent-ils les effets locaux des séismes?

Le risque pour un bâtiment se compose a) de l'aléa régional (zone sismique), b) de l'aléa local (nature du sol), c) de la vulnérabilité (qualité de la substance du bâtiment) ainsi que d) de la valeur / du potentiel de dégâts donnés par l'utilisation (classe d'ouvrage).

M magnitude à l'hypocentre

I_0 intensité à l'épicentre

I intensité dans l'ouvrage

h profondeur du foyer

s distance hypocentrale

Δ distance épacentrale

R risque = aléa · vulnérabilité · valeur

2.2 Aléa sismique

Les séismes sont enregistrés au moyen de capteurs spéciaux appelés sismographes. Ceux-ci affichent les mouvements du sol en fonction d'une échelle de temps. En Suisse, un réseau de stations sismiques [4] transmet en permanence à la centrale du Service Sismologique Suisse (SED) à l'EPF Zurich des tracés significatifs sous forme de sismogrammes. Sur la base de ces derniers, qui se présentent différemment d'une station à l'autre pour un même séisme, on peut obtenir un grand nombre d'informations sur un tremblement de terre, par ex. la position géographique de l'épicentre, la profondeur du foyer, la magnitude, les valeurs maximales des mouvements du sol enregistrés (déplacement, vitesse, accélération). Il est aussi possible de détecter et de localiser les origines artificielles d'ondes sismiques telles que, par exemple, les explosions nucléaires.

La description de la force d'un séisme se fait habituellement à l'aide des échelles de magnitude ou d'intensité.

Magnitude

La magnitude M est la mesure de l'énergie au foyer, c'est-à-dire la mesure de l'énergie rayonnée par un séisme sous forme d'ondes à partir du foyer. La magnitude est calculée sur la base de sismogrammes spécifiques.

Les valeurs de magnitude sont exprimées en chiffres arabes sur une échelle logarithmique. L'augmentation de la magnitude d'une unité, par ex. de 5 à 6, signifie une élévation de l'énergie du séisme d'un facteur 32 et un accroissement des mouvements du sol jusqu'à un facteur 10.

Intensité

Finalement, c'est moins l'énergie libérée par un séisme qui est intéressante, mais bien plus ses effets dans la zone ayant subi les dégâts. L'intensité I d'un séisme est la mesure de la perceptibilité locale et de la force de destruction. L'intensité est relevée statistiquement sans instruments sur la base du plus grand nombre possible d'observations indépendantes, par l'évaluation de la perceptibilité (par ex. des personnes effrayées) et des dégâts (par ex. des cheminées tombées des toits). Puisque les effets d'un séisme ne sont pas partout les mêmes, on dresse des cartes d'intensité des zones touchées. L'intensité dépend fortement du substrat local.

Il existe dans le monde différentes échelles d'intensité. En Europe aujourd'hui l'échelle macrosismique européenne à douze niveaux EMS-98 [5] est officiellement valable. Elle répertorie notamment de manière systématique les effets sur des bâtiments correspondant à différents types de construction. L'intensité EMS-98 est exprimée par des chiffres romains de I à XII.

Valeurs des mouvements du sol

Pour décrire les effets de l'action d'un séisme sur un ouvrage, il faut disposer des valeurs relatives aux mouvements du sol – accélération et déplacement – dans différentes directions pouvant apparaître à un endroit déterminé. L'intérêt porte ici sur les valeurs maximales, les contenus fréquentiels et les déroulements dans le temps. Ces valeurs des mouvements du sol sont nécessaires pour le dimensionnement parasismique d'un ouvrage et on en déduit le spectre de réponse (voir chapitre 2.3).

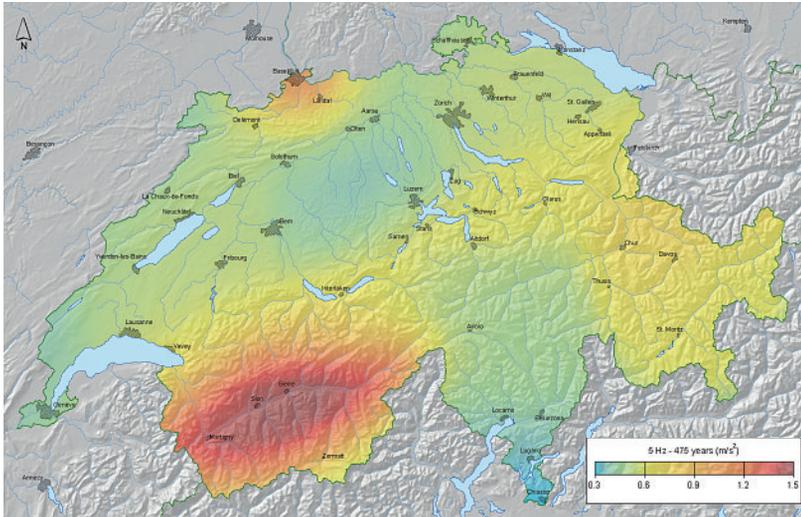


Figure 8: Valeurs spectrales de l'accélération horizontale du sol pour des roches dures, une période de récurrence de 475 ans et une fréquence de 5 Hz [7].

2.2.1 Aléa sismique régional

L'aléa sismique en Suisse est quantifié par le Service Sismologique Suisse (SED) sous forme de cartes de spectres d'accélération. Ces cartes montrent les valeurs spectrales de l'accélération horizontale sous des fréquences de 0,5–10 Hz pour des roches dures et des périodes de récurrence de 100, 475, 1000, 2500 et 10 000 ans (figure 8). Elles servent de base à la carte des zones d'aléa sismique de la norme SIA 261 (2003) [6] avec une période de récurrence de 475 ans qui correspond à la norme sismique européenne Eurocode 8 (figure 9). La période de retour de 475 ans correspond à une probabilité d'occurrence de 10% en 50 ans. Celle-ci est utilisée pour le dimensionnement parasismique des ouvrages usuels (classe d'ouvrage I). Comparé à celui des pays de Méditerranée orientale (figure 10), l'aléa sismique en Suisse peut être qualifié de faible à moyen.

La Suisse est divisée en quatre zones d'aléa sismique Z1, Z2, Z3a et Z3b avec les valeurs maximales d'accélération horizontale du sol correspondantes de 0,6 m/s², 1,0 m/s², 1,3 m/s² et 1,6 m/s² pour un sol de fondation rocheux (classe de sol de fondation A). Pour des raisons de sécurité juridique, les limites des zones suivent en premier lieu les frontières des cantons et des districts (figure 9). Les valeurs d'accélération du sol nécessaires à la carte des zones d'aléa sismique sont déduites des cartes spectrales (figure 8) par une méthode spécifique [9].

2.2.2 Aléa sismique local

Les conditions locales du sol de fondation ont une influence déterminante sur la force et le contenu fréquentiel dominant de l'action d'un séisme. Comparé aux endroits rocheux, c'est avant tout dans les sols mous que peuvent s'amorcer des oscillations locales considérables. La norme SIA 261 (2003) [6] indique dans le tableau 25, les valeurs des paramètres du spectre de réponse élastique pour cinq classes différentes de sols de fondation A à E. Pour la classe de sol de fondation F (dépôts à structure sensible et organiques (p.ex. tourbe, craie lacustre, masses glissées), d'une épaisseur supérieure à 10 m) ainsi que pour les lieux qui ne peuvent être rangés dans les classes A à E en raison de leur conditions de sol de fondation, il est nécessaire de procéder à des examens particuliers de la dynamique du sol afin d'en déterminer le spectre de réponse élastique.

Il est généralement possible d'effectuer le classement du sol de fondation sur la base d'un rapport géotechnique sans examens plus approfondis. On procède actuellement en Suisse à des travaux de microzonage du territoire. L'Office fédéral de l'environnement OFEV a publié des cartes des classes de sols de fondation selon la norme SIA 261 (2003)

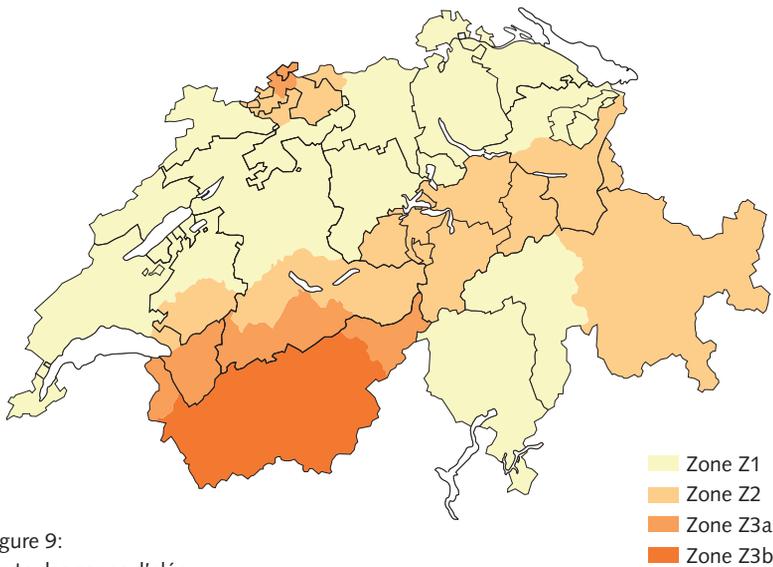


Figure 9: Carte des zones d'aléa sismique de la Suisse avec quatre zones sismiques représentées en superposition aux frontières cantonales [selon 6].

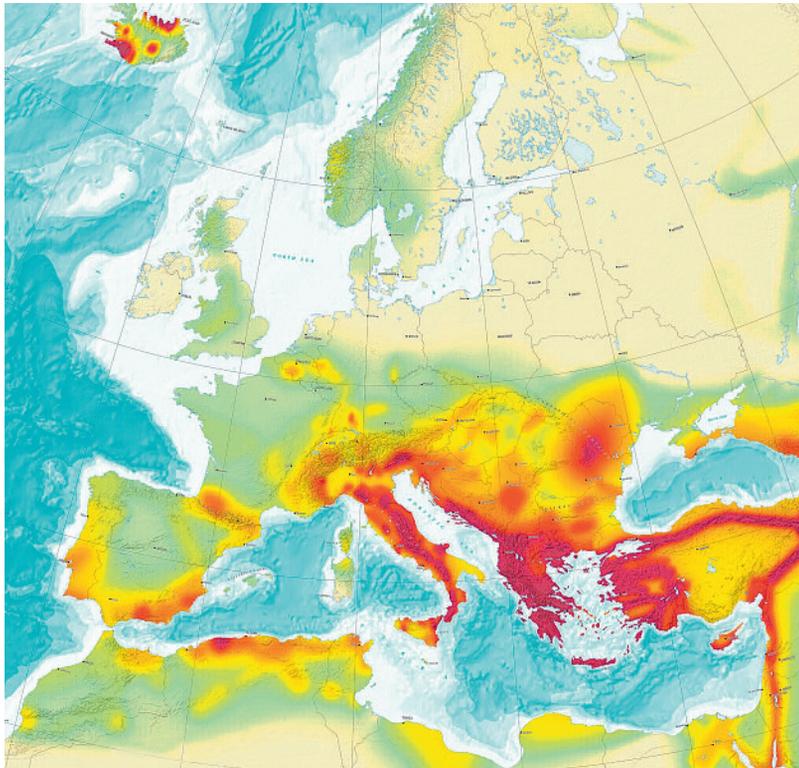


Figure 10:
Carte de l'aléa sismique en Europe [8].

qui seront complétées ces prochaines années pour les principales zones de construction (figure 11). Pour les zones d'aléa sismique plus élevé, des cartes spectrales de microzonage sont élaborées. Elles indiquent, en lien direct avec les conditions locales de l'emplacement, les valeurs des paramètres du spectre de réponse élastique, y compris la valeur de dimensionnement de l'accélération du sol.

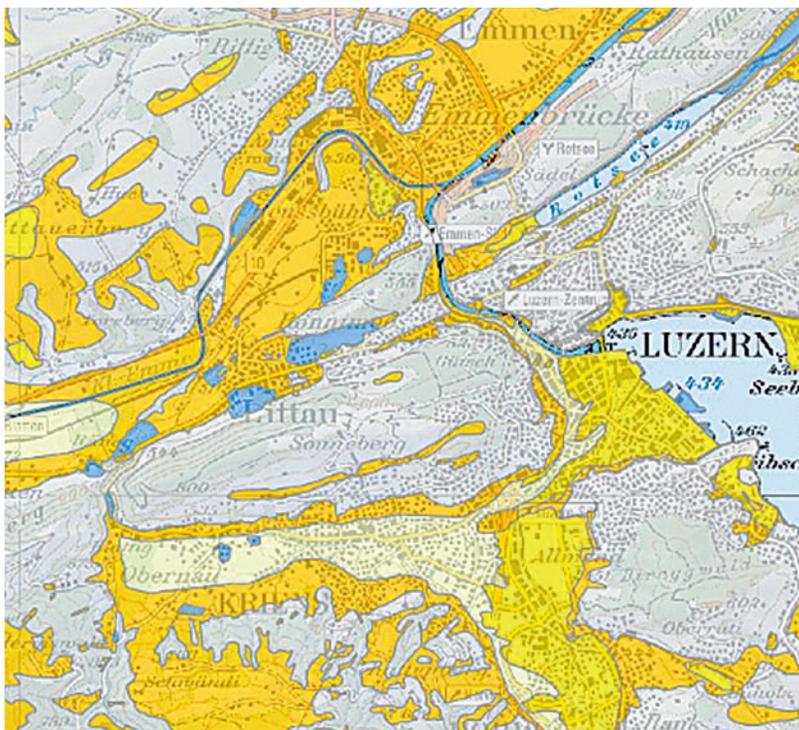


Figure 11:
Carte des classes de sols de fondation de la norme SIA 261 (2003) pour la région de Lucerne [10].

A	Roche dure (p. ex. granit, gneiss, quartzite, calcaire siliceux, calcaire) ou roche tendre (p. ex. grès, Nagelfluh, marne jurassique, argile opalinus), sous une couverture de terrain meuble d'une épaisseur maximale de 5 m
B	Dépôts étendus de sable et de gravier cimentés et/ou sol préconsolidé d'une épaisseur supérieure à 30 m
C	Dépôts de sable et gravier normalement consolidés et/ou matériau morainique d'une épaisseur supérieure à 30 m
D	Dépôts de sable fin non consolidé, de limon et d'argile d'une épaisseur supérieure à 30 m
E	Couche alluviale superficielle des classes de sols de fondation C ou D, d'une épaisseur de 5 à 30 m reposant sur une couche plus compacte des classes de sols de fondation A ou B
F1	Dépôts contenant de l'argile/silt tendre avec un indice de plasticité élevé ($PI > 40$) et une forte teneur en eau d'une épaisseur supérieure à 10 m
F2	Dépôts de sols liquéfiables ou qui ne peuvent pas être rangés dans les classes de sol de fondation A à E ou F1

2.2.3 Relation entre la force d'un séisme, les mouvements du sol induits et les effets

La figure 12 rassemble une comparaison approximative entre la force d'un séisme (magnitude ou intensité), les valeurs maximales des mouvements du sol et les effets. Ici, en plus des caractéristiques du

sol de fondation, la profondeur du foyer joue un rôle important. La profondeur de foyer supposée dans la cas de la figure 12 est de 10–15 km, valeur typique pour la Suisse.

Figure 12:

Comparaison approximative entre magnitude (M), énergie au foyer, mouvement maximal du sol (accélération a , vitesse v , déplacement d) et intensité épicentrale (EMS-98) d'un séisme pour une profondeur typique de foyer de 10–15 km [selon 11].

Force			Mouvement du sol			Effets
Classe de séisme	M [ML]	Energie [Joule]	a [%g]	v [cm/s]	d [cm]	Intensité épicentrale et effet (EMS-98)
très faible	2	10^7	0,1	0,01	0,1	I secousse imperceptible
						II rarement perceptible
faible	3	10^9	1	0,1	1	III faible
						IV largement observée
léger	4	10^{11}	10	1	10	V fort
						VI dégâts légers
moyen	5	10^{13}	100	10	100	VII dégâts
						VIII dégâts importants
fort	6	10^{15}	1000	100	1000	IX destructions
						X destructions importantes
lourd	7	10^{17}	10000	1000	10000	XI catastrophe
						XII catastrophe généralisée

2.3 Spectres de réponse

Dans l'ingénierie parasismique moderne, les spectres de réponse sont l'outil central de la description des effets d'un séisme sur un ouvrage. En principe, on différencie les spectres de réponse du mouvement du sol dans le temps pour des cas particuliers (figure 15) et les spectres de réponse lissés dans les normes (figure 16). Les normes différencient d'autre part les spectres de réponse pour des comportements élastiques et inélastiques.

2.3.1 Spectres de réponse élastiques

Les spectres de réponse élastiques décrivent la réponse maximale de systèmes oscillants linéaires-élastiques amortis à masse unique, sous l'excitation du mouvement du sol au cours du temps. Les étapes successives de la détermination d'un spectre de réponse élastique, énumérées ci-dessous, sont représentées à la figure 13 [12]:

1. plusieurs oscillateurs linéaires-élastiques à masse unique avec des périodes de vibration T différentes, mais avec le même degré d'amortissement visqueux ξ , sont excités à leur pied par une accélération du sol dont la répartition dans le temps est identique. Ceci provoque pour chaque oscillateur une oscillation de réponse différente.
2. on détermine le déroulement dans le temps des oscillations de réponse de l'ensemble des oscillateurs, c'est-à-dire celle du déplacement relatif entre la masse et le pied de l'oscillateur d , celle de la vitesse relative correspondante v et celle de l'accélération absolue a .
3. les valeurs maximales des oscillations de réponse de chaque oscillateur (valeurs spectrales S_d , S_v et

S_a) sont déterminées et tracées en fonction de la période de vibration. En reliant les valeurs maximales correspondantes, on obtient un spectre de réponse pour chacun des paramètres de déplacement S_d , de vitesse S_v et d'accélération S_a pour le degré d'amortissement ξ défini.

La représentation du spectre de réponse est le plus souvent réalisée pour un axe de période de vibration à échelle logarithmique (figure 15). Dans les normes, pour un spectre de réponse élastique, on admet typiquement un degré d'amortissement visqueux équivalent ayant une valeur de référence de $\xi = 5\%$.

La norme SIA 261 (2003) [6] donne des spectres de réponse élastiques lissés pour les classes de sol de fondation A à E (voir paragraphe 2.2.2). Dans le cas d'un degré d'amortissement différent de $\xi = 5\%$, un coefficient de correction η est donné pour la conversion. Les spectres de réponse lissés correspondent à des valeurs moyennes tirées de spectres de réponse ayant des déroulements dans le temps différents, caractéristiques d'une classe de sol de fondation définie. Il s'agit ainsi d'une représentation compacte simplifiée de l'effet d'un séisme. En considérant plusieurs déroulements particuliers dans le temps, on peut obtenir des écarts relativement grands par rapport à ces valeurs moyennes lissées. Afin de tenir compte correctement de ces écarts et de ces incertitudes, il est important de concevoir des structures porteuses parasismiques ductiles (voir chapitres 3.2.4 et 4).

Figure 13: Détermination des spectres de réponse élastique [selon 12].

- 1 Excitation sismique avec l'accélération du sol $a_g(t)$
- 2 Système d'oscillateurs à masse unique
- 3 Réponse du système
- 4 Spectres de réponse élastiques de la vitesse

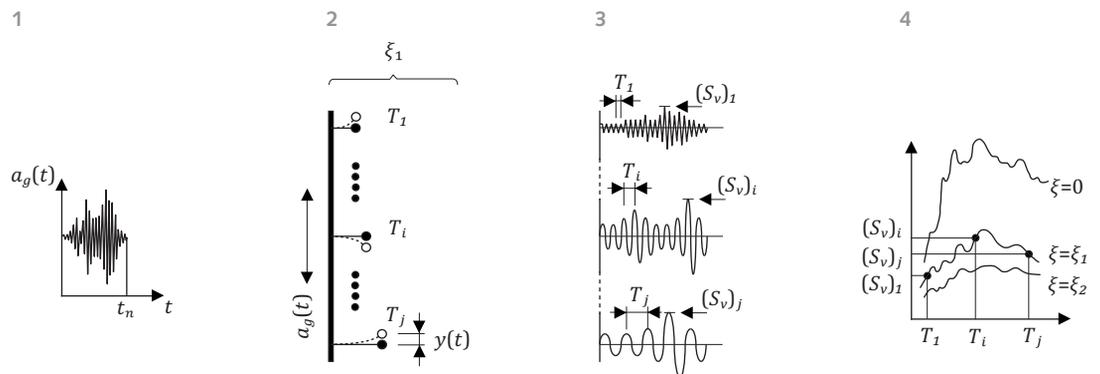


Figure 14:
Courbe dans le temps de la composante N-S «Tolmezzo» du séisme du Frioul, Italie (1976).

- 1 Accélération du sol
- 2 Vitesse du sol
- 3 Déplacement du sol

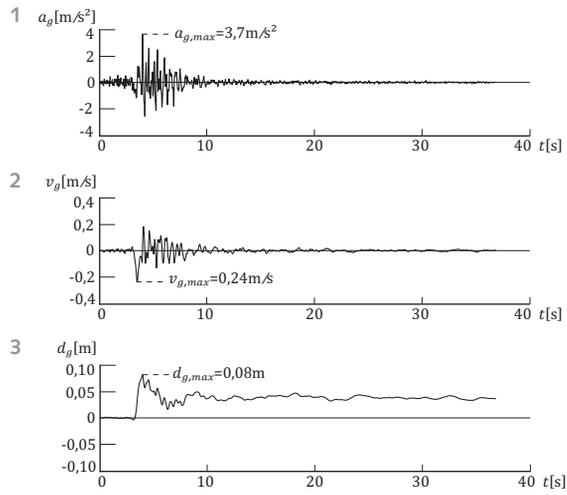
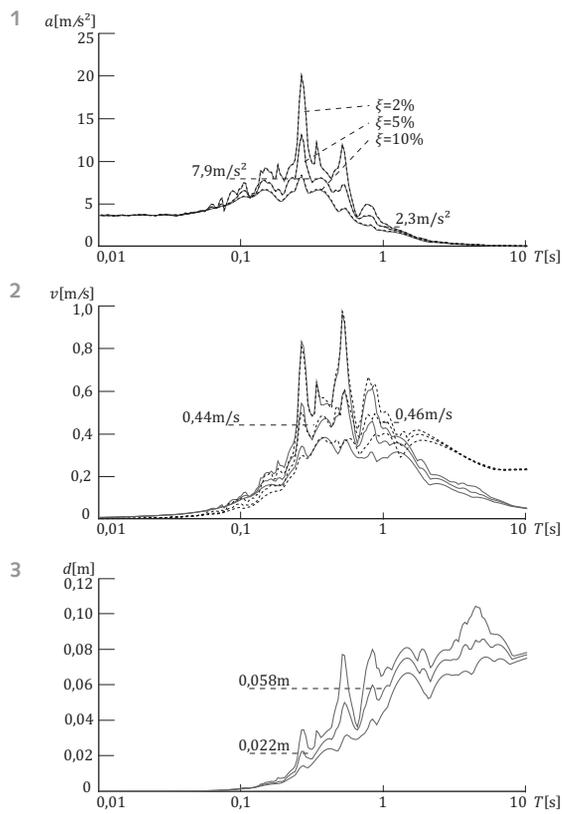


Figure 15:
Spectres de réponse de la composante N-S «Tolmezzo» du séisme du Frioul, Italie (1976) en fonction de la période de vibration T [selon 12].

- 1 Accélération absolue (pointillé noir) et pseudo-accélération absolue (gris)
- 2 Vitesse relative (pointillé noir) et pseudo-vitesse relative (gris)
- 3 Déplacement relatif



2.3.2 Spectres de dimensionnement

Pour le dimensionnement parasismique, les spectres de dimensionnement découlent des spectres de réponse élastique. On tient compte de ce cas des réserves de la structure porteuse au-delà de la phase élastique au moyen du coefficient de comportement q . En fonction de l'aptitude de la structure porteuse à résister, grâce à la surrésistance, aux effets d'un séisme dans le domaine non linéaire, on peut diviser le spectre de réponse élastique pour un amortissement de 5%, par un coefficient de comportement q dans la plage de 1,5–5,0 s'étendant à tous les types de construction considérés; la valeur minimale de $q = 1,5$ s'applique aux structures porteuses faiblement ductiles et la valeur maximale de $q = 5,0$ à celles qui le sont particulièrement. Pour le spectre de dimensionnement, il est tenu compte en outre du facteur d'importance γ_f , réparti selon la classe d'ouvrage, et les valeurs d'accélération sont converties en valeur sans dimension grâce à la division par l'accélération de la pesanteur.

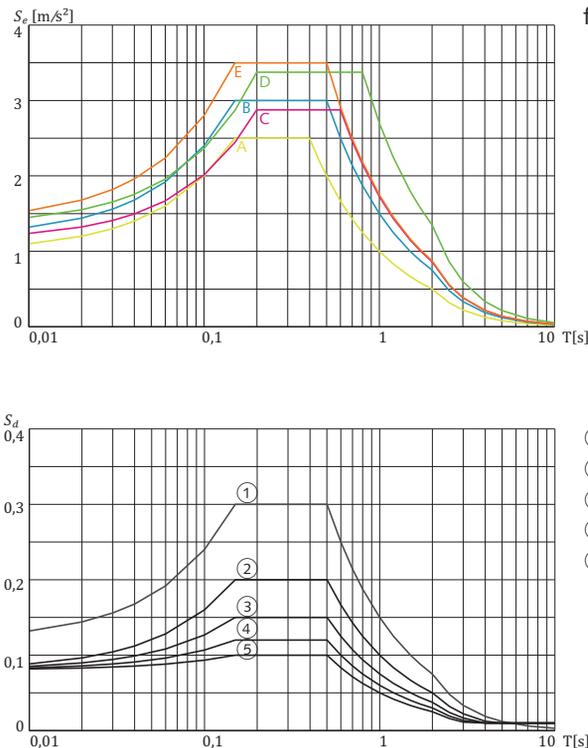
Pour les structures porteuses en bois, le coefficient de comportement q dépend de la répartition dans les classes de ductilité A à D selon la norme SIA 265 (2003) [13]. Les valeurs q correspondantes sont 1,5, 2,0, 2,5 et 3,0. Au contraire de l'Eurocode 8 [14] où, pour des structures porteuses en bois des valeurs q jusqu'à 5 sont admises, la norme SIA 265 limite la valeur q à 3. Ceci tient compte des règles constructives simplifiées pour un comportement ductile et

de la sismicité faible à moyenne présente en Suisse. La figure 16 met en regard les spectres de dimensionnement pour des structures porteuses en bois de différentes ductilités et les spectres de réponse élastique tirés de la norme SIA 261 (2003). Le facteur d'importance admis ici est $\gamma_f = 1,0$, correspondant à la classe d'ouvrage CO I la plus courante dans la construction en bois. La comparaison est faite par ailleurs pour une classe de sol de fondation B dans une zone d'aléa sismique Z2. On tient compte entièrement de la réduction par le coefficient de comportement q seulement pour des périodes de vibration supérieure à 0,15 s. Lorsqu'elles sont inférieures, le spectre de dimensionnement atteint 2/3 du spectre de réponse élastique, indépendamment de la valeur du coefficient de comportement.

Les structures porteuses en bois présentent le plus souvent des périodes de vibration supérieures à 1 s et se trouvent ainsi dans la portion décroissante du spectre de dimensionnement, c.-à-d. dans la plage où l'effet d'un séisme dépend fortement de la période de vibration.

Dans des cas particuliers, il faut aussi tenir compte de la composante verticale des effets d'un séisme, par ex. dans le cas d'un porte-à-faux horizontal ou d'un porteur soutenant des piliers. Selon la norme SIA 261 (2003) [6], elle peut être déduite du spectre de dimensionnement par la multiplication de la valeur de S_d par un facteur de 0,7. La période de vibration verticale de base est ici déterminante. Le coefficient de comportement doit toujours être fixé à $q = 1,5$.

Figure 16: Spectre de réponse élastique (en haut) de l'accélération horizontale du sol pour des classes de sol de fondation A à E (voir figure 11) avec un amortissement de $\xi = 5\%$ selon la norme SIA 261 (2003) [selon 6], comparé aux spectres de dimensionnement (en bas) pour des structures porteuses en bois présentant différentes ductilités appartenant à la classe d'ouvrage CO I, dans une zone d'aléa sismique Z2 sur un sol de fondation de classe B.



2.4 Réduction du risque sismique par des mesures constructives

Le risque sismique dépend de la probabilité que survienne un tremblement de terre (aléa sismique) et des conséquences qui en résultent (étendue des dégâts). Ces deux valeurs sont imprécises, c.-à-d. qu'elles ne sont pas exactement quantifiables. Les forts séismes ont des conséquences importantes mais sont rares. Les faibles séismes sont plus fréquents mais ont le plus souvent des conséquences réduites, voire inexistantes. L'étendue potentielle des dégâts dépend de la vulnérabilité sismique d'un ouvrage, ainsi que des personnes et des valeurs exposées. Ces dernières dépendent à leur tour de l'utilisation du bâtiment (classe d'ouvrage). Le risque sismique peut être estimé comme suit:

$$\text{Risque} = \text{aléa} \cdot \text{vulnérabilité} \cdot \text{valeur} \quad (1)$$

L'aléa sismique d'un emplacement est une donnée naturelle; il n'est donc pas influençable. La seule façon de réduire le risque sismique est de limiter la vulnérabilité des ouvrages et les dégâts qui en résultent par des mesures constructives. Ceci est atteint en premier lieu par une conception et une construction parasismiques des ouvrages, c'est-à-dire par l'application des dispositions parasismiques des normes.

L'objectif de protection recherché par la sécurité parasismique est – par le fruit d'un dimensionnement parasismique – en premier lieu la protection des personnes, suivi de la limitation des dégâts et de l'assurance de l'aptitude fonctionnelle d'ouvrages particulièrement importants. Différents critères différencient le degré de protection selon des classes d'ouvrages. Chaque ouvrage est rangé dans l'une des trois classes d'ouvrages (CO) en fonction de son occupation moyenne par des personnes, du danger potentiel, des risques d'atteinte à l'environnement, ainsi que de son importance dans l'organisation des mesures immédiates à prendre en cas de catas-

trophe. Des exemples de répartition dans les classes d'ouvrage se trouvent dans le tableau 26 de la norme SIA 261 (2003).

La justification mathématique exigée et la force du séisme de dimensionnement sont différentes en fonction de la classe d'ouvrage. Ici intervient le facteur d'importance γ_f , qui apparaît en tant que facteur de multiplication dans le spectre de dimensionnement et dans la valeur de dimensionnement de déplacement du sol. Pour la CO I, classe d'ouvrage des bâtiments normaux de logements et de commerces, on attribue comme valeur de référence un facteur d'importance $\gamma_f=1,0$. La valeur est de $\gamma_f=1,2$ pour la CO II, et de $\gamma_f=1,4$ pour la CO III. Pour des ouvrages particulièrement importants en cas de séisme, il peut être nécessaire d'attribuer un facteur d'importance γ_f supérieur à 1,4, c'est-à-dire plus grand que celui de la CO III. La majoration de l'effet du séisme par le facteur d'importance correspond à un allongement de la période de récurrence du séisme de dimensionnement pour la justification de la sécurité structurale, d'une valeur de référence de 475 ans pour la CO I, à environ 800 ans pour la CO II et 1200 ans pour la CO III.

Alors que la vérification de la sécurité structurale est nécessaire pour l'ensemble des ouvrages, l'aptitude au service ne doit être vérifiée que pour les ouvrages de CO III. Par conséquent, pour les CO I et II dont l'aptitude au service ne doit pas être justifiée séparément, l'aspect de limitation des dégâts est implicitement couvert par le contrôle de la sécurité structurale. Pour des bâtiments ou des contenus particulièrement précieux, il peut être indiqué d'apporter une justification explicite de la limitation des dégâts.

3 Analyse structurale et dimensionnement

Dans le cadre de l'analyse structurale, les effets des actions déterminants (efforts intérieurs et déformations) dus à la situation de projet séisme sont évalués à l'aide du modèle de la structure. Sur la base des effets des actions, l'ensemble des sections critiques sont ensuite dimensionnées par rapport à la sécurité structurale ainsi que, pour les bâtiments de la classe d'ouvrage (CO) III, par rapport à l'aptitude au service. L'analyse structurale et le dimensionnement doivent être effectués selon les normes des structures porteuses déterminantes selon un concept de dimensionnement adéquat. En plus des considérations générales concernant, par exemple, l'élaboration du modèle, les développements qui suivent

se fondent sur les normes de structure de la SIA en vigueur en Suisse (en particulier sur les normes SIA 260 (2003): Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses [15], SIA 261 (2003): Actions sur les structures porteuses [6], SIA 265 (2003): Construction en bois [13]) et sur les documents d'introduction relatifs [16] et [17].

3.1 Analyse structurale

L'analyse structurale et la détermination des effets des actions ont généralement lieu sur la base d'un modèle de structure élastique, compte tenu des valeurs de rigidité moyennes jusqu'au début de la plastification. La capacité de déformation plastique sous charges cycliques est déjà prise en compte par le coefficient de comportement q qui conduit à la réduction de l'effet de l'action sismique par rapport à un spectre de réponse purement élastique. Il ne peut donc être pris en compte une seconde fois par une redistribution plastique des efforts intérieurs élastiques.

Le séisme a pour effet des sollicitations dynamiques horizontales et verticales agissant dans un système global comprenant le sol, le corps de fondation, la structure porteuse et les éléments non porteurs. Le comportement vibratoire peut être décrit par des modèles statiques, ou par des modèles d'oscillateurs à une seule ou à plusieurs masses. Certains modèles particuliers tiennent compte de la non linéarité dans le comportement des matériaux et dans celui de l'approche de l'amortissement (voir figure 17). Pour le calcul des efforts intérieurs et des déformations pour les nouveaux bâtiments, la méthode simple des forces de remplacement peut être choisie, pour autant que les critères de régularité selon la norme SIA 261, chiffre 16.5.1.3 et 16.5.1.4 soient respectés. Dans le cas contraire, il faut employer la méthode du spectre de réponse. Pour les cas spéciaux, les méthodes non linéaires, qui requièrent une capacité de calcul importante,

peuvent être appropriées. Il faut alors distinguer entre un calcul non linéaire statique et un calcul non linéaire dynamique. Le calcul non linéaire n'est pas directement adapté à des fins de dimensionnement, car la structure doit être entièrement connue avant de l'appliquer. La norme SIA 261 (2003) se limite à fournir des indications pour les méthodes linéaires, qui sont de loin les plus répandues: la méthode des forces de remplacement et celle du spectre de réponse.

La méthode non linéaire statique a gagné en importance ces dernières années pour la vérification de la sécurité sismique de bâtiments existants. Elle est également désignée comme l'analyse en poussée progressive (méthode du «Push-Over»), car elle prend en compte dans ce cas la capacité de déformation sous des actions horizontales, qui peut être mise en parallèle avec le besoin de déformation résultant du spectre de dimensionnement (Notice SIA 2018 (2004) [18]).

Figure 17:
Comparaison de quatre
méthodes de calcul dans
le cadre de l'analyse
structurale.
OMU Oscillateur
à masse unique (simple).
OMM Oscillateur
multi-masses (multiple).

Propriété	Méthode des forces de remplacement	Méthode du spectre de réponse	Calcul non linéaire statique	Calcul non linéaire dynamique
Type de modèle dynamique	OMU linéaire	OMM linéaire	OMU non linéaire	OMM non linéaire
Modèle géométrique	2D	2D ou 3D	2D	2D ou 3D
Comportement du matériau	linéaire	linéaire	non linéaire	non linéaire
Type d'amortissement	visqueux	visqueux	visqueux	quelconque
Mode de résonance MR pris en compte	1 ^{er} MR	tous	1 ^{er} MR	non déterminant
Prise en compte de la torsion	supplément	linéaire	supplément	non linéaire
Déformations plastiques	coefficient de comportement q	coefficient de comportement q	comportement non linéaire du matériau	comportement non linéaire du matériau
Excitation du séisme	spectre de dimensionnement	spectre de dimensionnement	spectre de dimensionnement	déroulement dans le temps
Résultats	efforts intérieurs et déformations	efforts intérieurs et déformations	besoins locaux de ductilité efforts intérieurs et déformations	besoins locaux de ductilité efforts intérieurs et déformations
Condition d'application	régularité	aucune	régularité	aucune
Domaine d'utilisation	nouveaux bâtiments	nouveaux bâtiments	bâtiments existants	cas spéciaux
Complexité	faible	moyenne	moyenne	élevée

3.1.1 Méthode des forces de remplacement

Dans la méthode des forces de remplacement, la problématique dynamique est convertie en calcul statique. L'effet du séisme est donc représenté par des «forces de remplacement» statiques. La période de vibration fondamentale de l'ouvrage est la seule composante dynamique utilisée. Elle peut être calculée sur la base d'une modélisation de la structure ou estimée à l'aide de formules d'approximation.

Domaine de validité

La méthode des forces de remplacement ne donne des résultats satisfaisants que lorsque le comportement vibratoire de la construction est dominé par le premier mode et que les modes de vibration d'ordre supérieur sont négligeables, ce qui est le cas pour des ouvrages réguliers de période de vibration fondamentale jusqu'à 2 s. La norme SIA 261 (2003) au chiffre 16.5.2.1 limite l'utilisation de cette méthode à de tels ouvrages. Les critères de régularité en plan et en élévation sont fixés aux chiffres 16.5.1.3 et 16.5.1.4 de la norme SIA 261 (2003) (voir chapitre 4). Les bâtiments multiétages en bois possèdent le plus souvent une rigidité horizontale inférieure aux bâtiments en construction massive, ce qui a

pour conséquence que leur période de vibration fondamentale peut être supérieure à 2 secondes, empêchant ainsi l'utilisation de la méthode des forces de remplacement.

Elaboration du modèle et détermination des forces de remplacement

Dans la méthode des forces de remplacement, la structure porteuse du bâtiment est d'abord simplifiée en un oscillateur multiple encastré à sa base, dont les masses sont concentrées ponctuellement à chaque étage. Cet oscillateur multiple est ensuite remplacé par un oscillateur simple, équivalent dynamiquement à son mode de vibration fondamental (figure 18, n° 4). L'oscillateur simple est en général admis encastré dans le plancher supérieur des niveaux souterrains. Outre de la rigidité des éléments porteurs, il faut tenir compte de celles des assemblages lors de la détermination de la rigidité k (voir figures 27 à 29).

A l'aide de la période de vibration fondamentale T_1 de l'oscillateur, la valeur spectrale de l'action sismique $S_d(T_1)$ peut être obtenue à partir du spectre de dimensionnement (norme SIA 261 (2003), chiffre 16.2.4). Le calcul est effectué de manière in-

dépendante pour les deux directions principales de l'ouvrage. La force de remplacement est déterminée sur la base de la relation «masse · accélération». Dans la détermination de la masse, il faut tenir compte, outre des actions permanentes G_k (poids propre, poids mort), de la part quasi permanente de l'action variable $\psi_2 Q_k$.

$$F_d = S_d(T_1) \sum_j (G_k + \sum \psi_2 Q_k)_j \quad (2)$$

Le facteur de correction λ pour tenir compte de la différence entre les masses modales et la masse totale dans le mode de vibration fondamentale, tel qu'il figure dans l'Eurocode 8, a été omis par simplification dans la norme SIA 261 (2003) ($\lambda = 1$).

Détermination de la période de vibration fondamentale

En principe, la période de vibration fondamentale doit être déterminée sur la base d'un modèle de la structure avec des hypothèses réalistes pour la rigidité des éléments porteurs, des assemblages et des ancrages. Les besoins de calcul doivent être estimés pour chaque cas particulier par rapport à l'influence de la période de vibration fondamentale sur la détermination des actions sismiques. Pour des bâtiments à faible rigidité horizontale, la période de vibration fondamentale correspond le plus souvent au

domaine d'accélération constante du spectre de dimensionnement (figure 16), ce qui rend superflu un calcul précis. Pour des bâtiments multiétages en bois en revanche, la période de vibration fondamentale, environ 0,4 à 0,8 s selon le type de sol de fondation, correspond à la portion décroissante du spectre de dimensionnement. Dans ces cas un calcul plus précis est intéressant, en faisant l'hypothèse de caractéristiques moyennes de rigidité au cisaillement et à la flexion, de zéro à la limite de plasticité. Pour les terrains mous, l'élasticité du sol peut également être prise en compte (figure 18).

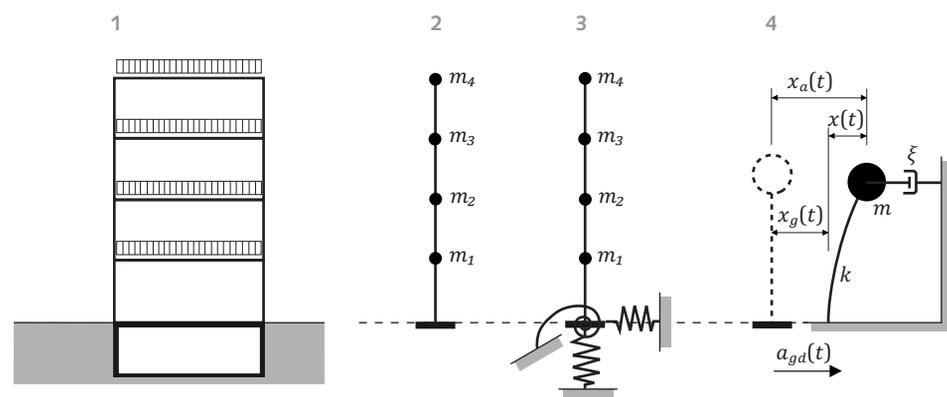
Pour les ouvrages en bois, la formule simplifiée d'estimation de la période de vibration fondamentale (261.38) de la norme SIA 261 (2003), qui ne fait intervenir que la hauteur du bâtiment, ne devrait pas être utilisée. En effet, elle sous-estime en règle générale grandement la période de vibration fondamentale, et conduit par conséquent à des sollicitations sismiques trop élevées. Au contraire, la formule basée sur le quotient de Rayleigh (261.39)

$$T_1 = 2\sqrt{u} \quad (3)$$

permet d'obtenir des résultats exploitables, du moins pour le prédimensionnement, et fournit un outil efficace pour le contrôle des calculs informatiques. Dans ce cas, il est important que le déplacement horizontal fictif du bâtiment sous les charges

Figure 18:
Elaboration du modèle dans la méthode des forces de remplacement

- 1 Immeuble multiétage en bois avec terrain, niveau enterré et charges des étages
- 2 Modèle de l'oscillateur multiple encastré au niveau du sol (ligne traitillée)
- 3 Modèle de l'oscillateur multiple dans un sol de fondation élastique
- 4 Modèle de l'oscillateur simple de période de vibration fondamentale T_1



- ξ degré d'amortissement visqueux
- a_{gd} accélération horizontale du sol
- m masse
- m_i masse de l'étage
- k constante de ressort
- $x(t)$ déplacement relatif
- $x_a(t)$ déplacement absolu
- $x_g(t)$ déplacement du sol

permanentes et quasi permanentes soit estimé avec des valeurs de rigidité réalistes. Un calcul selon Rayleigh (voir chapitre 5) ou à l'aide d'un programme de calcul est cependant recommandé. Puisque la période de vibration fondamentale est un paramètre important du calcul sismique d'une structure, celle-ci devrait être estimée resp. contrôlée à l'aide de deux méthodes distinctes.

Répartition de la force de remplacement sur la hauteur du bâtiment

La force de remplacement totale agissant sur la structure F_d doit être répartie, pour la suite du calcul, sur la hauteur du bâtiment (figure 19). Les forces de remplacement des étages agissent aux centres de gravité des masses du modèle de la structure, à la hauteur des planchers (z_i) et au centre de gravité de l'étage en plan. Pour la répartition de la force de remplacement totale, selon la formule (261.41) de la norme SIA 261 (2003), l'accélération horizontale est supposée croître linéairement vers le haut. Pour des masses d'étage identiques, il en résulte donc une répartition triangulaire des forces de remplacement.

$$F_{di} = \frac{z_i(G_k + \sum \psi_2 Q_k)_i}{\sum_j z_j(G_k + \sum \psi_2 Q_k)_j} \cdot F_d \quad (4)$$

Prise en compte de la torsion

L'effet de la torsion résultant d'une excentricité projetée ou fortuite des centres de gravité des masses par rapport aux centres de cisaillement de la stabilisation horizontale des étages, ne peut être prise en compte par la méthode des forces de remplacement que de manière approximative, car il s'agit d'un modèle de calcul bidimensionnel. Le calcul correct de la torsion requiert un modèle de la structure spatial (voir méthode du spectre de réponse). Pour la méthode des forces de remplacement, la prise en compte de la torsion a lieu par une augmentation resp. une diminution de l'excentricité projetée (norme SIA 261 (2003), chiffre 16.5.2.7

Valeur supérieure: $e_{d,sup} = 1,5e + 0,05b \quad (5)$

Valeur inférieure: $e_{d,inf} = 0,5e - 0,05b \quad (6)$

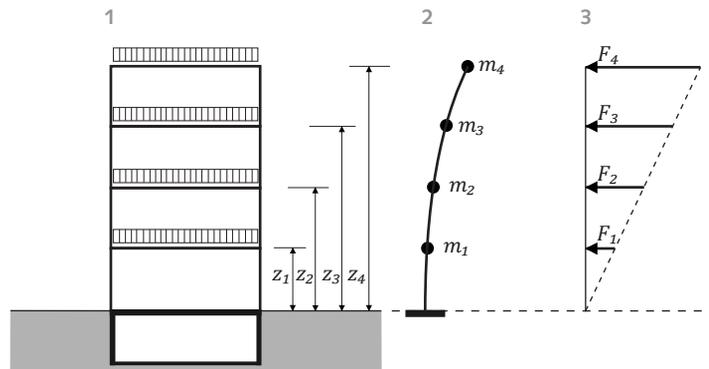
- b largeur du bâtiment prise perpendiculairement à l'action sismique
- e excentricité de la résultante de la force de remplacement agissant sur les étages supérieurs par rapport au centre de cisaillement de la stabilisation horizontale de l'étage considéré

Le moment de torsion résultant doit être réparti à chaque étage dans les parties de construction porteuses horizontales en tenant compte des conditions d'équilibre et de compatibilité. Les étapes de calcul nécessaires sont détaillées dans l'exemple d'application du chapitre 5.6.3.

Figure 19:

Barre de substitution avec répartition de la force de remplacement sur la hauteur du bâtiment

- 1 Bâtiment multiétage en bois avec sous-sol, terrain de fondation, charges des étages et altitudes des étages au-dessus de l'horizon d'encastrement (ligne traitillée)
- 2 Forme de la vibration fondamentale avec les masses ponctuelles
- 3 Répartition de la force de remplacement



- F_i force de remplacement
- m_i masse de l'étage
- z_i distance du centre de gravité de la masse de l'étage à l'horizon d'encastrement

Horizon d'encastrement

L'horizon d'encastrement peut généralement être choisi dans le plan du plancher du rez-de-chaussée, s'il existe au moins un sous-sol rigide. En principe, l'horizon d'encastrement se trouve, en considérant le bâtiment de haut en bas, au droit du premier appui horizontal relativement rigide des éléments porteurs verticaux (par exemple une dalle). Il faut dans ce cas que la dalle concernée s'appuie de manière rigide horizontalement sur les fondations ou le terrain latéral grâce à des murs très rigides, par exemple les murs d'enceinte du sous-sol. Si la construction est composée dans les étages d'éléments significativement plus rigides (par ex. béton armé), alors l'interface entre la partie souterraine et aérienne ne peut être considérée comme horizon d'encastrement. De telles constructions ne correspondent pas aux critères de régularité en élévation, et la méthode des forces de remplacement ne peut être appliquée. La méthode du spectre de réponse, par exemple, doit être utilisée dans ce cas pour l'ensemble du système constitué de la construction en bois et de la construction massive.

Il faut observer en outre que les forces du séisme doivent être conduites en dessous de l'horizon d'encastrement par les parties d'ouvrage porteuses jusqu'au sol de fondation, et que les fondations doivent être dimensionnées de manière adéquate.

3.1.2 Méthode du spectre de réponse

La méthode du spectre de réponse se fonde sur l'oscillateur multiple linéaire. Elle permet de calculer la réponse maximale d'une structure suite à une excitation sous forme d'un spectre de réponse. Pour ce faire le modèle de structure est décomposé en une somme d'oscillateurs simples, la réponse maximale de chaque oscillateur est ensuite déterminée et finalement combinée pour obtenir la réponse totale. Le calcul est effectué pratiquement dans tout les cas à l'aide d'un programme de calcul.

L'action du séisme est constituée du spectre de dimensionnement (figure 16 ou norme SIA 261 (2003), figure 14). Puisque la méthode du spectre de réponse est une méthode linéaire, les aspects non linéaires, comme les déformations plastiques, ne peuvent être déterminés que de manière approximative, ce qui a lieu, comme pour la méthode des forces de remplacement, par l'intégration du coefficient de comportement q dans le spectre de dimensionnement.

En général il faut utiliser un modèle spatial. Si les critères de régularité en plan selon la norme SIA 261 (2003) chiffre 16.5.1.3 sont respectés, il est possible d'utiliser un modèle plan pour les deux directions principales.

L'effet de la torsion résultant d'une excentricité projetée ou fortuite des centres de gravité des masses des étages individuels doit être prise en compte (norme SIA 261 (2003), chiffre 16.5.3.4 pour les modèles spatiaux, resp. chiffre 16.5.2.7 pour des modèles de systèmes porteurs plans dans les directions principales). Si un modèle spatial est utilisé dans la méthode du spectre de réponse, alors l'excentricité effective entre le centre de gravité des masses et le centre de cisaillement de la stabilisation horizontale de l'étage considéré ne doit pas être multipliée par le facteur 1,5 resp. 0,5, afin que la vibration en torsion puisse être déterminée de manière correcte (norme SIA 261 (2003) chiffre 16.5.3.4):

$$\text{Valeur supérieure: } e_{d,sup} = e + 0,05b \quad (7)$$

$$\text{Valeur inférieure: } e_{d,inf} = e - 0,05b \quad (8)$$

- b largeur du bâtiment prise perpendiculairement à l'action sismique
- e excentricité du centre de gravité des masses par rapport au centre de cisaillement de la stabilisation horizontale de l'étage considéré

Selon la norme SIA 261 (2003) chiffre 16.5.3.5 tous les efforts intérieurs et les déplacements engendrés par l'ensemble des modes de vibration, qui contribuent de manière significative au comportement dynamique de l'ouvrage, doivent être considérés. La somme des masses modales effectives des modes de vibration pris en compte doit en règle générale, atteindre au minimum 90% de la masse totale de la structure porteuse.

Un exemple d'application de la méthode du spectre de réponse pour un bâtiment de quatre étages est décrit dans [12].

3.1.3 Effets du second ordre

Par analogie à la charge critique de flambage N_{cr} de poteaux ou de parois et en cas de structures peu rigides horizontalement, on prêtera garde à l'augmentation du moment provoqué par les effort normaux agissant de manière excentrique (effet du 2^e ordre, effet N- Δ) et à la réduction relative possible de la rigidité.

D'après l'Eurocode 8 [14] les effets du second ordre ne doivent pas être considérés, si les conditions suivantes sont remplies à tous les étages:

$$\theta = \frac{N_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (9)$$

θ coefficient de sensibilité au déplacement relatif entre étages

d_r valeur de calcul du déplacement relatif entre étages, déterminé comme la différence du déplacement moyen d_s en bas et en haut de l'étage considéré.

On a:

$$d_s = q \cdot d_e \quad (10)$$

d_e déplacement d'un point déterminé de la structure en se fondant sur un calcul linéaire sur la base du spectre de dimensionnement comme excitation

q coefficient de comportement

h hauteur d'étage

N_{tot} charges totales de gravité au niveau de l'étage considéré, dans de la situation de projet séisme

V_{tot} effort tranchant total au niveau de l'étage considéré, dans de la situation de projet séisme

Dans le cas où $0,1 < \theta \leq 0,2$, les effets du deuxième ordre peuvent être pris en compte de manière approximative en multipliant les sollicitations du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-\theta)$ [14]. Pour $\theta > 0,2$ un calcul du deuxième ordre est nécessaire, tandis que si $\theta > 0,3$ il faut remédier à la situation par une harmonisation de la rigidité des étages entre eux.

Comme déplacement initial dans le calcul du deuxième ordre, on introduira la valeur de calcul du déplacement relatif par rapport à la fondation consécutif à l'action sismique u_d selon la norme SIA 261, chiffre 16.5.5.1:

$$u_d = q' \cdot u_{el} \quad (11)$$

$$\text{avec } q' = \frac{(q + 1)}{2} \quad (11a)$$

où u_{el} désigne la composante élastique du déplacement par rapport au sol, déterminée sur la base du spectre de dimensionnement.

Outre le déplacement initial u_d d'après la formule 11, il faut considérer, selon la norme SIA 265 (2003) chiffre 5.8.3.2, une déformation supplémentaire sans contrainte représentée par un angle de déviation φ exprimé en radian de:

$$\varphi \approx 0,005 \sqrt{\frac{5}{h}} \quad (12)$$

h hauteur de la structure resp. longueur de la barre en [m]

Pour les structures en barres, les treillis, les arcs et les portiques, il faut également prendre en compte selon la norme SIA 265 (2003), chiffre 5.8.3.2 une courbure initiale calculée de $e/l \geq 0,0025$. Celle-ci résulte des exigences de la norme SIA 265 (2003) formulées au chiffre 8.2.5 pour la production de barres comprimées en bois massif ou en lamellé collé, ainsi que pour celle de poutres fléchies, d'arcs ou de portiques.

Les rigidités (module élastique, module de cisaillement, module de glissement des assemblages) ont une influence marquée sur le calcul au 2^e ordre, mais également sur la période de vibration fondamentale de la structure. En l'absence de connaissances plus précises, il faut partir des valeurs moyennes des rigidités pour l'analyse structurale. Ce point de vue est adéquat pour des ouvrages dont les éléments porteurs principaux sont constitués de plaques et de voiles. Au contraire pour les structures en barres, les treillis, les arcs et les portiques, il faut tenir compte dans la réflexion sur la robustesse, que la vérification de la sécurité structurale au 2^e ordre doit être menée avec des valeurs de rigidité réduites, comme prescrit dans la norme SIA 265 (2003) au chiffre 5.8.3, c'est-à-dire en divisant les valeurs de module d'élasticité, de module de cisaillement et de module de glissement des assemblages, par la valeur γ_M/η_M selon le tableau 1 de la norme SIA 265 (2003):

$$E = \frac{E_{m,mean}}{\gamma_M/\eta_M} \quad (13)$$

$$G = \frac{G_{mean}}{\gamma_M/\eta_M} \quad (14)$$

$$K = \frac{K_u}{\gamma_M/\eta_M} \quad (15)$$

$$K_u = 2/3 K_{ser} \quad (16)$$

E module élastique

$E_{m,mean}$ valeur caractéristique (moyenne) du module d'élasticité en flexion

G module de cisaillement

G_{mean} valeur caractéristique (moyenne) du module de cisaillement

K module de glissement

K_u module de glissement pour la vérification de la sécurité structurale

K_{ser} module de glissement pour la vérification de l'aptitude au service

γ_M facteur de résistance

η_M facteur de conversion de la résistance ultime

3.1.4 Amortissement

L'amortissement d'une structure influence son comportement dynamique et de ce fait également les valeurs de déplacements en cas de séisme. Le spectre élastique et celui de réponse selon la norme SIA 261 (2003) (voir figure 16) sont valables pour un amortissement visqueux de $\xi = 0,05$. Il est possible de tenir compte des valeurs qui s'en écartent par un coefficient de correction η selon la formule (261.29) de la norme SIA 261 (2003):

$$\eta = \sqrt{\frac{1}{0,5 + 10\xi}} \geq 0,55 \quad (17)$$

3.2 Dimensionnement

Dans le cadre du dimensionnement on vérifie généralement la sécurité structurale et l'aptitude au service [15]. L'action sismique est considérée dans les normes de structure de la SIA comme une action accidentelle. La vérification de la sécurité structurale est nécessaire pour toutes les classes d'ouvrages (CO), tandis que la vérification de l'aptitude au service se limite à la classe CO III, pour laquelle l'aptitude fonctionnelle doit rester garantie après un séisme. La vérification de l'aptitude au service pour le CO I et II est négligée dans le sens d'une simplification, celle-ci n'étant souvent pas déterminante. Elle est considérée satisfaite de manière implicite par la vérification de la sécurité structurale et par le respect des mesures relatives à la conception et des mesures constructives.

Les valeurs de calcul des effets des actions sont déterminées dans la norme SIA 260 (2003) par l'équation (260.17) en ce qui concerne la sécurité structurale et par l'équation (260.23) en ce qui concerne l'aptitude au service. La vérification de l'aptitude au service pour la situation de projet séisme ne doit pas être conduite avec les mêmes valeurs de calcul des effets des actions que la vérification de la sécurité structurale, mais avec une valeur de calcul de l'action du séisme réduite de moitié. Il faut tenir compte dans ce cas que la réduction mentionnée s'applique à 1,4 fois la valeur de référence, car pour les CO III un facteur d'importance $\gamma_f = 1,4$ doit être considéré (voir chapitre 2.4). Au total, conformé-

Dans le spectre de dimensionnement une valeur d'amortissement visqueux qui s'écarterait de $\xi = 0,05$ est déjà intégrée de manière approximative par la prise en compte du coefficient de comportement q .

ment à l'Eurocode 8, la période de retour des actions prise en compte dans la vérification de l'aptitude au service face au séisme pour les ouvrages de la CO III est réduite à 200 ans, en comparaison à la période de retour de celles de la sécurité structurale, qui elle est de 1200 ans.

La vérification de l'aptitude au service nécessite le calcul des déplacements dus au séisme. Pour ce faire, on trouve dans la norme SIA 261 (2003), chiffre 16.5.5 quelques indications sur la manière de procéder, en particulier sur les hypothèses relatives à la rigidité des éléments porteurs. Les limites de service sont fixées dans la norme SIA 260 (2003), chiffre 4.4.4.5. Les déplacements horizontaux par étage doivent être limités à 1/500 avec des incorporés à comportement fragile, et à 1/200 si leur comportement est ductile. Il faut s'assurer par ailleurs que l'ensemble des installations techniques (par ex. électricité, chauffage, ventilation, climatisation) restent aptes au fonctionnement.

3.2.1 Concept pour le comportement de la structure et la vérification de la sécurité structurale

Selon la norme SIA 261 (2003) il existe globalement deux concepts pour le dimensionnement au séisme: le concept de comportement non ductile de la structure porteuse et celui du comportement ductile. Ce dernier se fonde sur les dernières connaissances de l'ingénierie parasismique (dimensionnement en capacité). En général le concept du comportement non ductile de la structure porteuse n'est recommandé que pour les cas d'actions sismiques faibles, lorsqu'elles ne sont pas déterminantes par rapport au vent, c'est-à-dire pour des ouvrages légers dans des zones à faible aléa sismique et pour des sols de fondation favorables. Dans les autres cas, le comportement de la structure porteuse non ductile peut conduire à des solutions peu économiques, et le comportement ductile de la structure porteuse devrait donc être préféré.

Pour les ouvrages en bois, le choix du concept de dimensionnement doit être fait sur la base d'une réflexion différenciée. La réduction des efforts intérieurs de dimensionnement par le choix du comportement ductile correspond à une conception, un dimensionnement et une réalisation des assemblages plus coûteux. Il est souvent possible par le choix d'une structure plus légère et moins rigide de réduire les efforts de séisme, de sorte que le dimensionnement puisse être réalisé sur la base du simple concept de structure non ductile, sans conduire ainsi à un accroissement des sollicitations de la structure dues au séisme

Combinaison de la résistance et de la ductilité

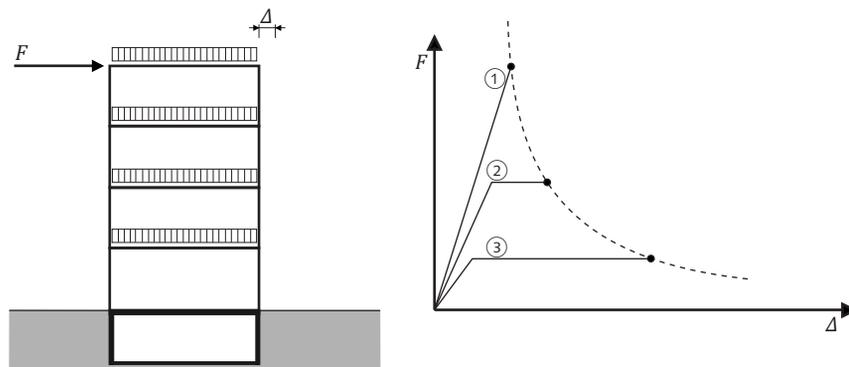
Le comportement d'une structure en cas de séisme peut être décrit approximativement par la relation suivante [12]:

$$\text{Qualité du comportement face au séisme} \approx \text{résistance} \cdot \text{ductilité} \quad (18)$$

Outre la résistance, la ductilité est une caractéristique importante du comportement au séisme des structures. Par ductilité on entend la capacité de déformation plastique caractérisée par des déformations irréversibles et une dissipation d'énergie [15]. Afin d'atteindre un comportement au séisme satisfaisant pour un séisme de dimensionnement déterminé, on peut choisir une structure avec une grande résistance et une faible ductilité, avec une faible résistance et une haute ductilité, ou une solution intermédiaire avec une résistance moyenne et une ductilité moyenne (figure 20).

Le choix d'une grande ductilité, liée à une faible résistance, est indiqué lors de sollicitations de séisme élevées et pour des structures avec une faible rigidité. Cela permet de concevoir une structure répondant aux exigences parasismiques sans majoration notable des sections. Si ce n'est pas le cas, par exemple pour de faibles sollicitations sismiques ou lorsque le vent est déterminant, on peut retenir le concept de faible ductilité, pour lequel un dimensionnement conventionnel simple est suffisant.

Figure 20: Sollicitation horizontale en fonction du déplacement horizontal pour différentes formes de structures le long de la courbe du spectre de dimensionnement pour le même séisme de dimensionnement [selon 12].



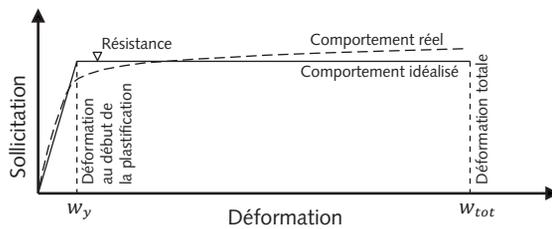
- ① «Elastique», très haute résistance: le séisme de dimensionnement ne requiert pas de déformation plastique.
 - ② Résistance moyenne: le séisme de dimensionnement requiert des déformations plastiques modérées.
 - ③ Basse résistance: le séisme de dimensionnement requiert des déformations plastiques importantes.
- F Sollicitation horizontale
 Δ Déplacement horizontal global

Ductilité globale et ductilité locale

Par ductilité μ (figure 21) on désigne en général le rapport (w_{tot}/w_y) entre la déformation totale w_{tot} à la rupture et la déformation w_y au début de la plastification [12]. Le comportement réel du matériau est généralement idéalisé par deux segments.

$$\mu = \frac{w_{tot}}{w_y} \tag{19}$$

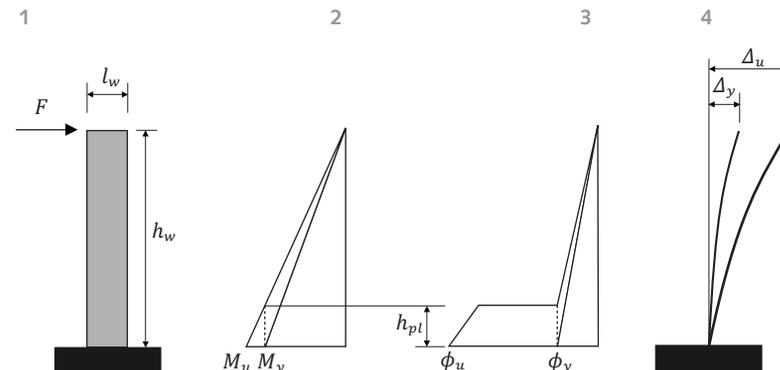
Figure 21: Définition générale de la ductilité [selon 12].



Il faut faire la différence entre ductilité locale et ductilité globale. La ductilité globale se rapporte à la déformation de l'ensemble de la structure. Elle sert de base à la détermination du coefficient de comportement q . Afin d'obtenir une ductilité globale ou du système μ_Δ importante, on doit assurer une grande ductilité locale ou des sections μ_ϕ (ductilité en rotation, ductilité en cintrage, ductilité en allongement et au gauchissement, des éléments de la structure et des assemblages). La figure 22 montre sur l'exemple d'une console, la différence entre la ductilité locale et globale. La ductilité globale μ_Δ (figure 22, n° 4) caractérise le rapport entre les déplacements horizontaux Δ_u et Δ_y au sommet de l'élément, et comprend les déformations de l'ensemble de la structure. La ductilité locale μ_ϕ (figure 22, n° 3) correspond au rapport des déformations des sections ϕ_u et ϕ_y .

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} > \mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \tag{20}$$

Figure 22: Relation entre la ductilité globale (μ_Δ) et locale (μ_ϕ) d'après l'exemple d'une console [selon 12].
 1 Console
 2 Moments de flexion
 3 Déformation des sections
 4 Déformation de l'ensemble de la structure



3.2.2 Dimensionnement avec le concept du comportement non ductile de la structure

Dans le concept du comportement non ductile, le dimensionnement face au séisme a lieu de manière conventionnelle comme pour les charges de gravité ou de vent. Il n'y a pas de règles de dimensionnement particulières hormis les règles constructives ou relatives à la conception du tableau 27 de la norme SIA 261 (2003) qui doivent être observées. Les mesures à prendre dépendent de la classe d'ouvrage (CO) et de la zone d'aléa sismique où se situe le bâtiment. Lors du choix d'un comportement non ductile de la structure, il faut tenir compte du fait que seule une très faible déformation plastique et dissipation d'énergie de la structure peut être atteinte sous une sollicitation cyclique. Après le dépassement de la limite élastique, la structure peut se rompre de manière fragile. Le coefficient de comportement q doit donc être choisi de manière prudente. Pour des structures en bois sans ou avec une faible ductilité (type de structure A), le coefficient de comportement défini dans le tableau 10 de la norme SIA 265 (2003) vaut $q = 1,5$ et prend en compte avant tout la surrésistance. Par surrésistance, on désigne la capacité effective de l'élément de construction qui est supérieure à la résistance disponible selon le calcul de dimensionnement. Lors du choix du comportement non ductile de la structure pour le dimensionnement au séisme d'ouvrages en bois, tous les éléments de construction et leurs assemblages doivent être conçus de telle sorte qu'ils ne connaissent pas de défaillance sous l'action du séisme. Les éléments de constructions doivent être assurés contre le déplacement lors de l'inversion des efforts.

3.2.3 Dimensionnement selon un concept de comportement ductile de la structure

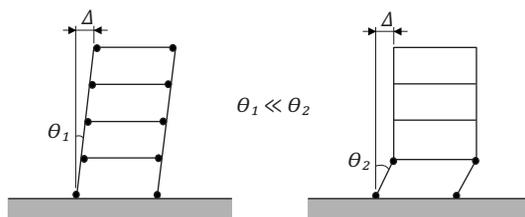
Dans le concept du comportement ductile de la structure, le dimensionnement a lieu selon la méthode du dimensionnement en capacité [12]. Sous ce terme on entend principalement le choix d'un mécanisme plastique adapté (figure 23) et le par-

tage de la structure porteuse en secteur qui restent élastiques et en d'autres qui ont la capacité de se plastifier. Ces derniers doivent être définis et réalisés, de manière à ce qu'un mécanisme plastique adéquat puisse se former sous l'action sismique. Les zones plastiques doivent être conçues constructivement pour une aptitude à la déformation et à la dissipation d'énergie sous charges cycliques, et les autres secteurs de la structure doivent être protégés d'une rupture fragile prématurée lorsque les zones plastiques développent leur surrésistance [12]. Si une déformation de la structure supérieure aux attentes se produit, il ne se forme pas de nouvelles zones ductiles, mais au contraire les zones déjà plastifiées se déforment un peu plus. Les zones plastiques limitent ainsi la sollicitation de la structure et il est ainsi assuré que les éléments de la structure au comportement élastique et fragile, ne soient pas sursollicités. Ceci peut être illustré par la chaîne présentée à la figure 24 [19]. Un maillon ductile de capacité effective $R_{y,eff}$ protège les autres maillons au comportement fragile de résistance minimum garantie $R_{t,min}$ si la condition $R_{y,eff} < R_{t,min}$ est respectée.

Le maillon ductile de la chaîne a la plus petite résistance mais la plus grande capacité de déformation de tous les autres maillons de la chaîne, ce qui implique que la force dans les maillons fragiles reste limitée à $R_{y,eff} < R_{t,min}$ pour une déformation fixe dans le domaine de la capacité de déformation du maillon ductile. La capacité porteuse du maillon ductile est donc déterminante pour celle de l'ensemble du système. La déformation plastique de la chaîne correspond à celles des maillons singuliers ductiles. Pour évaluer la ductilité de l'ensemble, la déformation des maillons ductiles est rapportée à la déformation élastique totale de la chaîne selon la formule 21.

$$\mu_{\Delta} = \frac{n\Delta_1 + \Delta_2}{n\Delta'_1 + \Delta'_2} \quad (21)$$

Figure 23:
Mécanisme plastique d'un portique sous l'action d'un séisme: mécanisme des poteaux inadapté (droite) et mécanisme des traverses mieux adapté (gauche) [d'après 12].



Le rapport μ_{Δ} est plus petit que la ductilité d'un maillon ductile singulier selon la formule 22.

$$\mu_{\Delta_2} = \frac{\Delta_2}{\Delta'_2} \quad (22)$$

En posant l'hypothèse que $(\Delta_1 \approx \Delta'_1 \approx \Delta'_2) = \Delta_3$ et $\Delta_2 = 9\Delta'_2$ on obtient pour une chaîne formée de huit maillon fragiles et un maillon ductile une ductilité globale de $\mu_{\Delta} = 17\Delta_3/9\Delta_3 = 1,9$.

Une chaîne composée de maillons fragiles peut donc, grâce à un maillon ductile dimensionné en capacité, être convertie en une chaîne ductile.

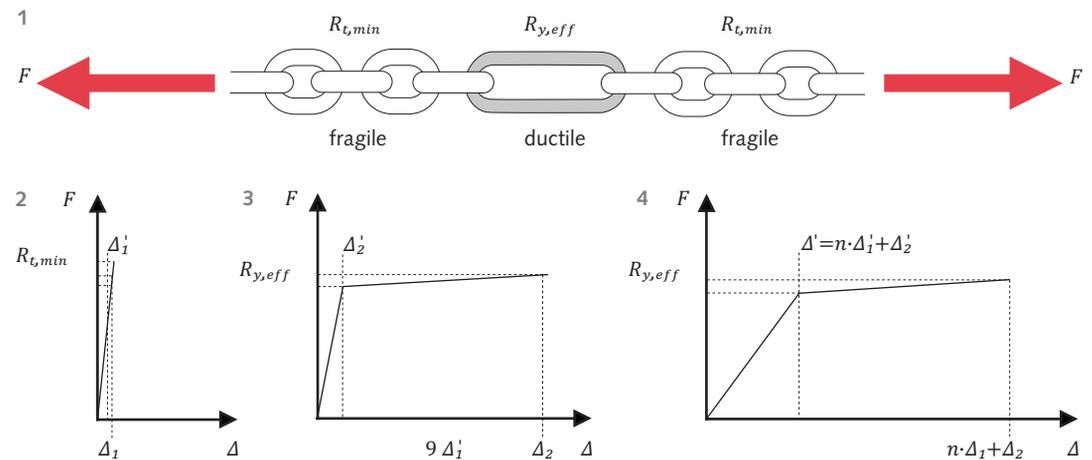
Appliqué à la construction en bois, ce principe signifie qu'il est suffisant de concevoir les assemblages mécaniques en tant que zones ductiles selon le dimensionnement en capacité, pour atteindre un système global ductile.

Les règles spécifiques à la construction en bois correspondantes se trouvent dans la norme SIA 265 (2003). Ces règles sont reprises de l'Eurocode 8, simplifiées pour une sismicité faible à moyenne, et intégrées aux autres règles de dimensionnement de cette norme. Le dimensionnement au séisme selon

la norme SIA 265 (2003) correspond en quelque sorte à une version simplifiée du dimensionnement en capacité. La capacité effective des zones plastiques et les mécanismes effectifs se développant en cas de séisme, ne peuvent être que difficilement prévus dans les structures en bois, à cause de la dispersion des caractéristiques du matériau et des assemblages. La dissipation d'énergie ne se réfère donc pas à un mécanisme particulier, mais au contraire à l'ensemble des zones ductiles disponibles au sein de la structure.

L'avantage d'un comportement ductile de la structure consiste en un coefficient de comportement q notablement plus élevé, qui peut être pris en compte pour la réduction des actions élastiques du séisme (figure 16). Le coefficient de comportement q a été déterminé par des essais et des calculs non linéaires en tenant compte des ductilités locales et globales de différents types de structures. Pour les ouvrages en bois qui doivent être dimensionnés selon le principe du comportement ductile, les valeurs q valent selon la norme SIA 265 (2003) tableau 10, suivant la ductilité de la structure $q = 2,0$ (ducti-

Figure 24: Principe de limitation des sollicitations grâce aux éléments ductiles [selon 19].



- 1 La chaîne présentée se compose de huit maillons fragiles, chacun de résistance $R_{t,min}$ et d'un maillon ductile de résistance $R_{y,eff}$
- 2 Le comportement charge déformation et valable pour chacun des n maillons fragiles
- 3 Le diagramme illustre le comportement charge déformation d'un maillon ductile
- 4 Le comportement charge déformation de la chaîne découle de la somme des n maillons fragiles et du maillon ductile

lité modérée, type de structure B), $q = 2,5$ (ductilité moyenne, type de structure C), $q = 3,0$ (bonne ductilité, type de structure D). Des valeurs encore plus élevées de q pour des ouvrages en bois sont possibles selon certaines études expérimentales (par ex. [20]) dont l'application pratique est cependant contestée. En regard de la sismicité faible à moyenne de la Suisse, qui ne nécessite pas de valeurs q élevées, celles-ci ont été fixées de manière prudente par la commission SIA responsable. Ce choix tient compte également des règles de dimensionnement fortement simplifiées dans la norme SIA 265 (2003) par rapport au dimensionnement en capacité. Par ailleurs, en comparaison à l'Eurocode 8 (2004) [14], les règles pour l'élaboration des zones ductiles ont été généralisées, et le facteur 0,8 pour la réduction du coefficient q s'appliquant aux bâtiments irréguliers en plan ou en élévation ne doit pas

être introduit en supplément. Le tableau 10 de la norme SIA 265 (2003) donne par exemple la classification possible des structures dans les types A à D (figure 25).

Pour un comportement ductile, les sollicitations de séisme sur une structure en bois peuvent être ainsi réduites jusqu'à 50% en comparaison aux valeurs correspondantes pour un comportement non ductile. Pour ce faire, on doit s'assurer d'une ductilité suffisante de la structure qui doit être dimensionnée en conséquence.

Pour les actions de séisme verticales, le coefficient de comportement vaut $q = 1,5$, indépendamment du type de structure et de son comportement (norme SIA 261 (2003), chiffre 16.2.4.2).

Figure 25:
Ductilité: coefficient de comportement et classification selon norme SIA 265 (2003). Pour les comportements qui sont différents dans les deux directions principales du plan, il est admis de considérer des coefficients de comportement qui dépendent de la direction considérée.

Type	Ductilité	Coefficient de comportement q	Classification en fonction de l'efficacité, du nombre et de la distribution des zones d'assemblages ductiles	Exemples de classification ¹⁾
A	faible	1,5	Toutes les structures non classées en B, C ou D	<ul style="list-style-type: none"> • arcs • portiques avec angles collés • ouvrages avec un encastrement rigide des poteaux dans les fondations • ouvrages avec des parois de contreventement pour le transfert des charges horizontales sans assemblages mécaniques
B	modérée	2,0	Ouvrages avec quelques zones d'assemblages ductiles	<ul style="list-style-type: none"> • ouvrages avec peu de zones ductiles mais par contre efficaces • structures à un étage avec des liaisons semi-rigides avec les fondations
C	moyenne	2,5	Ouvrages avec plusieurs zones d'assemblages très efficaces du point de vue de la ductilité	<ul style="list-style-type: none"> • portiques ou colombages avec des liaisons semi-rigides (les raccords aux fondations peuvent être semi-rigides ou articulés) • portiques ou structures triangulées avec des assemblages mécaniques dans les nœuds des portiques ou des triangulations • structures constituées d'éléments de parois avec revêtement collé, liaisons mécaniques entre éléments • construction hybride avec structures en cadres porteurs et remplissage non porteur
D	bonne	3,0	Ouvrages avec de nombreuses zones d'assemblages bien réparties et très efficaces du point de vue de la ductilité	<ul style="list-style-type: none"> • structures en parois porteuses: <ul style="list-style-type: none"> ◦ lambrissage avec cadres liés mécaniquement ◦ éléments de parois liés mécaniquement entre eux ◦ assemblages mécaniques d'un degré de ductilité $D_s > 3$ selon le chiffre 6.1.2 de la norme SIA 265 (2003), ou figure 28

1) Le comportement lors du transfert vertical des charges horizontales est déterminant pour la classification. Dans ce cas, la constitution des diaphragmes horizontaux n'est pas prise en compte.

Afin que la plastification cyclique puisse avoir lieu dans les zones de la structure prévues à cet effet (zones d'assemblages), les autres parties de la structure doivent posséder, selon la norme SIA 265 (2003) chiffre 4.6.1, une résistance suffisamment plus élevée, c'est-à-dire qu'elles soient en général surdimensionnées de 20%. Ceci est particulièrement important pour les fondations, pour les ancrages et autres liaisons non ductiles aux parties d'ouvrage massives, et pour les liaisons entre les diaphragmes de planchers et les parois reprenant les charges horizontales.

«Surdimensionner» (M_d^+) ne signifie pas dans ce cas un dimensionnement pour 1,2 fois la valeur de calcul des effets des actions (les efforts intérieurs) M_d résultant de la situation de projet séisme, mais au contraire pour 1,2 fois la valeur de la résistance M_{Rd} des zones de liaison plastifiables, c'est-à-dire celles des assemblages (figure 26):

$$M_d^+ = 1,2 \cdot M_{Rd} \quad (23)$$

$$M_{Rd} \geq \frac{\gamma_M / \eta_M \cdot M_d}{\eta_t \cdot \eta_w} \text{ resp. } M_{Rd} \geq \frac{\gamma_M}{\eta_{mod}} \cdot M_d \quad (24)$$

- γ_M facteur de résistance
- η_t facteur tenant compte de la durée d'application de l'action
- η_w facteur de réduction tenant compte de l'influence de l'humidité du bois
- η_M facteur de conversion de la résistance ultime (conditions de conversion valables aussi pour des éléments de construction ou des assemblages)
- η_{mod} facteur tenant compte de l'influence de la durée de sollicitation ainsi que de la teneur en eau lors du dimensionnement de parties d'ouvrage en matériaux dérivés du bois selon norme SIA 265/1 (2009)

Afin que les parties de construction contiguës aux zones de plastification aient une résistance à l'effort tranchant V_d^+ suffisante, elles doivent également être «surdimensionnées». Le degré de surdimensionnement se réfère à la résistance effective en flexion M_{Rd} des zones plastifiables et peut être estimé selon l'approche suivante (norme SIA 262 (2003) [21], chiffre 4.3.9.4.4) qui outre la surrésistance tient compte également des possibles modes de vibration propre d'ordre supérieur (facteur de majoration κ) en fonction du nombre d'étages:

$$V_d^+ = \frac{M_d^+}{M_d} \cdot \kappa \cdot V_d \quad (25)$$

En fonction du nombre d'étage n le facteur κ s'élève à:

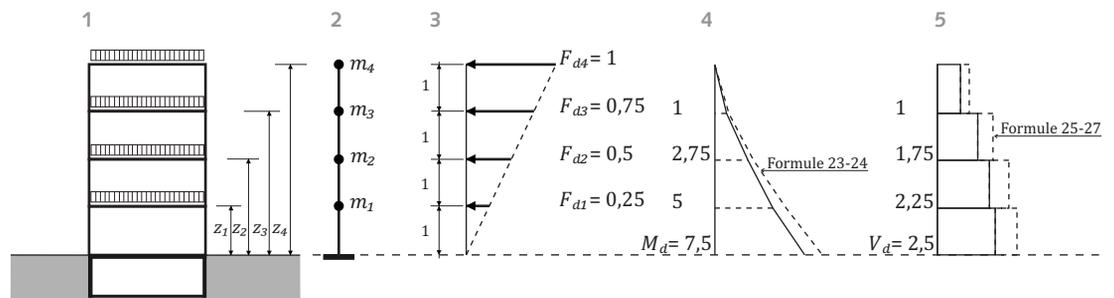
$$\text{pour } n \leq 5: \kappa = 0,9 + \frac{n}{10} \quad (26)$$

$$\text{pour } n > 5: \kappa = 1,5 \quad (27)$$

Le rapport γ_M / η_M pour le dimensionnement de parties d'ouvrage et d'assemblages selon la norme SIA 265 (2003) se trouve dans celle-ci au tableau 1. Les parties d'ouvrage en matériaux dérivés du bois et les assemblages de ces matériaux entre eux, au bois massif ou au lamellé collé, seront dimensionnés selon la norme SIA 265/1 (2009) [36], où sont fixés les facteurs de résistance au tableau 13 (voir aussi [37]).

Pour la vérification de la sécurité structurale pour la situation de projet accidentelle séisme, les mêmes valeurs γ_M doivent être introduites que pour les situations de projet durables et transitoires. L'augmentation de la résistance pour la situation de projet accidentelle séisme est déjà couverte par le coefficient de comportement q [9], qui prend en compte la surrésistance des matériaux.

Figure 26: Efforts intérieurs déterminants M_d^+ et V_d^+ pour le dimensionnement des zones ductiles et non ductiles des structures en bois sur l'exemple de la barre de substitution de la figure 19.



- 1 Bâtiment multiétage en bois avec sous-sol, terrain de fondation, charges des étages et altitudes des étages au dessus de l'horizon d'encastrement (ligne traitillée)
- 2 Modèle de l'oscillateur multiple encastré dans l'horizon
- 3 Répartition de la force de remplacement
- 4 Efforts intérieurs M_d et M_d^+
- 5 Efforts intérieurs V_d und V_d^+

3.2.4 Conditions pour la vérification de la sécurité structurale d'ouvrages en bois selon le concept du comportement ductile de la structure porteuse [13]

Dans les structures en bois, seuls en général les assemblages mécaniques présentent un comportement ductile. Les éléments porteurs en bois eux-mêmes, ainsi que les collages, sont toujours à considérer comme non ductiles. Lors de la conception de zones ductiles, il faut veiller à ce que les déformations plastiques, les instabilités locales ainsi que des phénomènes liés à l'inversion des efforts ne compromettent pas la stabilité d'ensemble de la structure (norme SIA 265 (2003), chiffre 4.6.1.4). Afin de garantir une robustesse suffisante (voir chapitre 4.1.2), il faut selon la norme 265 (2003), chiffre 4.6.3.1 concevoir les ancrages et autres liaisons non ductiles aux parties d'ouvrage massives ainsi que les liaisons entre les diaphragmes de planchers et les parois reprenant les charges horizontales, de manière à ce que leur résistance atteigne au moins 1,2 fois celle des zones ductiles. Les parties de construction et les assemblages sollicités en compression doivent en outre être conçus d'une manière telle qu'ils ne cèdent pas sous l'action du séisme et que leur assise soit assurée en cas d'inversion des efforts. Une ductilité suffisante ne peut par ailleurs être atteinte, que si une fissuration prématurée n'apparaît pas dans les zones des assemblages. Dans ce cadre, il faut porter une attention particulière aux constructions de type portique et plus généralement aux assemblages sollicités en flexion, car dans ces cas, des efforts de cisaillement et de traction perpendiculaire importants peuvent apparaître et conduire à une rupture fragile.

La ductilité exigée selon la norme SIA 265 (2003), tableau 10 peut être atteinte avec des moyens d'assemblages métalliques en forme de tiges chargés perpendiculairement à leur axe, si les conditions relatives aux épaisseurs des bois et aux écartements figurant dans la norme SIA 265 (2003), tableau 11 sont respectées. Lors de sollicitations cycliques, il y a un risque que les parties d'assemblage se déplacent les unes par rapport aux autres, ce qui doit être évité par exemple en disposant des boulons ajustés dans les liaisons bois-bois à l'aide de broches, et dans les liaisons clouées ou visées, par l'augmentation des profondeurs de pénétration, resp. de vissage. En principe, on préférera par ailleurs la mise en œuvre de clous striés ou torsadés à celle de clous lisses. Ceux-ci peuvent être mis en œuvre selon la norme SIA 265 (2003) uniquement pour la liaison entre les revêtements d'ossature et les montants/traverses. Il est alors possible, sans vérification particulière, de considérer les parois revêtues comme étant ductiles à condition que le diamètre des moyens d'assem-

blage n'excède pas 3 mm, que ceux-ci possèdent une certaine ductilité minimale (voir chapitre 3.2.6), et que l'épaisseur du revêtement atteigne au moins 4 fois leur diamètre. La ductilité de parois ne répondant pas à ces critères doit être vérifiée dans le détail.

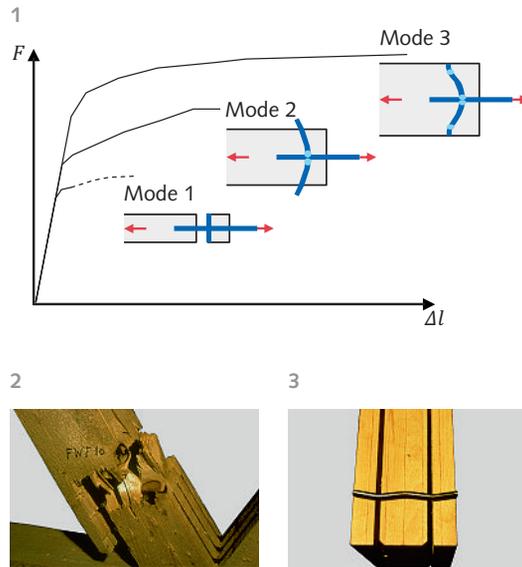
3.2.5 Détermination des résistances et des rigidités

Il est proverbial que la résistance et la rigidité du bois et des liaisons, dans la construction en bois, sont dépendantes de la durée de l'action. Les valeurs caractéristiques des résistances et des rigidités sont de ce fait déterminées lors des essais normalisés avec une durée de l'action de 300 ± 120 s [22, 23]. La durée des secousses sismiques est notablement plus faibles. Selon la norme SIA 265 (2003), chiffre 2.2.6 [13], la valeur de calcul de la résistance f_d de parties de construction en bois massif, en bois lamellé collé ou en matériau dérivé du bois à base de bois massif peut être, face aux actions sismiques, augmentée par le facteur $\eta_t = 1,4$. Ceci est également valable pour la valeur de calcul de la résistance des assemblages R_d . Lors du dimensionnement de parties d'ouvrage en matériaux dérivés du bois, l'action accidentelle sismique peut être attribuée à la classe de durée de sollicitation (KLED) «très courte» (voir norme SIA 265/1 (2009), tableau 15).

Les vérifications de l'aptitude au service sont conduites sur la base des valeurs moyennes des modules d'élasticité et de cisaillement. Pour les classes d'humidité 2 et 3, les facteurs de réduction η_w tenant compte de l'influence de l'humidité du bois selon le tableau 4 de la norme SIA 265 (2003) doivent être introduits, respectivement les valeurs η_{mod} correspondantes selon la norme SIA 265/1 (2009), tableau 16, lors du dimensionnement de parties d'ouvrage en matériaux dérivés du bois. Lorsque les déformations doivent être prises en compte dans la vérification de la sécurité structurale, par exemple lors de la vérification du 2^e ordre, il faut selon la norme SIA 265 (2003), chiffre 5.8.3.2, introduire des paramètres de rigidité réduits (modules E, G et K) (voir 3.1.3). Néanmoins pour la vérification au séisme, la valeur moyenne des paramètres de rigidité est utilisée également lors du choix du concept d'un comportement ductile de la structure porteuse, car selon la norme 261 (2003), chiffre 16.5.1, les effets du séisme doivent être déterminés sur la base d'un modèle de calcul linéaire élastique. L'hypothèse d'une rigidité supérieure est du côté de la sécurité en ce qui concerne les forces résultantes, car les valeurs de calcul des actions sismiques sont dans ce cas plus élevées (valeur du plateau, plutôt que celle de la portion décroissante du spectre de dimensionnement, voir figure 16).

Figure 27: Comportement charge-déformation de différents assemblages.

- 1 Le comportement charge-déformation d'assemblages se différencie selon leur conception (mode 1, 2, 3) [selon 30, 31].
- 2 Mode 1: rupture fragile du bois dans une barre tendue
- 3 Mode 3: rupture ductile d'une liaison bois métal à l'aide de broches

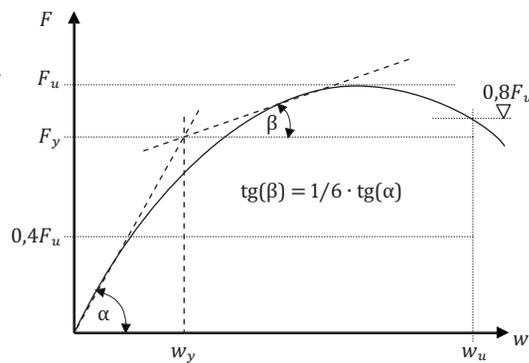


3.2.6 Indice de ductilité et module de glissement des assemblages

Le comportement charge-déformation d'assemblages sous charges uniformément croissantes ou cycliques est en général déterminé par des essais normalisés, par ex. selon [24, 25]. Ce procédé est particulièrement indiqué lorsque des données font défaut dans les normes de dimensionnement, ou lorsque des combinaisons de matériaux de revêtement et de moyens d'assemblage doivent être évaluées. A la figure 27 les cas limites de rupture fragile et ductile sont mis en parallèle, sur la base d'un exemple de liaison bois-métal par broches.

La norme SIA 265 (2003) n'exige pas de vérification explicite de la ductilité, mais pose uniquement certaines exigences aux zones ductiles (chiffre 4.6.2). Toutefois, lorsqu'il s'agit de répartir une structure dans les classes de ductilité du tableau 10 de la norme SIA 265 (2003) (voir figure 25), il faut évaluer si les zones ductiles prévues sont normalement ductiles ou si elles sont très efficaces du point de vue de la ductilité. Cette évaluation peut avoir lieu par ex. sur la base de l'indice de ductilité d'un assemblage. Celui-ci est défini, par ex. selon la figure 26 de la norme SIA 265 (2003), de la manière suivante (voir figure 28 et formules 28, 29):

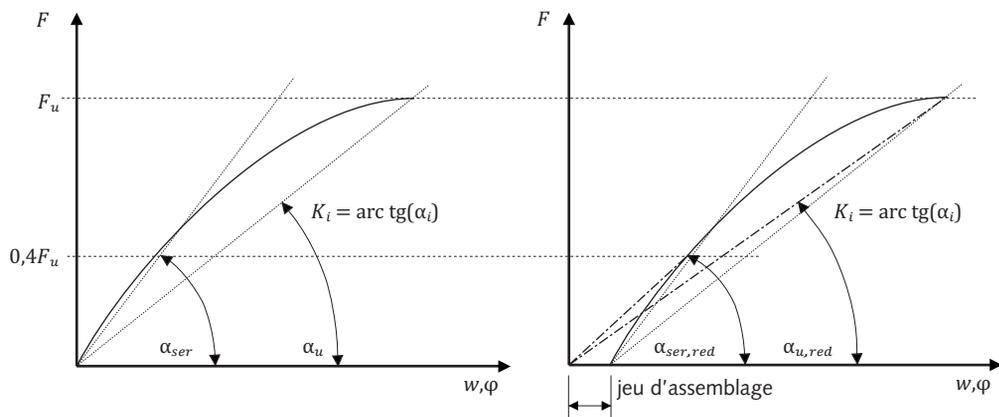
Figure 28: Module de glissement et indice de ductilité des assemblages [selon 13].



$$D_s = \frac{w_u}{w_y} \quad (28)$$

$$K_{ser} = \frac{F_y}{w_y} \quad (29)$$

Figure 29: Rigidités des assemblages au niveau des charges de service et au niveau de la rupture ainsi que rigidité réduite pour la prise en compte du jeu des assemblages [selon 13].



L'indice de ductilité d'assemblages usuels peut être tiré du tableau 16 de la norme SIA 265 (2003) (voir figure 30).

En ce qui concerne les rigidités des assemblages, le module de glissement K_u est en réalité déterminant pour l'état limite ultime dans le concept du comportement ductile de la structure. Celui-ci peut être déterminé soit expérimentalement soit à partir du module de glissement au niveau des charges de service K_{ser} à l'aide de la formule approximative $K_u = 2/3$

K_{ser} [26]. Dans le cadre du dimensionnement au séisme, on utilise néanmoins, de manière analogue aux rigidités des parties de construction (voir chapitre 3.2.5) le module de glissement K_{ser} (voir figure 28), ce qui signifie que la période de vibration et les effets des actions sont déterminés selon un modèle élastique linéaire avec l'hypothèse de rigidités moyennes. Le jeu des assemblages peut être pris en compte par une rigidité des assemblages réduite $K_{ser, red}$ (figure 29).

Figure 30:
Indice de ductilité d'assemblages en bois [selon 13].

Indice de ductilité D_s	Mode d'assemblage
$D_s = 1 \dots 2$	<ul style="list-style-type: none"> • Joints bois sur bois et bois au contact d'autres matériaux • Assemblages cisailés avec des connecteurs en forme d'aiguilles et des épaisseurs de bois inférieures à celles du tableau 19 de la norme SIA 265 (2003) • Clous, vis et tiges encollées sollicités à l'arrachement • Anneaux • Crampons simples ou doubles • Connecteurs métalliques à plaque emboutie • Assemblages collés
$D_s > 3$	<ul style="list-style-type: none"> • Assemblages cisailés avec des connecteurs en forme d'aiguilles avec des épaisseurs de bois selon le tableau 19 de la norme SIA 265 (2003) • Assemblages cloués avec une pénétration $s \geq 8 d$¹⁾ • Assemblages agrafés avec des épaisseurs de bois selon le chiffre 6.6.1 de la norme SIA 265 (2003) • Assemblages vissés avec une pénétration $s \geq 8 d$

1) Si les épaisseurs minimales de bois des assemblages cloués prépercés selon le tableau 28 de la norme SIA 265 (2003) ne sont pas respectées, l'indice de ductilité devra être $D_s < 3$.

3.3 Forces d'ancrage des éléments non porteurs

Les éléments de construction non porteurs peuvent, en cas de rupture, mettre en danger les personnes, endommager la structure ou compromettre le fonctionnement d'installations techniques importantes. De tels éléments et leurs assemblages, fixations et ancrages doivent être inclus dans le dimensionnement sismique. Pour ce faire leur altitude et leur sensibilité aux phénomènes de résonance sont importants.

La norme SIA 261 (2003) donne au chiffre 16.7 une approche correspondante pour la détermination de la force horizontale due à l'action du séisme F_a , agissant dans la direction la plus défavorable au centre de gravité des éléments non porteurs.

$$F_a = \frac{2\gamma_f a_{gd} S G_a (1 + z_a/h)}{g q_a (1 + (1 - T_a/T_1)^2)} \quad (30)$$

où G_a , T_a et z_a correspondent au poids propre, à la fréquence propre et à l'altitude de l'élément non porteur par rapport à l'horizon d'encastrement. T_1 est la période de vibration propre de l'ouvrage dans la direction déterminante et h la hauteur de l'ouvrage. a_{gd} est la valeur de calcul de l'accélération du

sol, g l'accélération de la gravité, γ_f le facteur d'importance, S un des facteur dépendant de la classe du sol de fondation pour la détermination du spectre de réponse (SIA 261 (2003), tableau 25), et q_a le coefficient de comportement s'appliquant aux éléments non porteurs. Celui-ci s'élève à $q_a = 2,0$ pour les éléments non porteurs significatifs dans la construction en bois (parois de séparation, façades, installations techniques, éléments encastrés, meubles lourds et étagères) (SIA 261 (2003), tableau 29). Pour le calcul de la période de vibration fondamentale des éléments non porteurs T_a , la méthode de Rayleigh est recommandée. Lorsque l'on souhaite renoncer au calcul de la période de vibration fondamentale, il faut considérer le cas le plus défavorable avec $T_a = T_1$, c'est-à-dire qu'il y a résonance entre les éléments porteurs et non porteurs. Pour des agrès fixés au plafond d'une salle de sport (CO II) sur un sol de fondation de type C en zone d'aléa sismique Z1 par exemple, la force horizontale résultante F_a peut, dans un cas défavorable, atteindre le 17% du poids des agrès. L'ancrage des agrès doit donc être conçu pour reprendre la force F_a en traction et compression dans les deux directions horizontales.

3.4 Joints et distances entre les bâtiments

Une collision entre les bâtiments ou les parties d'ouvrage lors d'un séisme peut avoir des conséquences catastrophiques, allant jusqu'à l'effondrement selon les circonstances. Il faut donc prévoir des distances resp. des joints suffisants. Le déplacement horizontal dû au séisme (SIA 261 (2003), chiffre 16.5.5) est déterminant pour le dimensionnement de ces joints, dont la valeur minimale sera de 40 mm (chiffre 16.6.1). Dans le cas contraire selon le chiffre 16.6.2 de la norme SIA 261 (2003), il faut s'assurer qu'un choc entre des éléments ou des bâtiments oscillant chacun pour eux-mêmes ne compromette pas la sécurité structurale (par ex. liaison, poteau soumis au risque du flambage, etc.).

Le calcul des déformations a lieu selon le chiffre 16.5.5 de la norme SIA 261 (2003). Lors de la détermination de la valeur du déplacement relatif par rapport aux fondations u_d , la part non élastique doit également être considérée.

$$u_d = q \cdot u_{el} \tag{31}$$

Le déplacement u_{el} représente la part élastique du déplacement total. Celui-ci est déterminé sur la base du spectre de dimensionnement (SIA 261 (2003), chiffre 16.2.4). Sa multiplication par le coefficient de comportement q donne le déplacement total y compris la part non élastique. Il se réfère au principe

d'un déplacement maximal équivalent d'un oscillateur simple linéaire élastique et d'un oscillateur simple linéaire élastoplastique [12].

La figure 31 présente une comparaison entre deux bâtiments de la CO I dans des zones d'aléa sismique et de classe de sol de fondation situées aux extrêmes. Le déplacement relatif a été calculé dans ce cas par la méthode présentée dans [27], en partant de l'hypothèse que les deux bâtiments voisins oscillent de manière asynchrone, que la masse équivalente de l'oscillateur simple doit être prise, pour un immeuble multiétage, à 2/3 de sa hauteur totale et que le déplacement du sommet du bâtiment est égal à 1,5 fois celui de l'oscillateur simple.

La comparaison montre que l'écartement nécessaire entre les deux bâtiments de la CO I voisins va de quelques millimètres (cas 1) jusqu'à 650 mm au maximum (cas 2).

Figure 31: Comparaison des écartements nécessaires entre deux bâtiments en bois de classe d'ouvrage CO I pour deux emplacements extrêmes en ce qui concerne la zone sismique et la classe de sol de fondation.

Période de vibration fondamentale	Cas 1: zone sismique Z1, classe de sol de fondation A		Cas 2: zone sismique Z3b, classe de sol de fondation D	
	Déplacement du sommet du bâtiment	Écartement nécessaire	Déplacement du sommet du bâtiment	Écartement nécessaire
$T = 0,5 \text{ s}$	11 mm	23 mm	50 mm	100 mm
$T = 1 \text{ s}$	23 mm	45 mm	160 mm	330 mm
$T \geq 2 \text{ s}$	45 mm	91 mm	330 mm	650 mm

4 Conception parasismique



Figure 32:
Selon les zones sismiques et les classes du sol de fondation les grands porte-à-faux doivent faire l'objet d'une étude particulière, même pour les maisons individuelles.



Figure 33:
Les bâtiments avec rez-de-chaussée ouverts doivent faire l'objet d'une étude sismique spéciale.

L'objectif de la conception parasismique est d'éviter les points faibles conceptuels et constructifs. Le respect des principes de base relatifs maintient le comportement vibratoire d'un bâtiment lors d'un séisme dans une plage limitée et réduit les écarts entre le modèle de calcul et le comportement réel de la structure porteuse. Le comportement lors d'un tremblement de terre peut être ainsi modélisé de manière fiable.

On ne peut prédire avec sûreté la force d'un séisme, mais on peut supposer qu'un ouvrage conçu selon des principes parasismiques aura un comportement acceptable, même si l'intensité du tremblement de terre dépasse celle prévue dans le dimensionnement. En Suisse, avec la sismicité faible à moyenne du pays, la différence peut être importante entre le séisme de dimensionnement et la puissance maximale possible d'un tremblement de terre. C'est pourquoi il est particulièrement recommandable de respecter dans tous les cas les principes d'une conception parasismique.

L'observation des principes les plus importants de la conception parasismique des structures porteuses tels que simplicité, régularité et redondance (alternative de reprise des forces par des systèmes porteurs travaillant en parallèle) donnent comme résultat un ouvrage robuste avec un faible niveau de dommages en cas de séisme.

En fonction de la zone sismique et de la classe du sol de fondation, le séisme peut déjà être déterminant pour le dimensionnement de constructions relativement basses (figure 32). Des ouvrages avec un rez-de-chaussée constitué d'espaces peu cloisonnés (figure 33) stabilisés à ce niveau par un contreventement constitué d'un faible nombre d'éléments élancés ou de croix de Saint-André en acier peuvent être problématiques si les étages supérieurs forment un ensemble rigide ou si ceux-ci présentent des porte-à-faux de grande taille.

4.1 Principes de la conception parasismique

Les principes de conception parasismique spécifiques aux constructions en bois s'appuient sur [28, 29] et sur la norme SIA 261 (2003).

4.1.1 étroite collaboration entre architecte et ingénieur

Les défauts et manquements dans la conception ne peuvent être compensés par les calculs et le dimensionnement de l'ingénieur, aussi sophistiqués soient-ils. C'est pourquoi architecte et ingénieur doivent concevoir ensemble l'ouvrage et, déjà dans la phase initiale du projet, veiller à une conception parasismique du tout; la conception constructive et le choix des matériaux des éléments porteurs et non porteurs doivent aussi être déterminés en tenant compte des séismes.

4.1.2 Choisir des structures porteuses constructivement simples, ductiles et robustes

Par simplicité de la structure porteuse, on entend l'existence de cheminement simples et directs pour la transmission des forces sismiques jusqu'aux fondations. La modélisation, le calcul, le dimensionnement et la mise au point constructive de structures porteuses simples sont grevées de peu d'incerti-

tudes. Elles sont ainsi plus faciles à calculer et le danger de sollicitations locales exagérées est réduit.

Les constructions en bois de plusieurs étages sont constituées de nombreux éléments reliés entre eux de façon plus ou moins rigide. Les constructions en bois massif en panneaux multicouches de grande surface sont plus rigides et disposent de moins de zones potentiellement ductiles que les constructions à ossature bois. Le comportement porteur et de déformation des différents éléments en bois et de leurs liaisons doit être harmonisé afin que l'ensemble du système se comporte de manière optimale en cas de séisme.

Le comportement charge-déformation d'une structure porteuse dépend d'une part des caractéristiques des éléments en bois (panneaux dérivés du bois, pièces massives, cadres, structures triangulées, etc.) et d'autre part des assemblages reliant ces éléments. Alors que le comportement à la rupture des pièces de bois usuelles est fragile, celui des assemblages correctement conçus sur le plan constructif peut être ductile. Afin que l'ensemble de la structure porteuse en bois ait un comportement ductile, la résistance des assemblages et des éléments en bois doit être harmonisée de telle sorte que, sous l'effet

d'un séisme, les assemblages plastifient avant la ruine fragile de l'un des autres éléments (voir chapitre 3.2.3).

Une structure porteuse robuste se distingue par le fait que des dégâts ou des ruptures partielles restent dans une limite acceptable en proportion de l'ampleur de ce qui les a causés. Les systèmes redondants et ductiles, par exemple, présentent un comportement robuste. Il peut en être tenu compte dans le concept d'une structure porteuse dans lequel on évite que la rupture d'un élément porteur entraîne une réaction en chaîne due à la surcharge des éléments voisins. Si par exemple, tous les éléments porteurs sont conçus avec le même niveau de défaillance, l'ensemble du système collapse parce que les autres éléments sont immédiatement surchargés. La robustesse signifie que la défaillance d'un élément de la structure porteuse n'entraîne pas directement celle d'un autre. La robustesse consiste aussi, par exemple, dans le fait que, lors de la défaillance d'un contreventement rigide, les autres contreventements plus flexibles conservent une réserve de résistance ultime suffisante pour éviter la ruine de l'ensemble.

4.1.3 Régularité de la structure porteuse en plan

Un bon comportement aux séismes peut être atteint par une conception en plan régulière et compacte du bâtiment et par une organisation symétrique des éléments dans les deux directions orthogonales (figure 34). Selon la norme SIA 261 (2003), un bâtiment est régulier en plan lorsque les exigences du chiffre 16.5.1.3 sont remplies:

- La construction est approximativement symétrique en plan par rapport aux deux directions orthogonales en ce qui concerne la rigidité horizontale et la répartition des masses.
- La forme de la construction vue en plan est compacte. Les dimensions totales des angles saillants ou des évidements ne dépassent pas 25% de la dimension en plan extérieure de la construction dans la direction considérée.
- La rigidité des planchers dans leur plan est grande en comparaison de la rigidité horizontale des éléments porteurs de construction verticaux.

Figure 34:
Formes de bâtiments optimisées en plan et dispositions des évidements dans les éléments de planchers.
en haut: conception à éviter
en bas: conception à privilégier

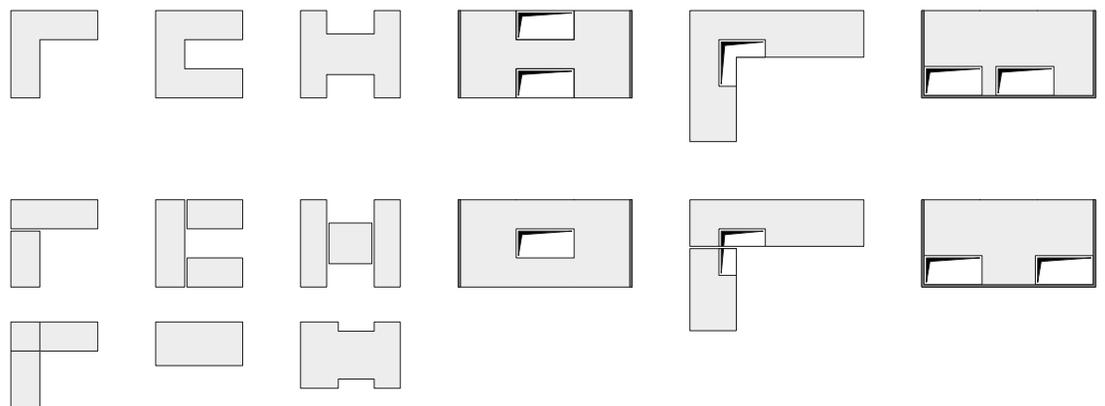
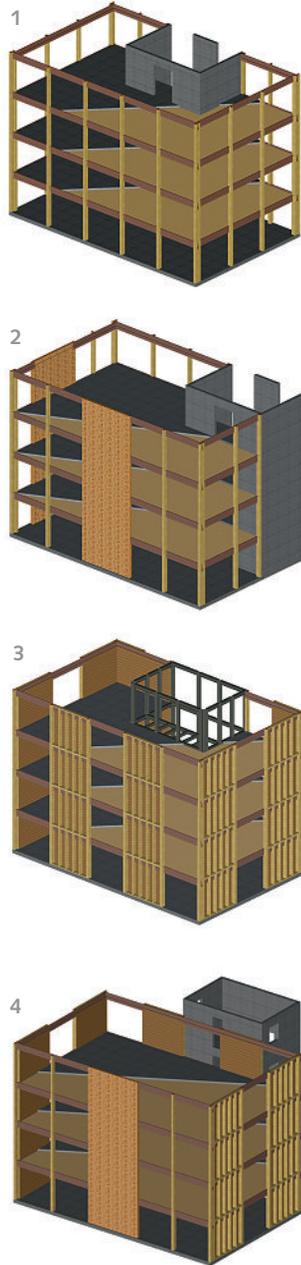


Figure 35:

Dispositions possibles des éléments de contreventement dans les constructions en bois de plusieurs niveaux:

- 1 Cage d'escalier massive: la cage d'escalier bétonnée sert de contreventement.
- 2 Cage d'escalier massive: la cage d'escalier bétonnée assure le contreventement principal. D'éventuels moments de torsion peuvent être compensés par plusieurs parois porteuses en bois rigides.
- 3 Cage d'escalier «flexible» (par ex. construction en acier non rigide): le contreventement est assuré par la construction en bois, éventuellement en liaison avec la cage d'escalier «flexible».
- 4 Cage d'escalier externe, accès par des passerelles: le contreventement est assuré uniquement par la construction en bois.



4.1.4 Centre de rigidité le plus près possible du centre de masse

En plan, tout bâtiment possède un centre de masse M (le «centre de gravité» de toutes les masses situées au-dessus) et un centre de rigidité S (un «centre de cisaillement ou de torsion» des éléments porteurs verticaux participant au contreventement horizontal). Une disposition en plan des éléments porteurs conçue de façon à reprendre les forces sismiques horizontales doit avoir pour objectif de faire correspondre au plus près le centre de rigidité S avec le centre de masse M afin d'obtenir une faible sollicitation en torsion de l'ensemble du système (voir figures 36 et 37).

Les constructions en bois sont souvent de nature mixte (figure 35). En raison des exigences de protection incendie, les constructions en bois de quatre étages et plus sont notamment exécutées avec des cages d'escalier massives ou des accès extérieurs par des passerelles. Les cages d'escalier massives sont généralement beaucoup plus rigides et présentent sur la hauteur du bâtiment un comportement à la déformation différent des parois construites en bois. Des éléments massifs disposés de manière excentrique provoquent de fortes sollicitations en torsion. De tels plans ont une réponse défavorable en cas de séisme et doivent en principe être évités.

Indépendamment d'une torsion résultant de la conception, il faut prévoir dans tous les cas un système de contreventement rigide à la torsion constitué de parois porteuses situées le plus loin possible l'une de l'autre. Il devrait exister au moins deux éléments de contreventement (par ex. parois porteuses) par direction principale du plan s'étendant de manière continue sur tous les étages.

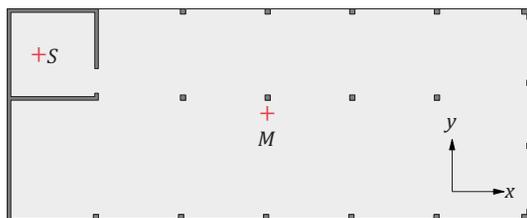


Figure 36: Les centres de masse et de rigidité ne se recouvrent pas: il en résulte des forces de torsion élevées.

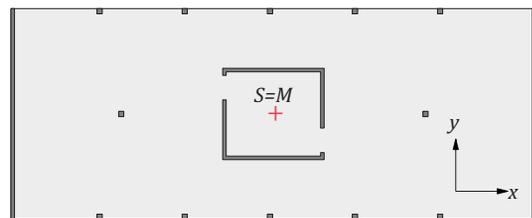


Figure 37: Les centres de masse et de cisaillement sont pratiquement confondus: la torsion subie par le bâtiment lors d'un séisme est limitée.

4.1.5 Structure porteuse régulière en élévation

Une conception régulière en élévation des éléments assurant le contreventement, avec une répartition la plus continue possible de la rigidité et de la résistance aux charges sur toute la hauteur de l'ouvrage, est d'une importance capitale pour la rigidité parasismique d'un bâtiment. De nombreux effondrements de bâtiments lors d'un séisme sont dus au fait que des éléments de contreventement, par ex. les parois des étages supérieurs, sont, au rez-de-chaussée, supprimés ou remplacés par des colonnes. Il faut éviter les étages flexibles horizontalement (soft storey). La gradation des résistances ultimes dans les contreventements doit suivre le développement des contraintes sur la hauteur du bâtiment et ne doit pas présenter de variation brusque. Il faut surtout éviter les décalages en plan des contreventements. La norme SIA 261 (2003), chiffre 16.5.1.4, définit comme suit les exigences de régularité en élévation:

- Tous les éléments de construction participants à la reprise des forces horizontales, comme les parois porteuses, les noyaux ou les cadres, relient sans discontinuité la fondation au sommet de la construction ou de la partie de la construction.
- La rigidité horizontale, la résistance ultime face aux forces horizontales et la masse des différents étages restent constantes sur la hauteur de la construction ou diminuent progressivement de bas en haut, sans variation brusque (exception: transition aux sous-sols, respectivement entre construction massive et en bois).

4.1.6 Planchers

Dans la construction en bois, indépendamment du système de plancher, il faut accorder une attention particulière aux raccordements entre planchers et parois. Ces raccordements doivent être dimensionnés en fonction des forces sismiques horizontales et dans le même temps, la transmission verticale des charges doit être constructivement garantie.

Les dalles en béton armé sont très rigides dans leur plan. C'est pourquoi le dimensionnement parasismique des bâtiments s'effectue habituellement en admettant que les planchers sont rigides. Les planchers mixtes bois-béton présentent un comportement au cisaillement semblable à celui des dalles en béton armé et peuvent être ainsi dimensionnés de manière analogue.

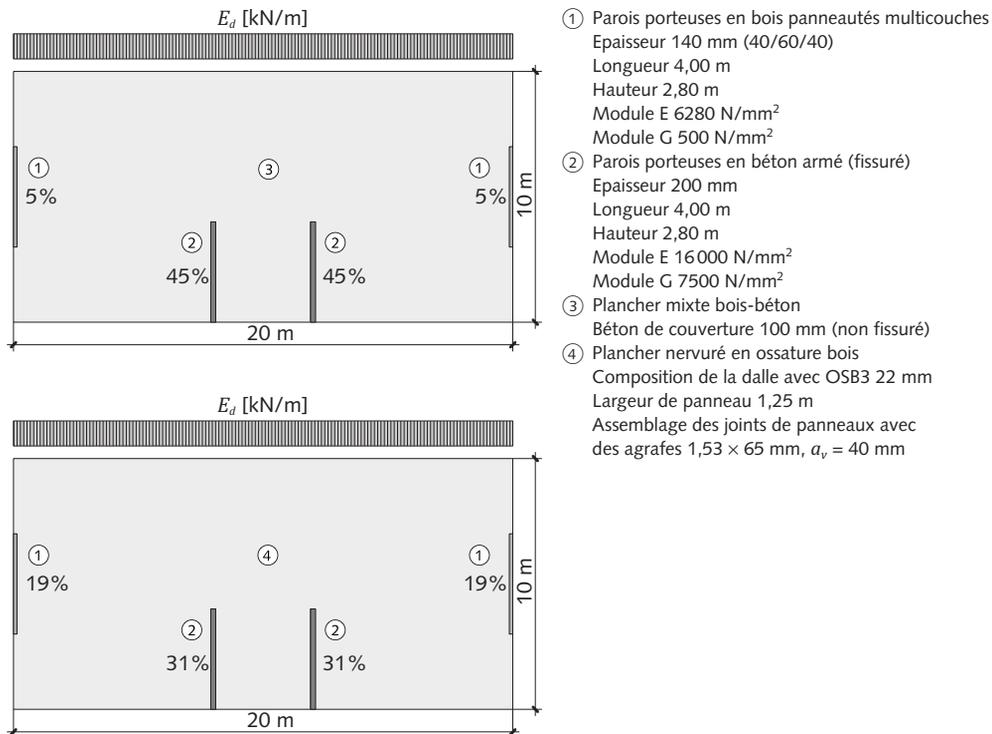
Les planchers uniquement en bois sont, selon leur composition, plus souples dans leur plan que les dalles en béton armé. Il est en principe incorrect de les admettre comme des planchers rigides et, par conséquent, il faut tenir compte de l'élasticité du plancher pour la répartition des forces résultantes sur les parois de stabilisation.

- Dans les cas simples, avec un système de contreventements symétriques et des parois porteuses uniformément rigides dans le sens horizontal, on peut affecter à chaque paroi la force résultante de la surface de plancher correspondant à sa zone d'influence.
- Dans le cas de parois inégalement rigides ou de plans complexes, avec des systèmes de contreventements asymétriques, une modélisation spatiale qui prend en compte la rigidité des planchers et des parois est indispensable.

En principe, lors de l'analyse de la structure porteuse, la rigidité du plancher doit être considérée selon sa valeur effective. Dans le cas de planchers rigides, le procédé des forces de remplacement selon l'exemple du chapitre 5.4 (analyse d'une barre de remplacement globale) peut être appliqué. Dans le cas de planchers flexibles, le procédé du spectre de réponse (chapitre 5.7) avec modélisation spatiale de la structure porteuse doit être appliqué en tenant compte de la rigidité réelle des planchers.

La figure 38 montre l'exemple de l'influence d'une rigidité différenciée du plancher sur la répartition des contraintes dans les parois ayant fonction de contreventement. Le plancher nervuré en ossature bois présente, comparativement à une dalle en béton armé, une rigidité beaucoup plus faible; ainsi les parois en bois panneau-tés multicouches, plus flexibles que les parois en béton armé, reprennent une part beaucoup plus importante des forces résultantes (19% chacune au lieu de 5%) que dans le cas d'une dalle en béton armé.

Figure 38:
Répartition des efforts
horizontaux sur les parois
servant de contreventement
en tenant compte
de la rigidité du plancher
dans son plan. La part de
l'ensemble de l'effort
tranchant, transmis par le
plancher, est indiquée pour
chaque paroi porteuse.



4.1.7 Parties de construction non porteuses

Les structures porteuses en bois sont relativement flexibles dans le sens horizontal et présentent donc, en cas de séisme, de plus grandes déformations que les constructions massives. Les parties non porteuses sensibles à la déformation, telles que les parois intermédiaires ou les éléments de façade, peuvent subir, même en cas de séisme léger, des dégâts considérables. En principe, la norme SIA 260 (2003) exige la vérification de l'aptitude au service exclusivement pour les ouvrages de classe III qui ne sont généralement pas réalisés en bois. Dans des cas particuliers, il peut être judicieux, y compris pour des ouvrages de classe I ou II, de vérifier l'aptitude au service pour les parties de construction non porteuses.

Les éléments non porteurs doivent être conçus, notamment au niveau des joints, de telle façon qu'ils n'empêchent pas les déformations de la structure porteuse sous l'effet d'un séisme. En outre, ils doivent être ancrés horizontalement à la structure porteuse. La détermination des forces d'ancrage a lieu selon le chapitre 3.3.

4.1.8 Fondations

Il faut assurer la transmission des forces sismiques dans le terrain par des fondations exécutées dans les règles de l'art. Un sous-sol rigide avec des murs et des dalles en béton armé posés sur un radier de fon-

dation massif offre un comportement favorable en cas de séisme. Les fondations individuelles (non reliées par des longrines) sont à proscrire, ainsi que celles ancrées dans des terrains hétérogènes.

En principe, il faut éviter les déformations plastiques dues aux séismes dans les sous-sols, les fondations et le terrain. Celles-ci doivent rester dans le domaine élastique selon le concept du dimensionnement en capacité. En conséquence, ces parties de construction doivent être conçues avec une réserve de capacité suffisante lors du dimensionnement sismique selon le concept du comportement ductile de la structure porteuse (voir chapitre 3.2.3). Il faut accorder une attention particulière à l'ancrage des constructions en bois aux fondations ou au sous-sol. Si l'ancrage est insuffisant, les petites constructions en ossature bois peuvent glisser hors de leur assise. Les ancrages sont le plus souvent soumis à des contraintes cycliques. En raison du vent et des séismes, surtout dans le cas des constructions en bois, on rencontre fréquemment dans les jonctions avec les fondations des efforts en traction, auxquels doivent correspondre la conception et le dimensionnement des liaisons. Les ancrages horizontaux doivent toujours être conçus pour agir dans toutes les directions.

4.2 Propriétés du matériau bois

Les propriétés mécaniques du bois dépendent du type de contraintes (figure 39). En traction parallèle et perpendiculaire aux fibres, ainsi qu'en cisaillement, le bois présente un comportement à la rupture fragile marqué. Lors de sollicitations en compression et en flexion, les points de rupture peuvent présenter des zones plastiques. Mais, en général, on part ici aussi du principe d'un comportement à la rupture fragile.

Le bois présente un comportement ductile remarquable uniquement en compression perpendiculaire aux fibres (figure 40). Cet effort de compression est cependant toujours accompagné d'un écrasement des fibres irréversibles, ce qui n'est pas souhaitable en cas de séismes (efforts alternés, positionnement oblique des éléments comprimés).

Il existe de grandes différences dans le comportement à la rupture des différents produits en bois: les dérivés du bois peuvent être par exemple plus fragiles à la rupture que le bois massif, qui l'est différemment en fonction de son origine et de ses particularités de croissance.

Ainsi, le comportement à la rupture du bois n'est pas optimal pour les structures porteuses parasismiques et la norme SIA 265 (2003) exige par conséquent de considérer que les parties en bois ou en dérivés du bois ont généralement un comportement de structure porteuse non ductile.

Pourtant le matériau bois présente, du point de vue de la réponse en cas de séisme, quelques avantages essentiels:

- Comparé à d'autres techniques de construction, les ouvrages en bois possèdent un excellent rapport entre poids propre et résistance. Indépendamment de la rigidité, le faible poids propre induit des forces d'inertie moindres qu'avec le béton et l'acier.
- En raison de leur faible rigidité horizontale, les constructions en bois présentent une plus longue période de vibration fondamentale, dont résultent en principe de plus faibles forces sismiques.
- En cas de durées d'action brèves (par ex. lors de séismes) le bois présente une plus grande solidité que dans le cas de durées d'action longues. C'est pourquoi la norme SIA 265 (2003), chiffre 2.2.6, admet une augmentation d'un facteur $\eta_t = 1,4$ de la valeur de calcul de la résistance ultime des éléments en bois massif ou en lamellé collé pour la vérification de séisme. Dans le cas de dérivés du bois, la classification de l'action sismique dans la classe de sollicitation «très courte» avec une valeur η_{mod} plus élevée peut être retenue de manière analogue (norme SIA 265/1 (2009), tableaux 15 et 16).

Figure 39: Diagramme charge-déformation du bois massif sollicité en flexion, en compression et en traction parallèles aux fibres [30].

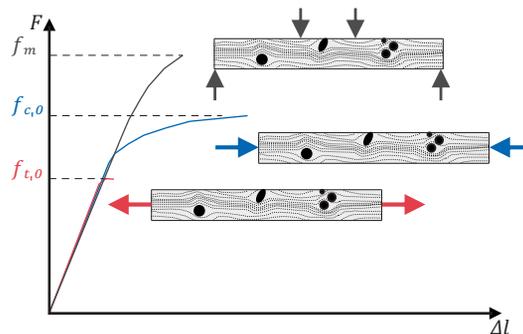
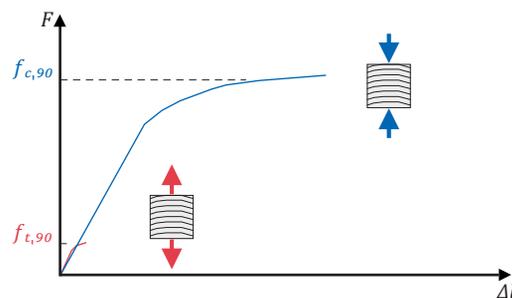


Figure 40: Diagramme charge-déformation du bois massif sollicité en compression et traction transversales [30].



4.3 Assemblages

Dans la construction en bois, seuls les assemblages peuvent être ductiles. Mais le comportement charge-déformation des différents assemblages est très spécifique à leur type (figure 41) et dépend de leur conception. Ainsi les assemblages doivent être conformés de façon à ce qu'ils puissent subir de nombreux cycles de grande déformation plastique avec une réduction négligeable de leur résistance ultime, ce qui est vérifié par des essais selon [25]. Afin que les assemblages puissent être activés comme zones ductiles (voir chapitre 3.2.3), les autres zones restant élastiques doivent, selon la norme SIA 265 (2003) chiffre 4.6.3.1, être surdimensionnées à 1,2 fois la résistance ultime des

zones ductiles (voir chapitre 3.2.3). Afin de saisir de manière adéquate le comportement des assemblages, des calculs détaillés de la résistance ultime et du comportement à la déformation sont, selon les cas, indispensables (voir par ex. la figure 42). Il faut observer ici que les hypothèses sur la rigidité des assemblages, basées sur les résultats de recherches manquant parfois de pertinence, sont fréquemment des valeurs purement théoriques.

Figure 41:
Comportement de différents assemblages [31]:

- ① collage
- ② broches (boulons ajustés)
 $d = 14 \text{ mm}$
- ③ boulons de charpente
 $d = 14 \text{ mm}$
- ④ plaques métalliques à dents embouties
 10000 mm^2
- ⑤ clous $d = 4,4 \text{ mm}$

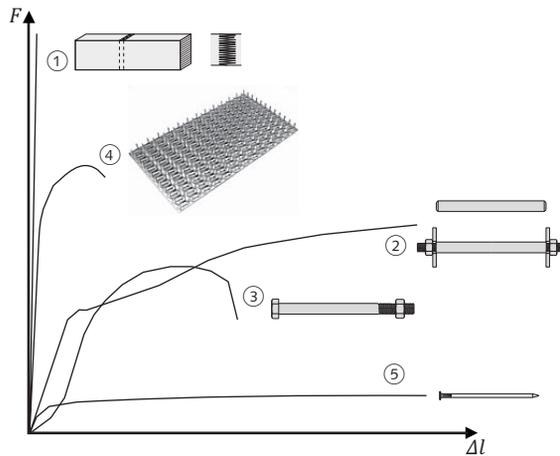
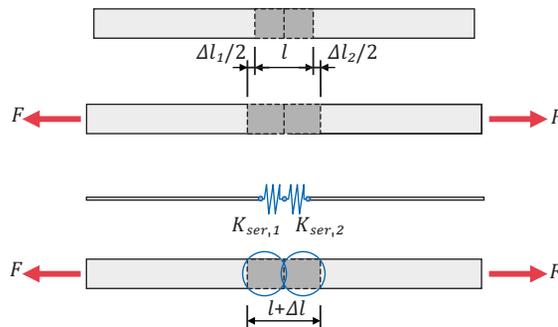


Figure 42:
Calcul théorique de l'élasticité d'un assemblage à broches. Les déformations des appuis et des joints en flexion peuvent être modélisés par des ressorts et des ressorts de torsion [30].



$$\Delta l_1/2 = \frac{1}{K_{ser,1}} \cdot F$$

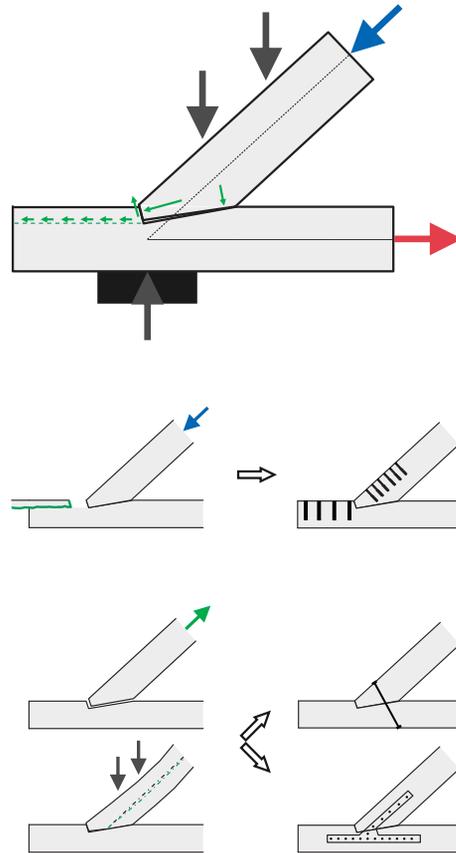
$$\Delta l_2/2 = \frac{1}{K_{ser,2}} \cdot F$$

$$K_{ser,1} = K_{ser,2} = K_{ser} \Rightarrow \Delta l = \frac{2}{K_{ser}} \cdot F$$

4.3.1 Types d'assemblages avec une ductilité $D_s = 1 \dots 2$

Joints de contact bois-bois ainsi que bois-autres matériaux: faire des constructions parasismiques avec des assemblages de charpentier (joints de contact, embrèvements) est difficile, mais possible avec des mesures complémentaires. Il faut surtout concevoir les assemblages de façon à ce qu'ils agissent aussi bien avec des efforts positifs que négatifs (par ex. empêcher le soulèvement d'une charpente assemblée par embrèvement). De plus, les zones fragiles (par ex. les zones avec une contrainte de rupture en cisaillement) doivent être complétées ou renforcées par des moyens d'assemblage (figure 43).

Figure 43:
Embrèvement parasismique: les mesures complémentaires doivent permettre des déplacements minimes des pièces de bois, tout en empêchant un cisaillement dans le bois ou un soulèvement de la jambe de force [31].



Les assemblages en cisaillement avec connecteurs en forme d'aiguilles et des épaisseurs de bois plus petites que dans le tableau 19 de la norme SIA 265 (2003) présentent un comportement fragile à ductilité limitée.

Les clous, vis et tiges nervurées collées sollicités à l'arrachement sont classés selon la norme SIA 265 (2003) comme non ductiles à peu ductiles. Les clous et vis sollicités axialement se rompent généralement par arrachement, éventuellement par poinçonnement de la tête. Une rupture ductile dans l'acier est rare, en raison des caractéristiques mécaniques du bois difficiles à évaluer et très variables.

Les tiges d'acier nervurées collées présentent généralement un comportement très rigide. Avec une sollicitation axiale en traction et un dimensionnement correct (rupture de l'acier par atteinte de sa limite élastique), la ductilité est très élevée. En cas de compression axiale, il faut tenir compte du flambage de la tige d'acier. La norme SIA 265 (2003), chiffre 6.10 donne des indications sur la conception des assemblages par tiges d'acier nervurées collées.

Les goujons annulaires (anneaux) et les crampons présentent un très grand glissement initial influencé par l'exactitude de la mise en œuvre et par les variations de l'humidité du bois. On sait peu de choses du comportement en résistance des goujons annulaires et des crampons sous contraintes cycliques. Les anneaux sont souvent fait de matériau cassant (fonte), tandis que les dents des crampons se déchirent après quelques cycles. Les tiges utilisées pour le maintien en position (boulons de charpente) ne possèdent pas une grande réserve de résistance. C'est pourquoi le comportement des assemblages par goujons annulaires et crampons doit, selon la norme SIA 265 (2003), être évalué par des essais.

Plaques métalliques à dents embouties: les plaques d'acier sont rigides et les dents embouties et pliées ont une rupture à tendance fragile. La rupture a lieu par déchirement dû à l'effet d'entaille à la base de la pointe (sur le pliage). Cet assemblage est par conséquent peut approprié pour résister aux effets des séismes [32].

Les assemblages collés présentent un comportement fragile à la rupture et une dissipation de l'énergie n'est pas possible. De tels assemblages sont généralement considérés comme non ductiles par la norme SIA 265 (2003).

4.3.2 Types d'assemblages avec une ductilité $D_s > 3$

Les assemblages en cisaillement avec des connecteurs en forme d'aiguilles (broches, clous, vis, agrafes) et des épaisseurs de bois selon le tableau 19 de la norme SIA 265 (2003) présentent un comportement à la rupture extrêmement ductile, pour autant que soient respectées les exigences relatives aux distances au bord et à l'espacement des moyens d'assemblage parallèlement aux fibres (tableau 11 de la norme SIA 265 (2003)). Les conditions données tiennent compte du fait que les moyens d'assemblage en forme de tige élancée sont généralement plus ductiles et dissipent ainsi plus d'énergie. Pour ce faire, leur migration résultant d'une sollicitation cyclique doit être évitée, par exemple par la mise en place d'un certain nombre de boulons ajustés dans les assemblages par broches. L'exemple ci-dessous d'un assemblage par broches (voir figure 44) montre qu'un assemblage peut être diversement ductile. L'élancement de la tige $\lambda = t/d$ est ici déterminant. Si la tige est très épaisse, la rupture de l'assemblage a lieu selon le mode 1 – c'est-à-dire par rupture du bois. Dans le mode de rup-

ture 2 avec l'augmentation de la charge, deux rotules plastiques se forment dans la tige, accompagnées de grandes déformations; dans le mode 3, il y a même quatre rotules [33].

En fonction des moyens d'assemblages en forme de tiges mis en œuvre, il faut observer en plus les points suivants:

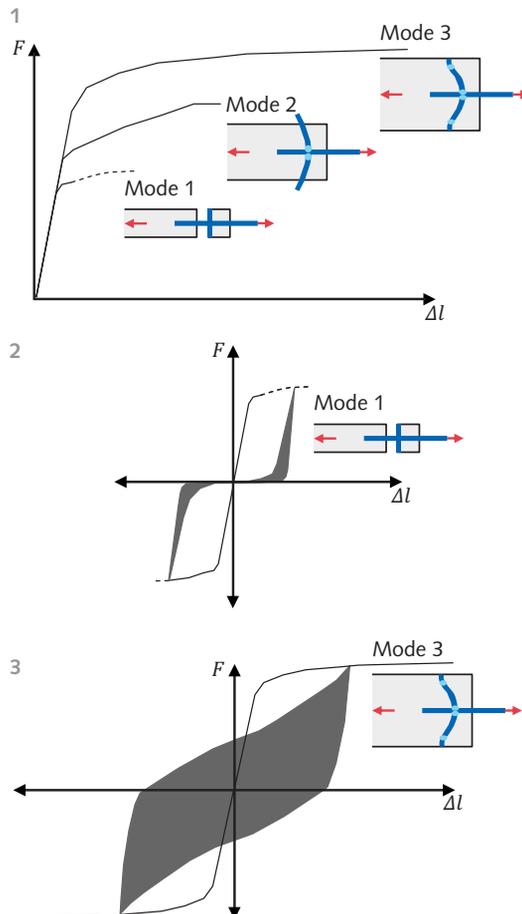
Les boulons (boulons de charpente) ne sont pas appropriés pour la dissipation d'énergie en raison du jeu de l'assemblage. Ils permettent par contre, dans les assemblages bois-bois par tiges, d'assurer la sécurité contre le déplacement des pièces l'une par rapport à l'autre sous charges cycliques.

Les broches (boulons ajustés) sont considérées, avec un élancement et une exécution adéquats (pour des qualités d'acier élevées) comme des assemblages très ductiles. Ceci est surtout valable si l'assemblage se rompt selon le mode 3, c'est-à-dire s'il est constitué selon le tableau 11 de la norme SIA 265 (2003). Des assemblages bois – bois munis de simples broches ont une cohésion limitée et peuvent ainsi se défaire sous l'effet de charges cycliques. Ils doivent être sécurisés, par exemple au moyen de boulons ajustés ou de charpente.

Assemblages cloués: les clous lisses enfoncés à une profondeur $\geq 8 d$ (c.-à-d. avec un élancement suffisant) se comportent comme des broches et présentent un comportement ductile au cisaillement. Les assemblages cloués à sections cisailées doubles ou multiples, ainsi que les clous prépercés, se comportent mieux que ceux à cisaillement simple (qui dans le meilleur des cas ont un mode de rupture 2) et que les clous sans préperçage (grand risque de fendage du bois). À élancement égal, les clous striés ont un comportement encore meilleur, car, lors de leur déformation, ils peuvent générer un effet de corde plus grand que les clous lisses. Selon les prescriptions spécifiques au séisme de la norme SIA 265 (2003), les clous lisses ne peuvent de fait être utilisés que pour les assemblages entre les ossatures et leurs revêtements.

Figure 44: Représentation schématique du comportement inélastique charge-déformation et de la dissipation d'énergie des assemblages par broches lors d'essais cycliques [30, 31].

- 1 Le comportement charge-déformation d'un assemblage par broche se différencie selon sa conception (modes 1, 2, 3).
- 2 Assemblage par broche avec mode de rupture 1: faible capacité de déformation et faible dissipation d'énergie lors d'essais cycliques.
- 3 Assemblage par broche avec mode de rupture 3: forte capacité de déformation et grande dissipation d'énergie lors d'essais cycliques.



Agrafes: pour autant que les épaisseurs de bois minimales de la norme SIA 265 (2003), chiffre 6.6.1 soient respectées, elles se comportent comme des clous lisses (élançés) et présentent ainsi un très bon comportement, particulièrement lorsqu'elles sont utilisées dans des parois de contreventement. Une profondeur de pénétration $\geq 14d$ est nécessaire pour assurer une ductilité suffisante.

Vis: dans les assemblages à section cisailée simple, elles se comportent, selon leur élançement, comme des clous prépercés ou des broches, pour autant que leur profondeur de pénétration soit d'au moins $8d$. Même si des concentrations de contraintes naissent dans le pas de vis en raison de sa découpe, les assemblages à **vis autoforeuses** présentent un bon comportement quant à la ductilité.

Les tiges nervurées collées sollicitées en cisaillement se comportent en principe comme des broches et sont ainsi généralement ductiles. Une dissipation de l'énergie est possible. L'assemblage doit être conçu selon les règles applicables aux broches ainsi que selon le chiffre 6.10 de la norme SIA 265 (2003).

Lors de la conception d'**assemblages avec des éléments en acier**, il faut veiller à ce que les déformations plastiques cycliques aient vraiment lieu à la liaison bois/acier ou à l'intérieur de la partie en acier, sans que celle-ci ne subisse de rupture prématurée en raison de problèmes locaux d'instabilité. Par exemple, les plaques d'acier extérieures ou les longues vis ou tiges nervurées collées sollicitées en compression peuvent être problématiques. En outre, il faut empêcher le déplacement relatif dû à une sollicitation cyclique des parties de l'assemblage, par exemple dans les assemblages bois-bois par broches, par la mise en oeuvre des boulons de charpentes ou des boulons ajustés supplémentaires. Dans les assemblages à clous lisses ou à vis, on prévoira une plus grande profondeur de pénétration. Un comportement ductile présuppose qu'une fissuration précoce de la zone d'assemblage soit exclue. Dans le cas d'assemblages avec prédominance d'effort normal parallèle aux fibres, le respect des exi-

gences relatives à la fissuration selon le tableau 11 de la norme SIA 265 (2003) suffit. Pour une conception utilisant des portiques ou impliquant des liaisons avec des moments de flexion, un risque de rupture fragile existe en raison de sollicitations de traction perpendiculaire ou de cisaillement localement importantes. Il faut prendre dans ce cas des mesures complémentaires appropriées (renforts mécaniques) (voir chapitre 4.4).

Les propriétés de tous les assemblages mécaniques dépendent étroitement de l'historique de leur sollicitation [32]. Une déformation de l'assemblage survenue dans le passé peut modifier durablement les propriétés dynamiques de l'ensemble du système. Ceci est surtout valable pour les assemblages avec jeu (goujons annulaires, boulons, etc.) et pour les assemblages de charpentier (embrèvements, etc.). Les assemblages ne doivent pas seulement être planifiés sous l'aspect de l'élasticité et du jeu, mais aussi contrôlés et entretenus (par ex. resserrage des boulons).

Au contraire de la construction en acier avec des joints rigides à la flexion ou articulés, les assemblages de la construction en bois sont fréquemment semi-rigides (voir chapitre 3.2.6). L'élasticité des assemblages est aussi importante pour l'aptitude au service et pour la stabilité. Du jeu dans les assemblages renforce les effets de 2^e ordre.

4.4 Liaisons et ancrages

La conception constructive des liaisons et des ancrages est d'une importance capitale. S'ils sont conçus correctement, ils ont un effet positif sur le comportement ductile de la structure porteuse. Pour cela il est décisif que les éléments ductiles et fragiles soient coordonnés, de façon à exclure toute rupture fragile.

Les liaisons entre les diaphragmes de planchers et les parois reprenant les charges horizontales (figure 45, n° 2, 3 et 5) ainsi que les ancrages aux fondations des mêmes parois (figure 46) doivent être dimensionnés de telle manière qu'ils appartiennent aux secteurs de la structure qui restent élastiques (voir chapitre 3.2.3).

Il faut en principe éviter les liaisons et les zones sollicitées en traction perpendiculaire aux fibres (figure 47). La résistance à la contrainte en traction perpen-

diculaire des porteurs en bois entaillés et de ceux présentant des percements est faible et très défavorable sur le plan de leur comportement cyclique, car ils sont sujet à rupture fragile. Les liaisons sollicitées en traction perpendiculaire doivent être dans tous les cas renforcées par des moyens d'assemblage mécaniques, de telle sorte que l'effort tranchant résultant d'une rupture du bois en cisaillement ou en traction perpendiculaire puisse être transmis par ces connecteurs.

Figure 45: Principes de la conception parasismique des liaisons des éléments porteurs verticaux et horizontaux dans la zone de jonction entre étages.

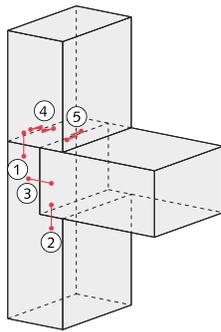


Figure 46: Principes de l'ancrage et autres liaisons aux parties de construction massives (par ex. sous-sol en béton) des éléments porteurs verticaux qui contribuent au contreventement horizontal de la structure porteuse.

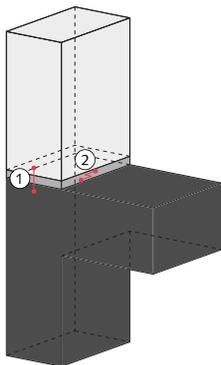
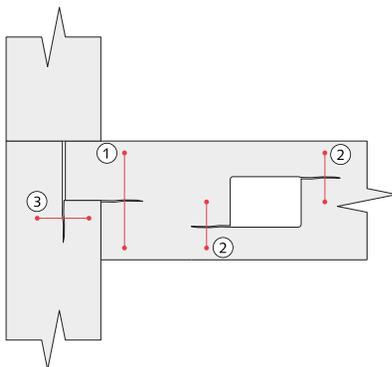


Figure 47: Les éléments porteurs exposés à la traction perpendiculaire aux fibres doivent en principe être évités.



- ① À la jonction entre étages, les éléments porteurs verticaux doivent être liés ensemble de façon à ce qu'ils soient aptes à reprendre et à transmettre les efforts cycliques alternés (traction et compression) résultant d'un séisme.
- ② Il faut empêcher que les éléments porteurs horizontaux se soulèvent de leurs appuis, par un ancrage suffisant avec des moyens de liaisons adéquats.
- ③ Les éléments porteurs horizontaux doivent être ancrés horizontalement de façon à exclure un glissement hors de leurs appuis sous l'effet des efforts cycliques.
- ④ Les éléments porteurs verticaux qui participent à la stabilisation doivent être liés au cisaillement, de façon à pouvoir transmettre les efforts tranchants qui apparaissent.
- ⑤ Les éléments porteurs horizontaux doivent être liés aux verticaux de manière rigide au cisaillement, de façon à transmettre les efforts tranchants qui se développeraient lors d'un séisme.

- ① Les ancrages et autres liaisons aux parties de construction massives (par ex. sous-sol en béton) des éléments porteurs verticaux servant à la stabilisation horizontale de la structure porteuse doivent être dimensionnés de façon à pouvoir reprendre les efforts cycliques alternés découlant de l'accélération dans la direction horizontale.
- ② Les éléments porteurs verticaux de contreventement doivent être liés de manière rigide au cisaillement de façon à pouvoir transmettre les efforts tranchants.

- ① Les sommiers et porteurs entaillés dans la zone de l'appui doivent être sécurisés contre la traction perpendiculaire par des renforts afin d'éviter une possible fissuration.
- ② Les percements proches des appuis ou dans des zones avec des sollicitations élevées d'effort tranchant doivent être assurés par des renforts.
- ③ Les poteaux entaillés sollicités en cisaillement par des actions cycliques doivent être sécurisés par des renforts.

4.5 Parois de stabilisation dans la construction en bois

Les constructions en bois à plusieurs étages sont généralement contreventées par des éléments porteurs plans (planchers et parois). Les systèmes triangulés ou les cadres (systèmes de portiques avec des angles rigides) sont plus rares; on les trouve surtout dans les constructions d'ingénieurs. Dans les systèmes de cadres, il faut particulièrement observer, dans les assemblages d'angle, les efforts de traction perpendiculaire importants qui ne peuvent être que difficilement repris par la faible résistance du bois face à ces contraintes.

La figure 48 illustre différents systèmes de parois fréquemment mis en œuvre dans la construction en bois pour le contreventement horizontal des bâtiments. Dans les figures 49 à 52 ces structures sont classées dans les types A à D en fonction des critères parasismique définis dans le tableau 10 de la norme SIA 265 (2003). Le comportement relatif à la transmission verticale des forces horizontales est décisif pour le classement dans les types A à D. La composition des diaphragmes horizontaux n'est pas considérée.

Selon les données du tableau 10 de la norme SIA 265 (2003), les structures porteuses avec de nombreuses zones d'assemblage ayant un comportement ductile, réparties régulièrement, sont affectées au type D ce qui correspond à un coefficient de comportement $q=3,0$. Il s'agit par exemple des structures porteuses avec des parois reliées mécaniquement, dont le revêtement est lié mécaniquement à l'ossature et dont les assemblages présentent une ductilité $D_s > 3$.

Le type de structures porteuses C regroupe celles qui ont une ductilité moyenne avec un coefficient de comportement $q=2,5$. On y trouve des structures porteuses avec plusieurs zones d'assemblage ayant un comportement hautement ductile comme par ex.:

- des portiques ou des systèmes poteaux traverse avec des liaisons semi-rigides (les raccords aux fondations peuvent être semi-rigides ou articulés)
- des portiques ou des systèmes triangulés avec des assemblages mécaniques aux nœuds (cadre ou triangulation)
- des structures constituées d'éléments de parois avec revêtement collé, pour autant que les éléments soient liés mécaniquement
- des constructions hybrides en cadres porteurs et remplissages non porteurs.

Les structures porteuses avec quelques zones d'assemblages ayant un comportement ductile (par ex. des structures porteuses d'un étage avec poteaux et liaisons semi-rigides aux fondations) présentent dans l'ensemble une ductilité moindre et sont classés dans le type de structures porteuses B, avec coefficient de comportement $q=2,0$.

Toutes les structures porteuses que l'on ne peut ranger dans les types B, C ou D et qui présentent donc une faible ductilité sont classées dans le type A, dont le coefficient de comportement est de $q=1,5$. Parmi ces structures on trouve:

- les structures porteuses en arc
- les portiques avec angles collés
- les structures porteuses avec encastrement rigide dans les fondations
- les ouvrages avec des éléments de parois pour la transmission des forces horizontales sans liaisons mécaniques.

Il est à noter que, lors de la détermination de la classe de ductilité, les zones ductiles de tous les assemblages des types de structures porteuses B à D doivent être conçus avec une ductilité de $D_s > 3$ (chapitre 4.3.2). Par contre, aucune exigence particulière n'est posée aux systèmes porteurs des structures de type A en ce qui concerne tant la conception des zones ductiles que leur dimensionnement. Selon l'Eurocode 8 [14], des valeurs de coefficient de comportement plus élevées sont possibles pour des ouvrages en bois. Afin de les appliquer, il est cependant nécessaire de respecter des règles constructives supplémentaires (voir aussi le chapitre 2.3.2).

Figure 48: Systèmes de parois utilisés pour le contreventement horizontal des constructions en bois.

- 1 Bois panneauauté multicouche
- 2 Bois panneauautés multicouches assemblés
- 3 Paroi en ossature bois
- 4 Structure triangulée

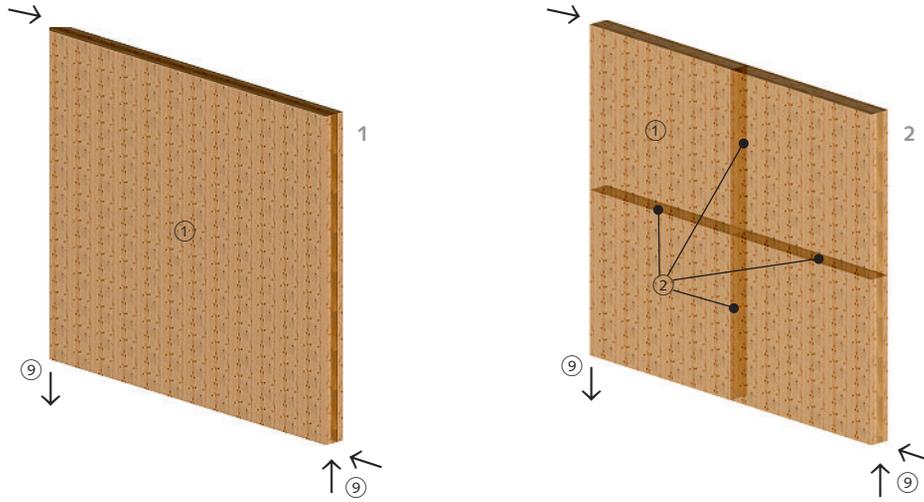


Figure 49: Bois panneauauté multicouche: classement dans les types de structures selon la norme SIA 265 (2003), tableau 10.

Type de structure	A	B	C	D	comportement porteur non ductile	comportement ductile
Coefficient de comportement q	1,5	2,0	2,5	3,0		
① Élément plan solicitation: – flexion/cisaillement		non recommandé		non admis	– élément en béton armé – bois panneauauté multicouche – éléments en bois faits de plusieurs pièces collées	
⑨ Ancrage – ponctuel/linéaire solicitation: – effort normal – effort tranchant					– assemblages collés – anneaux/crampons – boulons – broches ($D_s < 3$)	– broches ($D_s > 3$) – clous élargés – pièces d'acier + clous striés – vis universelles – barres d'acier collées

Figure 50: Bois panneauautés multicouches liés: classement dans les types de structures selon la norme SIA 265 (2003), tableau 10.

Type de structure	A	B	C	D	comportement porteur non ductile	comportement ductile
Coefficient de comportement q	1,5	2,0	2,5	3,0		
① Élément plan solicitation: – flexion/cisaillement		non recommandé		non admis	– élément en béton armé – bois panneauauté multicouche – éléments en bois faits de plusieurs pièces collées	
② Joins de panneaux – ponctuel/linéaire solicitation: – flux de cisaillement					– assemblages collés – anneaux/crampons – boulons – broches ($D_s < 3$)	– agrafes/clous – broches ($D_s > 3$) – pièces d'acier + clous striés – vis universelles – barres d'acier collées
⑨ Ancrage – ponctuel/linéaire solicitation: – effort normal – effort tranchant					– assemblages collés – anneaux/crampons – boulons – broches ($D_s < 3$)	– broches ($D_s > 3$) – clous élargés – pièces d'acier + clous striés – vis universelles – barres d'acier collées

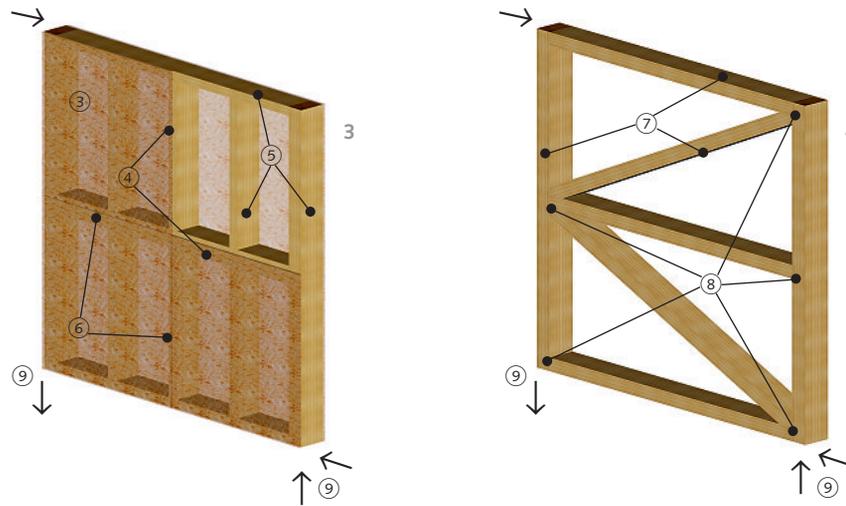


Figure 51: Paroi en ossature bois: classement dans les types de structures selon la norme SIA 265 (2003), tableau 10.

Type de structure	A	B	C	D	comportement porteur non ductile	comportement ductile
Coefficient de comportement q	1,5	2,0	2,5	3,0		
③ Revêtement solicitation: – cisaillement		non recommandé			– dérivés du bois – panneaux minéraux	
④ Assemblage revêtement sur ossature solicitation: – flux de cisaillement					– assemblages collés – attaches ondulées	– agrafes – clous élargés – vis universelles
⑤ Ossature solicitation: – effort normal					– cadres porteurs en bois	
⑥ Joint des éléments – ponctuel/linéaire solicitation: – flux de cisaillement					– assemblages collés – anneaux/crampons – boulons – broches ($D_s < 3$)	– agrafes/clous – broches ($D_s > 3$) – pièces d'acier + clous striés – vis universelles – barres d'acier collées
⑨ Ancrage – ponctuel/linéaire solicitation: – effort normal – effort tranchant					– assemblages collés – anneaux/crampons – boulons – broches ($D_s < 3$)	– broches ($D_s > 3$) – clous élargés – pièces d'acier + clous striés – vis universelles – barres d'acier collées

Figure 52: Treillis: classement dans les types de structures selon la norme SIA 265 (2003), tableau 10.

Type de structure	A	B	C	D	comportement porteur non ductile	comportement ductile
Coefficient de comportement q	1,5	2,0	2,5	3,0		
⑦ Treillis solicitation: – flexion – effort normal		non recommandé			– barres de bois	– barres d'acier
⑧ Nœuds solicitation: – flexion – effort normal – effort tranchant					– assemblages collés – anneaux/crampons – boulons – broches ($D_s < 3$)	– agrafes/clous – broches ($D_s > 3$) – pièces d'acier + clous striés – vis universelles – barres d'acier collées
⑨ Ancrage – ponctuel/linéaire solicitation: – effort normal – effort tranchant					– assemblages collés – anneaux/crampons – boulons – broches ($D_s < 3$)	– broches ($D_s > 3$) – clous élargés – pièces d'acier + clous striés – vis universelles – barres d'acier collées

4.6 Rigidité de différents systèmes de construction en bois

Les constructions en bois multi-étages sont aujourd'hui stabilisées avant tout par des éléments surfaciques. En fonction du choix du système (notamment ossatures ou bois massif), les structures porteuses en bois peuvent présenter une rigidité horizontale nettement plus faible que les constructions massives. Comme la période de vibration fondamentale des constructions en bois multi-étages correspond fréquemment à la portion décroissante du spectre de dimensionnement (voir figure 16), un calcul plus poussé de la rigidité des éléments de contreventement est justifié. Dans cette plage du spectre de dimensionnement, les exigences sismiques diminuent fortement avec l'augmentation de la période de vibration fondamentale, tandis que les déformations horizontales croissent, ce qui peut être problématique, surtout pour les éléments non porteurs sensibles à la déformation ou rendre la vérification de l'aptitude au service sous l'action du vent déterminante. En outre, les effets de 2^e ordre prennent de l'importance en raison des fortes déformations.

Pour déterminer le comportement en déformation et la période de vibration fondamentale de la structure porteuse dans les deux axes en plan du bâtiment, les rigidités horizontales de chaque élément doivent être connues avec le plus de fiabilité possible. Le comportement en déformation des éléments porteurs plans des constructions massives en bois (notamment les bois panneaux de grande surface) est aisément reproduit par une modélisation en barres. Les éléments porteurs plans en ossatures bois sont plus délicats à appréhender. En tant qu'éléments composés, ils comprennent, comme indiqué à la figure 53, des nervures porteuses et un revêtement liés au cisaillement. Les calculs statiques peuvent se faire selon la théorie du champ de cisaillement linéaire-élastique, à condition que le revêtement ne soit pas soumis au voilement. Pour une meilleure compréhension, les étapes de calcul les plus importantes selon [34] et [35] pour l'estimation du comportement à la déformation de parois et de plancher en ossature, sont récapitulées au chapitre 6.1.

4.6.1 Systèmes de parois

La figure 53 compare les rigidités de différents systèmes de parois. La rigidité des parois en ossature bois est estimée à partir des modèles de calcul analytiques présentés au chapitre 6.1.1. Il apparaît que la rigidité des divers systèmes de parois diffère fortement de l'un à l'autre. La paroi en béton armé est environ 6 fois plus rigide que l'élément de paroi en bois panneau multicouche et plus de 120 fois plus rigide que la paroi en ossature bois agrafée sur un rang.

La possibilité d'utiliser différents systèmes pour former les parois porteuses permet à l'ingénieur constructeur d'optimiser le plan en ce qui concerne la concordance des centres de masse et de rigidité. Par exemple, une paroi porteuse dans un système à ossature bois peut être exécutée en bois panneau multicouche afin d'influencer la position de centre de rigidité. Mais le choix d'un système de paroi différent a des conséquences, dans la mesure où le coefficient de comportement q doit toujours être choisi en fonction de l'élément de paroi le moins ductile. Dans l'exemple mentionné, le coefficient de comportement q de la paroi en bois panneaux selon les figures 49, respectivement 50, serait donc déterminant pour l'ensemble de la structure.

4.6.2 Systèmes de planchers

Le chapitre 4.1.6 a mis en évidence l'influence décisive que peut avoir la composition des planchers des étages sur le comportement sismique d'une structure porteuse. La figure 54 montre que la rigidité des éléments de plancher est aussi fortement influencée par leur type d'ancrage aux parois porteuses. Cette influence est particulièrement marquée pour les planchers mixtes bois-béton. La rigidité de ces derniers (ensemble du système, y c. l'ancrage) est environ 44 fois plus grande que celle des planchers en ossature bois avec agrafage sur un rang, et près de 4 fois plus importante que celle d'un plancher réalisé en bois panneaux multicouches.

On obtient de grandes rigidités avec les planchers nervurés à revêtement collé et avec les planchers en bois panneaux multicouches. Ces systèmes demandent que les joints entre les éléments de plancher préfabriqués soient rendus suffisamment rigides lors du montage. La rigidité des planchers nervurés avec revêtement agrafé est faible, comparée à celle des autres systèmes. Pour ces systèmes de plancher, il faut particulièrement tenir compte de l'influence de la rigidité du plancher dans l'analyse de la structure porteuse (voir chapitre 4.1.6).

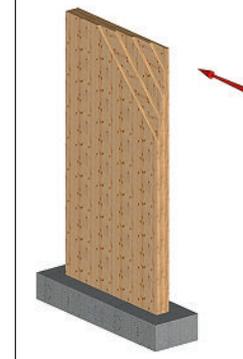
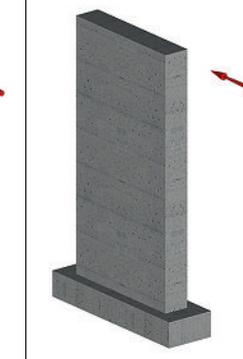
Système	Paroi ossature bois revêtement agrafé sur 1 rang	Paroi ossature bois revêtement agrafé sur 3 rangs	Paroi ossature bois revêtement collé	Bois panneaué multicouche	Paroi de béton armé (béton fissuré)
					
Composition de la paroi	<p>Ossature: traverse haute 60/140 mm semelle 60/140 mm poteau 60/140 mm bois de rive 60/140 mm</p> <p>Revêtement: OSB3 $t = 15$ mm agrafes $1,53 \times 50$ mm, $a_v = 50$ mm 1 rang</p> <p>Ancrage: une tôle d'acier entaillée $t = 8$ mm broches 8 mm, 1 rangée de 2 pièces</p>	<p>Ossature: traverse haute 100/140 mm semelle 100/140 mm poteau 100/140 mm bois de rive 100/140 mm</p> <p>Revêtement: OSB3 $t = 15$ mm agrafes $1,53 \times 50$ mm, $a_v = 23$ mm 3 rangs</p> <p>Ancrage: deux tôles d'acier entaillées $t = 8$ mm broches 8 mm, 2 rangées de 4 pièces</p>	<p>Ossature: traverse haute 100/140 mm semelle 100/140 mm poteau 100/140 mm bois de rive 100/140 mm</p> <p>Revêtement: panneau trois plis $t = 27$ mm, collé couches 9/9/9</p> <p>Ancrage: deux tôles d'acier entaillées $t = 8$ mm broches 8 mm, 2 rangées de 5 pièces</p>	<p>Construction: bois panneaué multicouche $t = 140$ mm couches 30/25/30/25/30 module E 7000 N/mm² module G 500 N/mm²</p> <p>Ancrage: deux tôles d'acier entaillées $t = 8$ mm broches 8 mm, 4 rangées de 10 pièces</p>	<p>Construction: paroi de béton armé $t = 200$ mm module E 15 000 N/mm² module G 7250 N/mm² (modules E et G réduits de 50% en raison de la fissuration)</p>
Rigidité	0,7 kN/mm	2,7 kN/mm	4,0 kN/mm	14,3 kN/mm	82,0 kN/mm
Part de déformation	<p>ancrage 18%</p> <p>revêtement 10%</p> <p>effort normal poteaux 6%</p> <p>moyens d'assemblage 66%</p>	<p>ancrage 9%</p> <p>revêtement 39%</p> <p>effort normal poteaux 13%</p> <p>moyens d'assemblage 39%</p>	<p>ancrage 11%</p> <p>revêtement 70%</p> <p>effort normal poteaux 19%</p>	<p>ancrage 6%</p> <p>cisaillement 46%</p> <p>flexion 48%</p>	<p>ancrage 0%</p> <p>cisaillement 13%</p> <p>flexion 87%</p>

Figure 53: Rigidités de différentes parois de 2,5 m de haut et 1,25 m de large, en tenant compte des déformations résultant du cisaillement dans le revêtement, de sa fixation, de l'effort normal dans les poteaux, et de celles dues à l'ancrage.

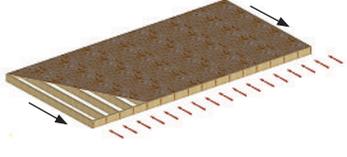
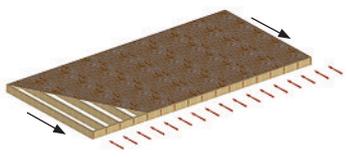
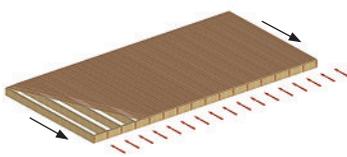
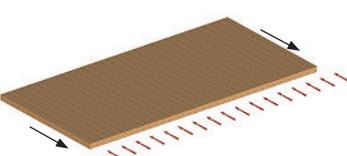
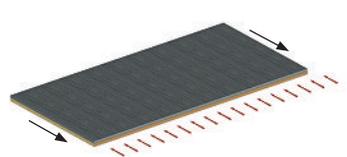
Système		Composition du plancher	Rigidité ¹⁾	Part de déformation
Plancher nervuré revêtement agrafé sur 1 rang		Plancher nervuré: nervure princ. 80/280 mm bois de rive 80/280 mm revêtement OSB3 $t = 15$ mm agrafes 1,53 x 50 mm, $a_v = 40$ mm 1 rang ancrage vis autoforeuses 8 mm, $a_v = 250$ mm	0,85 kN/m	ancrage 11% assemblage 69% effort normal poteaux 4% revêtement 16%
Plancher nervuré revêtement agrafé sur 2 rangs		Plancher nervuré: nervure princ. 80/280 mm bois de rive 80/280 mm revêtement OSB3 $t = 15$ mm agrafes 1,53 x 50 mm, $a_v = 25$ mm 2 rangs ancrage vis autoforeuses 8 mm, $a_v = 80$ mm	1,89 kN/m	ancrage 8% assemblage 47% effort normal poteaux 9% revêtement 36%
Plancher nervuré revêtement collé		Plancher nervuré: nervure princ. 80/280 mm bois de rive 80/280 mm revêtement panneau trois plis $t = 27$ mm, collé clous 2,8 x 80 mm, $a_v = 40$ mm 1 rang ancrage vis autoforeuses 8 mm, $a_v = 80$ mm	3,33 kN/m	ancrage 13% assemblage 0% effort normal poteaux 13% revêtement 74%
Plancher en bois massif constitué de bois panneautés multicouches		Plancher en bois massif: bois panneautés multicouches 200 mm couches 40/40/40/40/40 éléments 5 pièces de 2 m de large assemblage des joints d'éléments avec vis autoforeuses 7 mm, $a_v = 50$ mm ancrage avec vis autoforeuses 8 mm, $a_v = 60$ mm	10,0 kN/m	ancrage 43% assemblage de joint d'élément 26% cisaillement 31% flexion 0%
Plancher mixte bois-béton (stade non fissuré)		plancher mixte bois-béton: planches juxtaposées $\pm 100/120$ mm béton de couverture $\pm 100/120$ mm liaison adhérence par frottement ancrage avec vis autoforeuses 8 mm, $a_v = 80$ mm, 2 rangs	37,0 kN/m ²⁾	ancrage 78% assemblage 0% cisaillement 7% flexion 15%

Figure 54:

Rigidités de différentes dalles de 10 m de long et 5 m de large en tenant compte des déformations résultant du cisaillement dans le revêtement, de sa fixation, de l'effort normal sur les pièces de bois de ceinture, et de celles dues à la configuration du raccordement des extrémités de la dalle à deux murs porteurs parallèles à la direction d'action.

1) charge linéaire uniforme, provoquant dans le plancher une déformation de 1,0 mm

2) La prise en compte de la fissuration n'est pas déterminante, car la rigidité du diaphragme de plancher reste prédominante par rapport à celle de l'ancrage.

5 Exemple d'application

Ce chapitre présente à titre d'exemple l'analyse structurale des parois reprenant les charges horizontales d'un bâtiment de quatre niveaux et leur dimensionnement. La structure respecte les bases de la conception parasismique, c'est-à-dire qu'elle remplit les critères de régularité tant en plan qu'en élévation. Afin que les actions sismiques soient déterminantes, la zone sismique choisie est la Z3b, en relation avec un terrain de plutôt mauvaise qualité de la classe de sol de fondation C. Pour des bâtiments comportant plus de quatre niveaux, les sollicitations de vent peuvent être en partie déterminantes.

Dans l'exemple, les dimensions sont déterminées par rapport à l'aptitude au service sous l'action du vent et contrôlées sommairement sous la sollicitation de séisme. A partir de cette structure, la rigidité horizontale est déterminée et avec elle la période de vibration fondamentale. A cette occasion, les avantages et inconvénients respectifs des différentes mé-

thodes pour la détermination de la période de vibration fondamentale sont mis en évidence.

L'analyse structurale a lieu sur la base de la théorie des forces de remplacement en considérant la torsion, due à la différence de position entre le centre de gravité et le centre de cisaillement à chaque étage, ainsi que les effets du second ordre. En complément et à des fins de comparaison, la structure est analysée également à l'aide de la méthode du spectre de réponse en s'appuyant sur un modèle tri-dimensionnel.

Après le calcul complet des efforts intérieurs, le dimensionnement des sections déterminantes a lieu en fin de chapitre, tout comme le contrôle du respect des conditions de ductilité.

5.1 Bases de calcul

5.1.1 Concept du bâtiment et dimensions

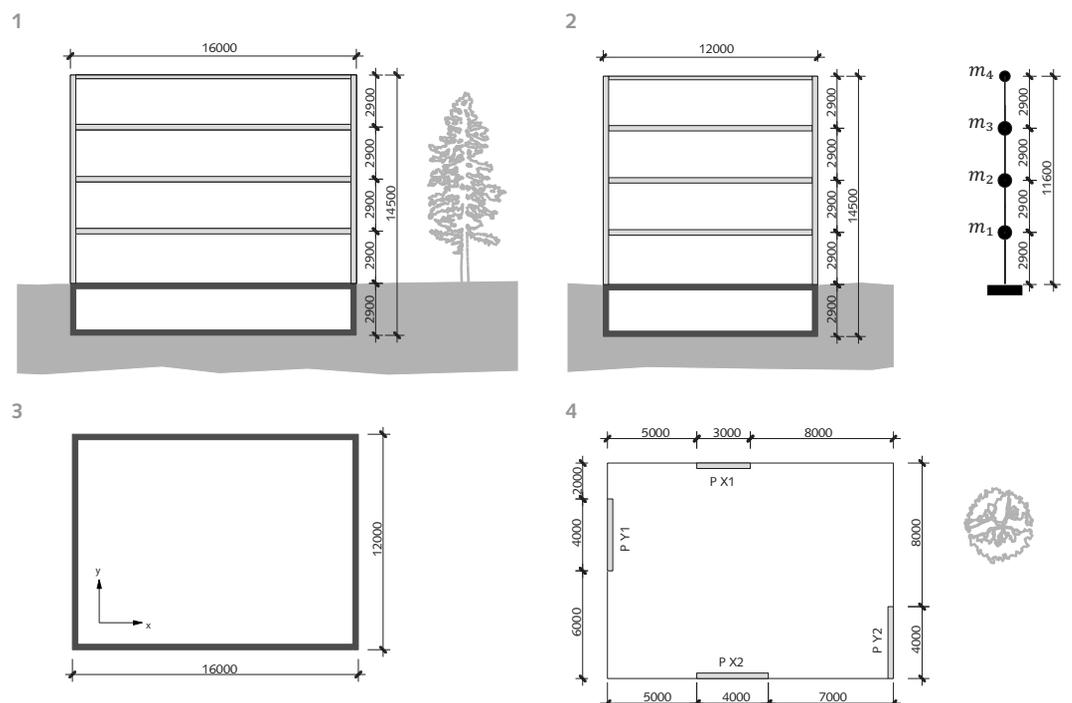
Le bâtiment est à usage d'habitation et son sous-sol en béton forme une boîte rigide, tandis que les quatre niveaux aériens sont en ossature bois. L'ouvrage est à plan compact rectangulaire et possède ainsi une forme simple. Les centres de masse et de cisaillement sont proches à chaque étage. La distribution du bâtiment a lieu par des coursives reliées par une cage d'escalier en métal, extérieure

au plan du bâtiment (non représentée sur la figure 55). Les structure de l'ouvrage et de la cage d'escalier sont découplées et stabilisées séparément.

Le système de stabilisation de l'immeuble se compose de deux parois continues sur tous les niveaux dans chacune des directions principales. Les parois sont reliées entre elles par des voiles de plancher ri-

Figure 55: Géométrie du bâtiment de l'exemple d'application. Dimensions en mm.

- 1 Coupe longitudinale
- 2 Coupe transversale avec console de substitution
- 3 Plan du sous-sol
- 4 Plan des étages supérieurs avec situation et dimensions des parois PX1, PX2, PY1 et PY2



guides en structure mixte bois-béton. Grâce aux parois disposées en périphérie, la rigidité à la torsion est importante.

La répartition sur la hauteur du bâtiment des rigidités horizontales, de la résistance face aux charges horizontales et des masses ne connaît pas de discontinuité (sauf au passage du plancher du rez).

De cette manière, les règles principales de la conception parasismique sont respectées, ce qui assure au bâtiment un bon comportement en cas de séisme.

Dans ce qui suit, on ne considère plus que la structure du bâtiment.

5.1.2 Poids propre et charges permanente

La structure porteuse de la toiture, recouverte par une végétation extensive, est constituée d'éléments en caisson, tandis que les planchers sont composés d'éléments mixtes bois-béton. Toutes les parois intérieures et extérieures sont en ossature bois.

Le poids propre des cloisons non porteuses intérieures est reparti de manière forfaitaire sur la surface:

$$g_k = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

La charge répartie de la toiture plate résulte de sa composition et de la prise en compte de la moitié de la charge des parois intérieures:

$$g_k = 3,29 \text{ kN/m}^2 + 0,25 \text{ kN/m}^2 = 3,54 \text{ kN/m}^2$$

La charge répartie des planchers résulte de leur composition et de la prise en compte de la charge des parois intérieures:

$$g_k = 5,83 \text{ kN/m}^2 + 0,50 \text{ kN/m}^2 = 6,33 \text{ kN/m}^2$$

La charge surfacique des parois extérieures, d'après leur composition, est de:

$$g_k = 1,05 \text{ kN/m}^2$$

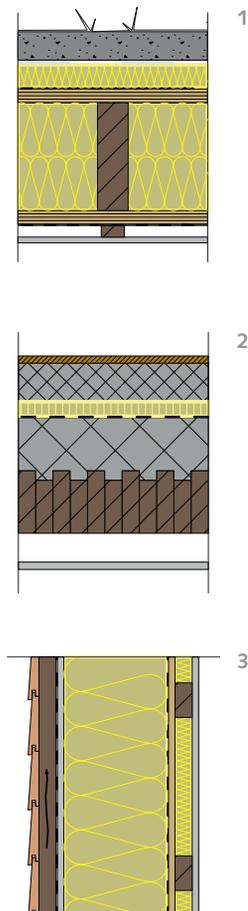


Figure 56: Composition des éléments d'ouvrage.

1 Composition toiture:

- Substrat 80 mm, saturable
- Étanchéité 5 mm
- Isolation avec forme de pente 40–100 mm
- Élément en caisson:
 - lamibois à plis transversaux 36 mm, vissé-collé
 - nervures 80/280 mm, $a = 416$ mm/Isolation fibres minérales
 - lamibois à plis transversaux 36 mm, vissé-collé
- Frein vapeur
- Plafond plâtre 2 x 15 mm

2 Composition plancher:

- Parquet 15 mm
- Chape ciment 80 mm
- Isolation au bruit de choc 30 mm
- Plancher mixte bois-béton:
 - béton 120 mm
 - planches juxtaposées 120 mm
- Plafond plâtre suspendu 2 x 15 mm

3 Composition paroi extérieure:

- Lambris de façade 24 mm
- Lattage/Ventilation 40 mm
- Plaque de plâtre fibrée 15 mm
- Montants 60/240 mm, $a = 625$ mm/Isolation fibres minérales
- Frein vapeur
- Panneau OSB3 15 mm
- Lattage d'installation 40 mm/Isolation fibres minérales
- Plaque de plâtre fibrée 15 mm

5.1.3 Charge utile des planchers

Selon l'affectation du bâtiment en catégorie A, habitation, la charge utile q_k des planchers jusqu'au troisième étage et le coefficient de réduction ψ_2 pour la partie quasi permanente de la charge utile sont les suivants:

$$q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_2 = 0,3$$

5.1.4 Neige

La valeur caractéristique de la charge de neige q_k est déterminée par rapport à l'altitude de référence h_0 qui, outre l'altitude h , intègre les conditions climatiques régionales. Ici on choisit:

$$h = 490 \text{ m}$$

$$h_0 = 490 \text{ m} \pm 0 \text{ m} = 490 \text{ m}$$

Coefficient de forme de toiture pour un toit plat:

$$\mu_i = 0,8$$

Coefficient d'exposition choisi:

$$C_e = 1,0$$

Coefficient thermique choisi:

$$C_T = 1,0$$

La valeur caractéristique de la charge de neige sur un terrain horizontal s_k et la valeur caractéristique de la charge de neige q_k sont déterminées au moyen des relations suivantes:

$$s_k = \left[1 + \left(\frac{h_0}{350} \right)^2 \right] \cdot 0,4 = \left[1 + \left(\frac{490}{350} \right)^2 \right] \cdot 0,4$$

$$s_k = 1,18 \text{ kN/m}^2$$

$$q_k = \mu_i \cdot C_e \cdot C_T \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,18 \text{ kN/m}^2$$

$$q_k = 0,95 \text{ kN/m}^2$$

Le coefficient de réduction ψ_2 pour la part quasi permanente de la charge de neige s'exprime, en fonction de l'altitude de référence, par:

$$\psi_2 = 1 - \frac{1000}{h_0} \geq 0$$

$$1 - \frac{1000}{490} = -1,04$$

$$\psi_2 = 0$$

5.1.5 Vent

Sans référence à un lieu, un terrain de la catégorie III pour la détermination de la pression dynamique été choisi.

Valeur de référence de la pression dynamique:

$$q_{p0} = 0,9 \text{ kN/m}^2$$

Hauteur du bâtiment:

$$z = 11,6 \text{ m}$$

Hauteur du gradient choisi:

$$z_g = 450 \text{ m}$$

Exposant de rugosité du sol choisi:

$$\alpha_r = 0,23$$

Facteur de réduction dans les directions x et y:

$$c_{red,x} = 0,88$$

$$c_{red,y} = 0,86$$

Facteur dynamique:

$$c_d = 1,0$$

Coefficient de force dans les directions x et y:

$$c_f = 1,05$$

Surfaces de référence de l'ouvrage dans les directions x et y:

$$A_{ref,x} = 11,6 \text{ m} \cdot 12,0 \text{ m}$$

$$A_{ref,y} = 11,6 \text{ m} \cdot 16,0 \text{ m}$$

Le coefficient du profil de répartition du vent c_h ainsi que finalement la pression dynamique q_p et la valeur caractéristique de la force globale due au vent Q_d sont tirées des expressions suivantes:

$$c_h = 1,6 \cdot \left[\left(\frac{z}{z_g} \right)^{\alpha_r} + 0,375 \right]^2$$

$$= 1,6 \cdot \left[\left(\frac{11,6}{450} \right)^{0,23} + 0,375 \right]^2 = 1,04$$

$$q_p = c_h \cdot q_{p0} = 1,04 \cdot 0,9 \text{ kN/m}^2 = 0,936 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_k = c_{red} \cdot c_d \cdot c_f \cdot q_p \cdot A_{ref}$$

$$Q_{k,x} = 0,88 \cdot 1,0 \cdot 1,05 \cdot 0,936 \text{ kN/m}^2 \cdot 11,6 \text{ m} \cdot 12,0 \text{ m}$$

$$Q_{k,x} = 120 \text{ kN}$$

$$Q_{k,y} = 0,86 \cdot 1,0 \cdot 1,05 \cdot 0,936 \text{ kN/m}^2 \cdot 11,6 \text{ m} \cdot 16,0 \text{ m}$$

$$Q_{k,y} = 157 \text{ kN}$$

La valeur de calcul de la force globale du vent Q_d est de:

$$Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k$$

$$Q_{d,x} = 1,5 \cdot 120 \text{ kN} = 180 \text{ kN}$$

$$Q_{d,y} = 1,5 \cdot 157 \text{ kN} = 235 \text{ kN}$$

5.1.6 Séisme

Les données déterminantes du bâtiment ont été choisies comme suit:

Zone sismique Z3b, avec valeur de calcul de l'accélération du sol

$$a_{gd} = 1,60 \text{ m/s}^2$$

Classe de sol de fondation C avec paramètres du spectre de dimensionnement:

$$S/T_B/T_C/T_D = 1,15/0,20 \text{ s}/0,60 \text{ s}/2,00 \text{ s}$$

Classe d'ouvrage CO I avec facteur d'importance:

$$\gamma_f = 1,0$$

Comportement ductile de la structure, type de structure D (parois en ossature) avec coefficient de comportement:

$$q = 3,0$$

Masses et actions quasi permanentes

Afin de totaliser les actions horizontales fictives F_h correspondant aux charges permanentes et quasi permanentes, on considère la valeur caractéristique du poids propre de l'étage ou de la toiture G_k , en intégrant les cloisons intérieures de manière forfaitaire et le poids propre des parois extérieures, ainsi que la valeur caractéristique de l'action variable Q_k , la charge utile pour les planchers ou la neige pour la toiture, en considérant le facteur de réduction pour la part quasi permanente de l'action variable ψ_2 .

$$F_h = G_k + \sum Q_k \cdot \psi_2$$

$$F_{h,rez-2e} = 12 \text{ m} \cdot 16 \text{ m} \cdot (6,33 \text{ kN/m}^2 + 2,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,3) + 2,9 \text{ m} \cdot 2 \cdot (12 \text{ m} + 16 \text{ m}) \cdot 1,05 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{h,rez-2e} = 1501 \text{ kN}$$

$$F_{h,3e} = 12 \text{ m} \cdot 16 \text{ m} \cdot 3,54 \text{ kN/m}^2 + 1,45 \text{ m} \cdot 2 \cdot (12 \text{ m} + 16 \text{ m}) \cdot 1,05 \text{ kN/m}^2 = 765 \text{ kN}$$

Figure 57:
Masses des étages à
considérer pour le calcul
de l'action sismique.

Situation	Action permanente		Action permanente		Action variable		Masse	Action horizontale fictive
	Poids propre plancher/parois int.		Poids propre paroi ext.		Neige/charge utile			
	A	g _k	A	g _k	q _k	ψ ₂	m	F _h
3 ^e	192 m ²	3,54 kN/m ²	81 m ²	1,05 kN/m ²	0,90 kN/m ²	0,00	77 t	765 kN
2 ^e	192 m ²	6,33 kN/m ²	162 m ²	1,05 kN/m ²	2,00 kN/m ²	0,30	150 t	1501 kN
1 ^{er}	192 m ²	6,33 kN/m ²	162 m ²	1,05 kN/m ²	2,00 kN/m ²	0,30	150 t	1501 kN
Rez	192 m ²	6,33 kN/m ²	162 m ²	1,05 kN/m ²	2,00 kN/m ²	0,30	150 t	1501 kN
Somme							527 t	5268 kN

5.2 Prédimensionnement de la stabilisation horizontale

Outre l'action sismique, la stabilisation d'un bâtiment doit également être à même de reprendre celle du vent. Des calculs de comparaison pour des situations typiques en Suisse ont montré qu'en fonction des paramètres déterminants pour l'action sismique, des dimensions du bâtiment et de la constitution de la structure, aussi bien l'action du vent que celle du séisme pouvait être déterminante dans le dimensionnement de certaines parties d'ouvrage. Les vérifications sont donc à mener aussi bien pour le vent que pour le séisme.

Le prédimensionnement permet à l'ingénieur projecteur de fixer la structure de stabilisation dans la phase de la conception. Le prédimensionnement présenté s'appuie sur l'application de la méthode des forces de remplacement selon la norme SIA 261 (voir chapitre 3.1.1).

Le prédimensionnement suit les étapes suivantes:

- Réflexion sur les parois (chapitre 5.2.1)
- Détermination des efforts intérieurs pour l'action vent (chapitre 5.2.2)
- Conception des parois (chapitre 5.2.3)
- Evaluation de la période de vibration fondamentale (chapitre 5.2.4)
- Détermination des efforts intérieurs pour l'action sismique (chapitre 5.2.5)
- Mise en parallèle des efforts intérieurs sous l'effet du vent et du séisme (chapitre 5.2.6)
- Adaptation éventuelle des parois et de leurs ancrages face à l'action sismique

Lorsque dans les dernières phases de travail, les parois doivent être adaptées d'une manière telle qu'elles soient sensiblement plus rigides que lors du calcul des forces de remplacement, les étapes de prédimensionnement doivent être reprises à partir de l'évaluation de la période de vibration fondamentale.

5.2.1 Réflexions sur les parois

Toutes les parois sont construites de la même manière. La rigidité horizontale est donc constante sur la hauteur du bâtiment.

La structure en ossature choisie, avec un revêtement en OSB agrafé, est relativement souple comparée à d'autres méthodes de construction. Par ailleurs, l'agrafage est un élément qui se prête particulièrement bien à la dissipation d'énergie, car il dispose d'une grande capacité de déformation, particulièrement dans le domaine plastique. En plus l'espacement des agrafes peut être adapté de manière idéale aux exigences de rigidité et de résistance. En revanche les ancrages, les liaisons au passage des étages et toutes les pièces en bois font partie des éléments qu'il faut surdimensionner.

Dans cet ensemble, il est recommandé de concevoir l'agrafage comme l'élément le plus souple avec la résistance la plus faible. L'état limite est donné de cette manière par l'aptitude au service sous l'action du vent (avec incorporés fragiles) au niveau du rez. En partant de la résistance choisie de l'agrafage, les autres éléments peuvent être surdimensionnés en conséquence.

Cette matérialisation des parois de stabilisation conduit d'une part au comportement souhaité lors de la classification de la structure dans le type D avec un coefficient de comportement q de 3,0, et d'autre part, grâce à une période de vibration fondamentale élevée, à des forces de remplacement du séisme les plus faibles possible.

5.2.2 Détermination des efforts intérieurs sous l'action du vent

La figure 58 présente la valeur de calcul pour la sécurité structurale de l'action globale du vent avec $\gamma_Q = 1,5$, sa répartition sur les différents planchers du bâtiment, ainsi que les efforts intérieurs correspondants. La figure 59 présente les mêmes actions pour l'aptitude au service, avec cette fois-ci les valeurs de calcul déterminées avec $\gamma_Q = 1,0$.

Figure 58: Valeurs de calcul pour la vérification de la sécurité structurale ($\gamma_Q = 1,5$)

- 1 Actions globales du vent sur le bâtiment Q_d
- 2 Répartition des forces de vent F_d sur les planchers
- 3 Efforts tranchants V_d
- 4 Moments de flexion M_d

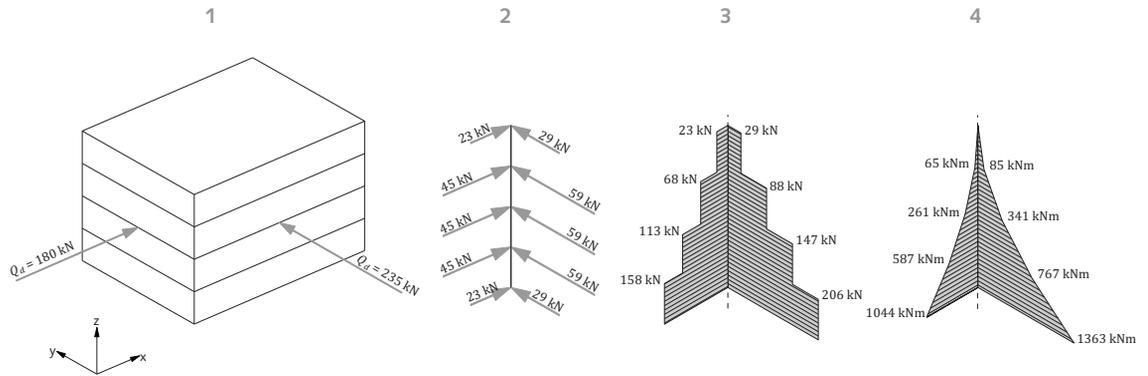
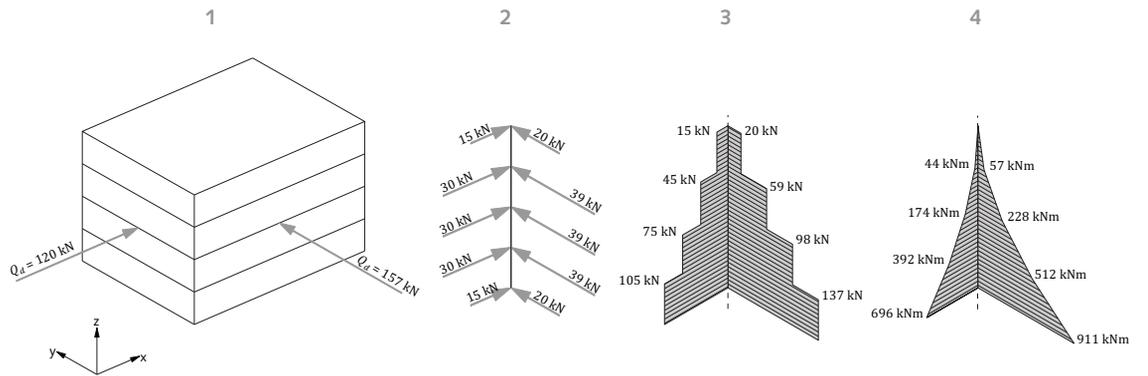


Figure 59: Valeurs de calcul pour la vérification de l'aptitude au service ($\gamma_Q = 1,0$)

- 1 Actions globales du vent sur la bâtiment Q_d
- 2 Répartition des forces de vent F_d sur les planchers
- 3 Efforts tranchants V_d
- 4 Moments de flexion M_d



5.2.3 Conception des parois de stabilisation

Etats limites

Les exigences en matière d'aptitude au service sous l'action du vent sont définies dans la norme SIA 260 (2003) tableau 3, de la manière suivante:

- avec des incorporés fragiles $u_h < h/500$
déplacement horizontal maximal u_h par étage, en fonction de la hauteur d'étage h pour un cas de charge rare.
- avec des incorporés ductiles $u_h < H/300$
déplacement horizontal maximal u_h du sommet du bâtiment, en fonction de la hauteur totale de l'ouvrage H pour un cas de charge fréquent.

Puisque les bâtiments multiétages contemporains en bois possèdent souvent de grandes surfaces vitrées en façade, et que les attentes sont élevées en ce qui concerne l'aménagement intérieur, la structure doit remplir en général les exigences liées aux incorporés fragiles.

Répartition des actions globales du vent sur les parois de stabilisation

La répartition des efforts intérieurs sur les parois dépend de leur rigidité horizontale respective. Selon leur type de construction, celle-ci est avant tout fonction de leur rigidité au cisaillement, de leur rigidité à l'allongement, ou de leur rigidité à la flexion (voir chapitre 4.7). Si toutes les parois sont construites de la même manière (type et épaisseur du revêtement, de la connexion, etc.) et s'il en existe au moins deux par direction principale, les efforts intérieurs se répartissent entre les parois en fonction de leur longueur. La figure 60 résume cette situation. Ces formules ne considérant pas la torsion due à des charges excentriques, elles ne sont valables que pour des parois disposées de manière approximativement symétrique.

Figure 60:
Répartition des efforts intérieurs sur les parois (approximation) en considérant leur rigidité horizontale. Les efforts de torsion éventuels ne sont pas considérés.

Rigidité déterminante pour le déplacement horizontal de la paroi	Système sollicité avant tout au cisaillement (rigidité cis. GA^* [kN])	Système sollicité avant tout à l'effort normal (rigidité all. EA [kN])	Système sollicité avant tout en flexion (rigidité flex. EI [kNmm ²])
Exemple	Paroi en ossature revêtement agrafé	Système en barre par ex. treillis	Bois panneauité multicouche Parois en béton
Formule pour la répartition des efforts intérieurs	$V_{d,i} = \frac{V_d \cdot l_i}{\sum_{j=1}^n l_j}$	$V_{d,i} = \frac{V_d \cdot l_i^2}{\sum_{j=1}^n l_j^2}$	$V_{d,i} = \frac{V_d \cdot l_i^3}{\sum_{j=1}^n l_j^3}$

Les parois de l'exemple d'application sont réalisées en ossature avec un revêtement agrafé. Ce système est sensible avant tout aux sollicitations de cisaillement. Les parois PY1 et PY2 sont longues toutes deux de 4 m. L'effort tranchant total se répartit donc par moitié sur chacune. Pour les parois PX1 et PX2 le calcul de la répartition est présenté dans ce qui suit.

Sur la base des mêmes expressions, les moments et les actions globales du vent sont répartis entre les parois. Il en résulte les efforts intérieurs de prédimensionnement des parois résumés aux figures 61 et 62.

$$V_{d,i} = \frac{V_d \cdot l_i}{\sum_{j=1}^n l_j}$$

l_i longueur de la paroi i [m]

l_j longueur de la paroi j [m]

V_d effort tranchant global [kN]

$V_{d,i}$ part de l'effort tranchant V_d pour la paroi i [kN]

$$V_{d,PX1} = \frac{105 \text{ kN} \cdot 3 \text{ m}}{3 \text{ m} + 4 \text{ m}} = 45 \text{ kN}$$

$$V_{d,PX2} = \frac{105 \text{ kN} \cdot 4 \text{ m}}{3 \text{ m} + 4 \text{ m}} = 60 \text{ kN}$$

Figure 61:

Valeur de calcul par paroi des efforts intérieurs dus à l'action du vent, au niveau de l'horizon d'encastrement pour la sécurité structurale ($\gamma_Q = 1,5$).

Paroi	PX1	PX2	PY1	PY2
V_d	68 kN	90 kN	103 kN	103 kN
M_d	448 kNm	597 kNm	682 kNm	682 kNm

Figure 62:

Valeur de calcul par paroi des efforts intérieurs et de la charge globale dus à l'action du vent, au niveau de l'horizon d'encastrement pour l'aptitude au service ($\gamma_Q = 1,0$).

Paroi	PX1	PX2	PY1	PY2
V_d	45 kN	60 kN	69 kN	69 kN
M_d	298 kNm	398 kNm	456 kNm	456 kNm
Q_d	51 kN	69 kN	78,5 kN	78,5 kN

Dimensionnement de l'agrafage et du revêtement

Il est possible d'estimer la rigidité de substitution nécessaire dans la direction y (action du vent plus importante pour une rigidité pratiquement égale que dans la direction x, et même type de sollicitations) à partir de l'action globale de vent tirée de la figure 61, des exigences de l'aptitude au service avec des incorporés à caractère fragile, des formules de détermination de la déformation d'un bâtiment au rez selon le chapitre 6.2.5, ainsi que de la connaissance du comportement à la déformation des parois (déformation totale: env. 80% de déformation au cisaillement et 20% en flexion de la paroi et rotation des ancrages, voir chapitre 4.6). Il est ainsi possible à l'aide des diagrammes du chapitre 6.2.4 de choisir la constitution du revêtement et de l'agrafage. Les choix retenus pour l'exemple d'application sont donnés à la figure 63.

Avec l'approche choisie pour le dimensionnement de l'agrafage et du revêtement, ainsi qu'en considérant un comportement linéaire de tous les éléments constituant la paroi, on peut partir du fait que l'agrafage sera le maillon faible de la paroi.

$$u_h < h/500 = 2900 \text{ mm}/500 = 5,8 \text{ mm}$$

Déformation au cisaillement:

$$u_{h,GA} = u_h \cdot 80\% = 4,6 \text{ mm}$$

$$u_{h,GA} = \frac{7 \cdot Q_d \cdot h}{8 \cdot GA_{sub}^*}$$

$$GA_{sub}^* = \frac{7 \cdot Q_d \cdot h}{8 \cdot u_{h,GA}} = \frac{7 \cdot 78,5 \text{ kN} \cdot 2,9 \text{ m}}{8 \cdot 0,0046 \text{ m}} = 43 \text{ MN}$$

Dimensionnement de l'ancrage

En respectant les conditions de dimensionnement de l'agrafage et du revêtement, on peut choisir, pour le dimensionnement de l'ancrage, l'approche du surdimensionnement par rapport à la résistance de l'agrafage.

Pour l'effort tranchant, ceci peut être réalisé directement. Pour l'ancrage du moment, il est nécessaire de convertir l'effort tranchant en moment. Pour la méthode des forces de remplacement, il est facile de déterminer une relation entre l'effort tranchant et le moment dans les ancrages des montants de bord, à condition que les charges permanentes et quasi permanentes (E_d) se répartissent sur les quatre niveaux, du rez au 3^e (toiture), selon le rapport 1/1/1/0,5 et que la hauteur des étages (h) soit constante (voir chapitre 6.2.1). Dans ce cas, les effets du second ordre et l'influence de la torsion n'est prise en compte que de manière simplifiée par une relation linéaire entre l'effort tranchant et le moment (facteur p), ce qui est néanmoins suffisant lors de l'application de la méthode des forces de remplacement. Le surdimensionnement peut avoir lieu par analogie aux formules 23–27 du chapitre 3.2.3, dans lesquelles une réduction du moment par le facteur $1/\kappa$ n'est pas recommandée dans cet exemple d'application (voir chapitre 5.8.2).

Dans ce qui suit, le calcul de la résistance nécessaire des ancrages à l'effort tranchant et au moment de la paroi PX1 est présenté. Les constitutions choisies à l'aide des diagrammes du chapitre 6.2.4 sont résumées à la figure 63. Puisque la rigidité des ancrages n'influence pas de manière significative la rigidité totale de la paroi, il existe dans ce cas une assez grande liberté pour le choix de la composition de ceux-ci, en considérant qu'une résistance élevée pour l'ancrage du moment signifie dans le même temps une plus haute réserve pour la reprise des charges verticales.

$$V_d^+ \geq 1,2 \cdot V_{Rd}$$

$$V_d^+ \geq 1,2 \cdot 170 \text{ kN} = 204 \text{ kN}$$

$$M_d/V_d = 22/8 \cdot h$$

$$M_d^+ \geq V_d^+ \cdot 22/8 \cdot h$$

$$M_d^+ \geq 204 \text{ kN} \cdot 22/8 \cdot 2,9 \text{ m} = 1627 \text{ kNm}$$

Figure 63:
Constitutions des paroi
choisies et résistances V_{Rd}
et M_{Rd} correspondantes
pour $\eta_t = 1,0$ et $\eta_w = 1,0$.

Paroi	PX1	PX2	PY1	PY2
Longueur	3,0 m	4,0 m	4,0 m	4,0 m
Revêtement	2 x OSB3 15 mm			
Agrafage	agrafes 1,53 x 55 mm, agrafage sur deux rangs, $a_v = 24$ mm	agrafes 1,53 x 55 mm, agrafage sur deux rangs, $a_v = 24$ mm	agrafes 1,53 x 55 mm, agrafage sur deux rangs, $a_v = 24$ mm	agrafes 1,53 x 55 mm, agrafage sur deux rangs, $a_v = 24$ mm
V_{Rd}	~170 kN	~225 kN	~225 kN	~225 kN
Filière	BLC GL28h 140/240 mm			
Liaison par broches	8 broches sur 2 rangs, $d = 10$ mm	8 broches sur 2 rangs, $d = 10$ mm	8 broches sur 2 rangs, $d = 10$ mm	8 broches sur 2 rangs, $d = 10$ mm
V_{Rd}	~250 kN	~250 kN	~250 kN	~250 kN
Montant de bord	BLC GL28h 240/240 mm			
Liaison par broches	16 broches sur 4 rangs, $d = 10$ mm	16 broches sur 4 rangs, $d = 10$ mm	16 broches sur 4 rangs, $d = 10$ mm	16 broches sur 4 rangs, $d = 10$ mm
M_{Rd}	~1540 kNm	~2050 kNm	~2050 kNm	~2050 kNm
GA^*_{sub}	~32 MN	~44 MN	~44 MN	~44 MN
EI_{sub}	~3100 MN m ²	~5500 MN m ²	~5500 MN m ²	~5500 MN m ²

Figure 64: Résistances V_{Rd} et M_{Rd} des parois et valeurs de calcul des efforts intérieurs dus à l'action du vent au niveau de l'horizon d'encastrement pour la sécurité structurale ($\gamma_Q = 1,5$).

Paroi	PX1	PX2	PY1	PY2
Agrafage et revêtement V_{Rd}	~170 kN	~225 kN	~225 kN	~225 kN
Ancrage de l'effort tranchant V_{Rd}	~250 kN	~250 kN	~250 kN	~250 kN
Ancrage du moment M_{Rd}	~1540 kNm	~2050 kNm	~2050 kNm	~2050 kNm
V_d	68 kN	90 kN	103 kN	103 kN
M_d	448 kNm	597 kNm	682 kNm	682 kNm

Premier contrôle de la résistance

La figure 64 présente les résistances des parois comparées aux valeurs de calcul des actions du vent. Il apparaît clairement que les parois sont dans ce cas surdimensionnées par rapport à la sécurité structurale.

5.2.4 Estimation de la période de vibration fondamentale

Grâce à la formule (261.39) de la norme SIA 261 (2003), la période de vibration fondamentale peut être estimée à l'aide d'un simple calcul statique des déformations selon le chapitre 6.2.6. Dans ce but, on calcule le déplacement horizontal fictif du sommet du bâtiment sous les charges permanentes et quasi permanentes agissant horizontalement.

Calcul du déplacement horizontal fictif

Le déplacement du sommet du bâtiment peut être déterminé de manière simplifiée avec les formules du chapitre 6.2.6. Les déplacements fictifs dans les directions x et y sont calculés sur cette base.

La figure 65 présente le modèle de la structure du bâtiment de l'exemple d'application pour le calcul des déplacements horizontaux fictifs sous charges permanentes et quasi permanentes, ainsi que les déformations calculées dans les directions x et y.

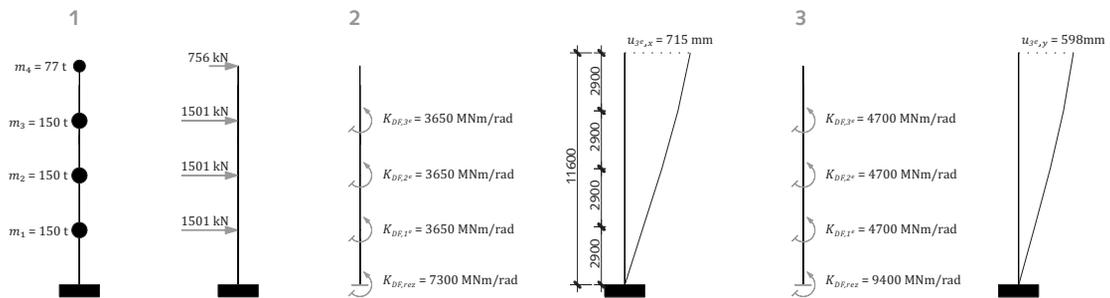


Figure 65:

Modèle de la structure avec:

- 1 actions horizontales fictives correspondant aux charges permanentes et quasi permanentes dans un rapport 1:1:1:0,5 (action en toiture ajustée)
- 2 barre de substitution dans la direction x ($\sum EI_{sub} = 8600 \text{ MNm}^2$, $\sum GA_{sub}^* = 76 \text{ MN}$) et déplacement calculé correspondant u du sommet du bâtiment
- 3 barre de substitution dans la direction y ($\sum EI_{sub} = 11\ 000 \text{ MNm}^2$, $\sum GA_{sub}^* = 88 \text{ MN}$) et déplacement calculé correspondant u du sommet du bâtiment

$$u = \frac{28 \cdot F_{h,tot} \cdot h^3}{3 \cdot \sum EI_{sub,x}} + \frac{16 \cdot F_{h,tot} \cdot h}{7 \cdot \sum GA_{sub,x}^*} + h \cdot [\sin(\alpha_{rez}) + \sin(\alpha_{rez} + \alpha_{1er}) + \dots + \sin(\alpha_{rez} + \alpha_{1er} + \alpha_{2e} + \alpha_{3e})]$$

$$\alpha_i = \frac{M_i \cdot 180}{K_{DF} \cdot \pi}$$

$$K_{DF} = \sum \frac{l_i^2 \cdot K_{ser,i}}{2}$$

α_i	angle de rotation de la paroi en raison de la flexibilité des liaisons [°]
$\sum EI_{sub}$	somme des rigidités de substitution à la flexion des parois [kNm ²]
$F_{h,tot}$	action horizontale totale correspondant aux charges permanentes et quasi permanentes [kN]
$\sum GA_{sub}^*$	somme des rigidités de substitution au cisaillement des parois [kN]
h	hauteur d'étage (constante à tous les niveaux) [m]
K_{DF}	constante de ressort en rotation de la paroi [kNm/rad]
$K_{ser,i}$	module de glissement individuel des liaisons d'une paroi i [kN/m]
l_i	longueur de la paroi i [m]
M_i	moment de flexion au niveau de l'ancrage [kNm]
u	déplacement fictif du sommet du bâtiment [m]

$$u_x = \frac{28 \cdot 5268 \text{ kN} \cdot (2,9 \text{ m})^3}{3 \cdot 8,6 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2} + \frac{16 \cdot 5268 \text{ kN} \cdot 2,9 \text{ m}}{7 \cdot 76 \cdot 10^3 \text{ kN}} + 2,9 \text{ m} \cdot [\sin(0,27) + \sin(0,27 + 0,31) + \sin(0,27 + 0,31 + 0,14) + \sin(0,27 + 0,31 + 0,14 + 0,03)]$$

$$u_x = 0,139 \text{ m} + 0,459 \text{ m} + 0,117 \text{ m} = 0,715 \text{ m}$$

$$u_y = 0,598 \text{ m}$$

Calcul de la période de vibration fondamentale selon l'expression (261.39) de la norme SIA 261 (2003)

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

T_1 période de vibration fondamentale [s]
 u déplacement horizontal fictif du sommet du bâtiment [m]

$$T_{1,x} = 2 \cdot \sqrt{0,715} = 1,69 \text{ s}$$

$$T_{1,y} = 2 \cdot \sqrt{0,598} = 1,55 \text{ s}$$

5.2.5 Détermination des efforts intérieurs sous l'action sismique

Spectre de dimensionnement selon l'expression (261.32) de la norme SIA 261 (2003)

$$S_d = 2,5 \cdot \gamma_f \cdot \frac{a_{gd}}{g} \cdot S \cdot \frac{T_c}{T_1 \cdot q}$$

- γ_f facteur d'importance [-]
 a_{gd} valeur de calcul de l'accélération du sol [m/s²]
 g accélération terrestre [m/s²]
 q coefficient de comportement [-]
 S paramètre dans la détermination du spectre de réponse élastique [-]
 S_d valeur spectrale du spectre de dimensionnement [-]
 T_1 période de vibration fondamentale [s]
 T_c paramètre dans la détermination du spectre de réponse élastique [-]

$$S_{d,x} = 2,5 \cdot 1,0 \cdot \frac{1,6 \text{ m/s}^2}{9,81 \text{ m/s}^2} \cdot 1,15 \cdot \frac{0,6 \text{ s}}{1,69 \text{ s} \cdot 3,0} = 0,055$$

$$S_{d,y} = 0,061$$

Calcul de la force de remplacement sismique selon l'expression (261.40) de la norme SIA 261 (2003)

$$F_d = S_{d,T_1} \sum_j (G_k + \sum \psi_2 Q_k)_j$$

- ψ_2 coefficient de réduction pour la part quasi permanente de l'action variable [-]
 F_d force de remplacement due à l'action sismique [kN]
 G_k valeur caractéristique de l'action permanente [kN]
 Q_k valeur caractéristique de l'action variable [kN]
 S_d valeur spectrale du spectre de dimensionnement [-]

$$F_{d,x} = 0,055 \cdot (3 \cdot 1501 \text{ kN} + 765 \text{ kN}) = 290 \text{ kN}$$

$$F_{d,y} = 321 \text{ kN}$$

Répartition de la force de remplacement sismique entre les étages selon la formule (261.41) de la norme SIA 261 (2003)

$$F_{d,i} = \frac{z_i \cdot E_{d,i}}{\sum_j z_j \cdot E_{d,j}} \cdot F_d$$

- $E_{d,i}$ action quasi permanentes à l'étage i [kN]
 $E_{d,j}$ action quasi permanentes à l'étage j [kN]
 F_d force de remplacement globale [kN]
 $F_{d,i}$ force de remplacement agissant à l'étage i [kN]
 z_i hauteur de l'étage i au-dessus de l'horizon d'encastrement [m]
 z_j hauteur de l'étage j au-dessus de l'horizon d'encastrement [m]

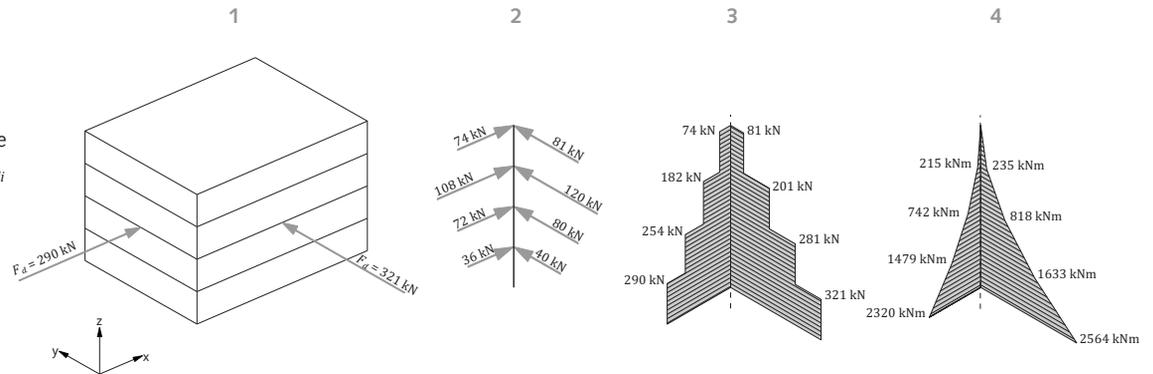
$$F_{d,rez,x} = \frac{2,9 \text{ m} \cdot 1501 \text{ kN}}{(2,9 \text{ m} + 5,8 \text{ m} + 8,7 \text{ m}) \cdot 1501 \text{ kN} + 11,6 \text{ m} \cdot 765 \text{ kN}} \cdot 290 \text{ kN} = 36 \text{ kN}$$

$$F_{d,1er,x} = 72 \text{ kN}$$

$$F_{d,2e,x} = 108 \text{ kN}$$

$$F_{d,3e,x} = 74 \text{ kN}$$

Figure 66:
Valeur de calcul de:
1 action globale sur le bâtiment F_d
2 répartition des forces de séisme sur les étages F_{di}
3 valeur de calcul de l'effort tranchant V_d
4 valeur de calcul du moment M_d



5.2.6 Comparaison des efforts intérieurs pour les actions vent et séisme

Lors de la comparaison des efforts intérieurs dus au vent et au séisme, il faut observer que la résistance des parties de construction en bois peut être augmentée d'un facteur $\eta_t = 1,4$ pour le cas de charge séisme (voir chapitre 3.2.5). Afin de pouvoir comparer les cas de charge, les efforts intérieurs résultant de l'action sismique sont donc divisés par $\eta_t = 1,4$. Cette réduction est applicable uniquement aux éléments en bois, et non pas aux pièces métalliques comme par ex. à celles de liaison.

La figure 67 fait apparaître le net surdimensionnement des parois. Une rigidité suffisante doit cependant être atteinte, afin de respecter les exigences en ce qui concerne l'aptitude au service sous l'action du vent. Pour la vérification de la résistance, les efforts tranchants et les moments de flexion dus au séisme sont déterminants pour l'ensemble des parois. L'exemple d'application se poursuit avec les constructions choisies lors du prédimensionnement.

Figure 67:
Comparaison des résistances avec les efforts intérieurs des parois de stabilisation, au niveau de l'horizon d'encastrement, sous les actions de vent et de séisme. Les efforts intérieurs sous l'action du séisme sont réduits du facteur $\eta_t = 1,4$.

Paroi	PX1	PX2	PY1	PY2
Résistance V_{Rd}	~160 kN	~200 kN	~200 kN	~200 kN
Séisme V_d / η_t	89 kN	118 kN	115 kN	115 kN
Vent V_d	68 kN	90 kN	103 kN	103 kN
Résistance M_{Rd}	~1540 kNm	~2050 kNm	~2050 kNm	~2050 kNm
Séisme M_d / η_t	710 kNm	947 kNm	916 kNm	916 kNm
Vent M_d	448 kNm	597 kNm	682 kNm	682 kNm

5.3 Construction choisie sur la base du prédimensionnement

La figure 68 présente la conception des parois, reprise sans modification du prédimensionnement. Le revêtement, l'agrafage et les montants de bords sont exécutés de manière identique pour toutes les parois. Les parois se différencient uniquement par leur longueur qui est de 3 m pour PX1 et de 4 m pour PX2, PY1 et PY2.

L'ancrage des réactions d'appui horizontales et verticales sur la dalle en béton armé du rez a lieu par des plaques métalliques entaillées et des liaisons par broches. Les plaques métalliques sont soudées à des incorporés du même matériau insérés dans la dalle en béton armé. En relation avec la conception des liaisons par broches, il faut observer que non seulement les efforts de traction, mais également les efforts de compression doivent être repris par les broches, et non pas par contact.

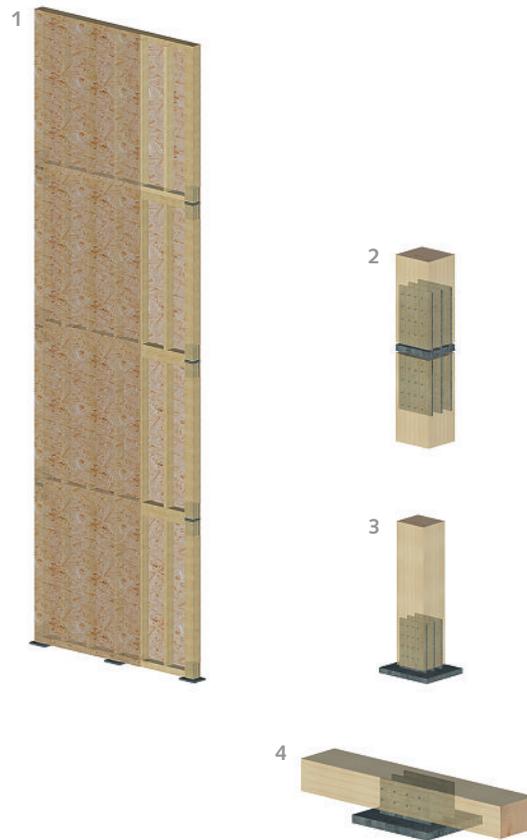
Les liaisons des parois au passage des étages sont effectuées par des broches, comme au rez-de-chaussée. La résistance des liaisons est choisie constante dans l'exemple, du rez à la toiture, même si en raison de la décroissance des actions, une réduction eut été envisageable. Les forces de liaison horizontales au passage des étages sont reprises directement par l'agrafage du revêtement. Le joint de montage des parois au passage des étages est conçu à cet effet avec des revêtements qui se recouvrent. Les revêtements des éléments mis en place sont agrafés, lors du montage, à la filière haute de l'élément déjà en position.

Les liaisons aux passages des étages entre les parois et les voiles de plancher ont la fonction de transmettre les charges horizontales des planchers aux parois. Les liaisons sont constituées de vis complètement filetées disposées en ligne par paires, de biais. Celles-ci sont visées dans la filière haute de la paroi et liées à l'armature de bord de la dalle de compression des planchers mixtes bois-béton. Cette liaison appartient aux domaines qui restent élastiques et doit par conséquent être surdimensionnée de 20%

conformément à la norme SIA 265 (2003). Ainsi le modèle de structure choisi avec des parois ductiles et des voiles de plancher pratiquement indéformables est respecté.

Si une seule des conditions cadres pour un comportement ductile de la structure selon la norme SIA 265 (2003), chiffre 4.6.2, n'est pas remplie, alors le comportement non ductile avec $q = 1,5$ doit être choisi à la place du comportement ductile. Dans ce cas, les forces de remplacement résultant du séisme seront deux fois plus élevées. Bien entendu, le choix d'un comportement non ductile de la structure n'est pas erroné, si la structure est dimensionnée et réalisée en conséquence. Le choix d'un modèle de structure non ductile est par exemple justifié lorsque les structures de stabilisation sont réalisées de manière très diverse.

Figure 68: Composition (revêtement, agrafage, montants de bord et liaisons) des parois PX1, PX2, PY1 et PY2, invariable sur la hauteur du bâtiment, conduisant à une rigidité constante.



- 1 Composition paroi
 - revêtement sur les deux faces OSB3 15 mm, tout joint soutenu et agrafé, largeur des plaques 1,00 m, hauteur 2,90 m
 - agrafage tout bord de plaque, agrafe 1,53 x 55 mm, entraxe 24 mm, K_{ser} par agrafe 247 N/mm, R_d par agrafe 0,476 kN
 - montants de bord 240/240 mm, BLC GL28h, section brute 57 600 mm², section nette 41 748 mm²
 - filières 140/240 mm, BLC GL28h, section brute 33 600 mm², section nette 25 134 mm²
- 2 Liaison des montants de bords au passage des étages
 - 3 plaques entaillées, FLA S355, $t = 8$ mm
 - plaque de base 240/240 mm, FLA S355, $t = 20$ mm
 - 16 broches sur 4 rangs, $d = 10$ mm, CR 5.6, $f_{u,k} = 500$ N/mm²
 - $K_{ser} 146 \times 10^3$ N/mm
- 3 Ancrage des montants de bord dans la dalle en béton
 - 3 plaques entaillées, FLA S355, $t = 8$ mm
 - plaque de base 300/380 mm, FLA S355, $t = 45$ mm
 - 16 broches sur 4 rangs, $d = 10$ mm, CR 5.6, $f_{u,k} = 500$ N/mm²
 - $K_{ser} 292 \times 10^3$ N/mm
- 4 Liaison à l'effort tranchant de la paroi à la dalle béton
 - 3 plaques entaillées, FLA S355, $t = 8$ mm
 - plaque de base 300/320 mm, FLA S355, $t = 30$ mm
 - 8 broches sur 2 rangs, $d = 10$ mm, CR 5.6, $f_{u,k} = 500$ N/mm²
 - $K_{ser} 146 \times 10^3$ N/mm

5.4 Rigidité horizontale de la structure

La rigidité horizontale de la structure dans les deux directions principales est un paramètre important du dimensionnement au séisme. Elle détermine la période de vibration fondamentale de la structure et a par conséquent pour les ouvrages de plusieurs étages en bois une influence importante sur les forces de remplacement sismiques à introduire. Afin d'être à même de réaliser des constructions en bois économiques, une prise en compte précise de la rigidité horizontale des parois et des voiles de plancher est le plus souvent profitable.

5.4.1 Comportement à la déformation horizontale des parois en ossature bois

Le déplacement horizontal de parois en ossature bois est presque entièrement déterminé par la somme des parts provenant de la sollicitation à l'effort tran-

chant du revêtement, du flux de cisaillement dans la connexion qui lie le revêtement au montants, de la sollicitation à l'effort normal des montants de bord, et de la déformation de la liaison au passage des étages. D'autres déformations d'ordre secondaire (comme par exemple les allongements dans les ancrages à la partie béton) sont pratiquement négligeables si la réalisation est conforme aux normes. La théorie nécessaire au calcul des déformations horizontales de parois en ossature bois selon [34, 35] est décrite au chapitre 6. Dans ce qui suit, le déplacement horizontal de la paroi PX1 est calculé au rez pour une charge unitaire de 1 kN.

Déplacement dû à la sollicitation à l'effort normal des montants de bord

$$u_{E,inst} = \frac{2 \cdot F \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot A \cdot l^2}$$

A section des montants [mm²]
 E module d'élasticité parallèle aux fibres [N/mm²]
 F charge unitaire de 1 kN [N]
 h hauteur de la paroi [mm]
 l longueur de la paroi [mm]
 $u_{E,inst}$ part de déformation des montants de bord verticaux [mm]

$$u_{E,inst} = \frac{2 \cdot 1000 \text{ N} \cdot (2900 \text{ mm})^3}{3 \cdot 12000 \text{ N/mm}^2 \cdot 240 \text{ mm} \cdot 240 \text{ mm} \cdot (3000 \text{ mm})^2} = 2,61 \cdot 10^{-3} \text{ mm}$$

Déplacement dû à la sollicitation au cisaillement d'un revêtement

$$u_{G,inst} = \frac{F \cdot h}{G \cdot A^*}$$

A^* section réduite pour la déformation de cisaillement [mm²]
 F charge unitaire de 1 kN [N]
 G module de cisaillement du matériau de revêtement [N/mm²]
 h hauteur de la paroi [mm]
 l longueur de la paroi [mm]
 $u_{G,inst}$ part de déformation d'un revêtement [mm]

$$u_{G,inst} = \frac{1000 \text{ N} \cdot 2900 \text{ mm}}{1080 \text{ N/mm}^2 \cdot (15 \text{ mm} \cdot 3000 \text{ mm})} = 59,7 \cdot 10^{-3} \text{ mm}$$

Déplacement dû au flux de cisaillement dans la connexion d'un revêtement

$$u_{K,inst} = 2 \cdot [(1 + n) \cdot l + (1 + m) \cdot h] \cdot \frac{F \cdot a_v}{K_{ser} \cdot n_v \cdot l^2}$$

a_v entraxe de la connexion [mm]
 F charge unitaire de 1 kN [N]
 h hauteur de la paroi [mm]
 K_{ser} module de glissement de la connexion [N/mm]
 l longueur de la paroi [mm]
 m nombre de joints verticaux du revêtement [-]
 n nombre de joints horizontaux du revêtement [-]
 n_v nombre de rang d'agrafes [-]
 $u_{K,inst}$ part de déformation de la connexion d'un revêtement [mm]

$$u_{K,inst} = 2 \cdot [(1 + 0) \cdot 3000 \text{ mm} + (1 + 2) \cdot 2900 \text{ mm}] \cdot \frac{1000 \text{ N} \cdot 24 \text{ mm}}{247 \text{ N/mm} \cdot 2 \cdot (3000 \text{ mm})^2} = 126 \cdot 10^{-3} \text{ mm}$$

Déplacement dû à l'ancrage des montants de bord

$$u_{K,DF} = h \cdot \sin(\alpha)$$

$$\alpha = \frac{M \cdot 180}{K_{DF} \cdot \pi} = \frac{F \cdot h \cdot 180}{K_{DF} \cdot \pi}$$

$$K_{DF} = \frac{l^2 \cdot K_{ser}}{2}$$

- α angle de rotation de la paroi en degré [°]
- F charge unitaire de 1 kN [N]
- h hauteur de la paroi [m]
- K_{DF} constante de ressort en rotation de l'ancrage resp. de la liaison [kNm/rad]
- K_{ser} module de glissement de la liaison [kN/m]
- l longueur de la paroi [m]
- M moment de flexion au niveau de l'ancrage, resp. de la liaison [kNm]
- $u_{k,DF}$ déplacement horizontal dû à la souplesse des ancrages et des liaisons [m]

$$K_{DF} = \frac{(3 \text{ m})^2 \cdot 585 \text{ MN/m}}{2} = 2633 \text{ MNm/rad}$$

$$\alpha = \frac{1 \text{ kN} \cdot 2,9 \text{ m} \cdot 180}{2,6 \cdot 10^6 \text{ kNm/rad} \cdot \pi} = 0,06 \cdot 10^{-3} \text{ degré}$$

$$u_{K,DF} = 2900 \text{ mm} \cdot \sin(0,06 \cdot 10^{-3} \text{ degré}) = 3,19 \cdot 10^{-3} \text{ mm}$$

Déplacement total de la paroi PX1 au rez sous F = 1 kN

Il est à noter que la paroi PX1 est revêtue sur les deux faces. La rigidité du revêtement et de sa connexion aux montants doit donc être doublée.

$$u_{inst} = u_{E,inst} + \frac{1}{\sum \frac{1}{u_{G,inst,i}}} + \frac{1}{\sum \frac{1}{u_{K,inst,i}}} + u_{K,DF}$$

$$u_{inst} = 2,61 \cdot 10^{-3} \text{ mm} + \frac{1}{2 \cdot \frac{1}{59,7 \cdot 10^{-3} \text{ mm}}} + \frac{1}{2 \cdot \frac{1}{126 \cdot 10^{-3} \text{ mm}}} + 3,19 \cdot 10^{-3} \text{ mm} = 98,7 \cdot 10^{-3} \text{ mm}$$

Figure 68a:
Part de déformation des différents types de sollicitation.

Type de sollicitation	$u_{E,inst}$	$u_{G,inst}$	$u_{K,inst}$	$u_{K,DF}$	u_{inst}
Part de déformation	3%	30%	64%	3%	100%

5.4.2 Rigidité de substitution des parois

Afin d'être en mesure de modéliser plus facilement les parois, la rigidité de substitution d'une barre équivalente est calculée. Dans cet exemple d'application, la longueur de la paroi à représenter est choisie comme hauteur de la section de cette barre de substitution, tandis que comme largeur, on choisit 100 mm pour l'ensemble des parois.

Les rigidités de substitution de la paroi PX1 sont déterminées en fonction des déformations horizontales du chapitre 5.4.1. Pour ce faire, les déformations de flexion et de cisaillement sont comparées

aux déformations d'une console encastrée, et les modules de substitution, élastique respectivement de cisaillement, tirés de ces expressions. Le module E de substitution est obtenu à partir des parts de déformation horizontale dues à la sollicitation à la flexion, tandis que le module G de substitution provient de celles dues à la sollicitation au cisaillement.

Module élastique de substitution de la paroi PX1 pour la console encastrée

$$E_{sub,PX1} = \frac{F \cdot h^3}{3 \cdot u_{E,inst} \cdot \frac{l^3 \cdot b_{sub}}{12}}$$

b_{sub}	largeur de substitution de la paroi [mm]
E_{sub}	module E de substitution pour une largeur admise de 100 mm [N/mm ²]
F	charge unitaire de 1 kN [N]
h	hauteur d'étage [mm]
l	longueur de la paroi [mm]
$u_{E,inst}$	déplacement horizontal dû à la sollicitation en flexion [mm]

$$E_{sub,PX1} = \frac{1000 \text{ N} \cdot (2900 \text{ mm})^3}{3 \cdot 2,61 \cdot 10^{-3} \text{ mm} \cdot \frac{(3000 \text{ mm})^3 \cdot 100 \text{ mm}}{12}} = 13824 \text{ N/mm}^2$$

Si les deux montants de bord de la paroi ont la même section, on a aussi:

$$EI_{sub,PX1} = \frac{2 \cdot E \cdot A \cdot l^2}{4}$$

$$I_{sub,PX1} = \frac{b_{sub,PX1} \cdot l^3}{12}$$

$$E_{sub,PX1} = \frac{6 \cdot E \cdot A}{b_{sub,PX1} \cdot l}$$

$$E_{sub,PX1} = \frac{6 \cdot 12000 \text{ N/mm}^2 \cdot 240 \text{ mm} \cdot 240 \text{ mm}}{100 \text{ mm} \cdot 3000 \text{ mm}} = 13824 \text{ N/mm}^2$$

Module de cisaillement de substitution de la paroi PX1 pour la console encastrée

$$G_{Sub,PX1} = \frac{F \cdot h}{\left(\frac{1}{\sum u_{G,inst,i}} + \frac{1}{\sum u_{K,inst,i}} \right) \cdot \frac{5}{6} \cdot b_{Sub,PX1} \cdot l}$$

- b_{Sub} largeur de substitution de la paroi [mm]
- F charge unitaire de 1 kN
- G_{Sub} module G de substitution pour une paroi large de 100 mm [N/mm²]
- h hauteur d'étage [mm]
- l longueur de la paroi [mm]
- $u_{G,inst}$ déplacement horizontal dû à la sollicitation à l'effort tranchant d'un revêtement [mm]
- $u_{K,inst}$ déplacement horizontal dû au flux de cisaillement dans la connexion d'un revêtement [mm]

$$G_{Sub,PX1} = \frac{1000 \text{ N} \cdot 2900 \text{ mm}}{\left(\frac{1}{2 \cdot \frac{1}{59,7}} + \frac{1}{2 \cdot \frac{1}{126}} \right) \cdot 10^{-3} \text{ mm} \cdot \frac{5}{6} \cdot 100 \text{ mm} \cdot 3000 \text{ mm}} = 125 \text{ N/mm}^2$$

Ressort en torsion pour prise en considération des ancrages et des liaisons

$$K_{DF} = 2 \cdot K_{ser} \cdot \left(\frac{l}{2} \right)^2$$

- K_{DF} constante de ressort en torsion de l'ancrage resp. des liaisons [kNm/rad]
- K_{ser} module de glissement des assemblages [kN/m]
- l longueur de la paroi [m]

$$K_{DF,rez} = 2 \cdot 585 \text{ MN/m} \cdot \left(\frac{3 \text{ m}}{2} \right)^2 = 2633 \text{ MNm/rad}$$

$$K_{DF,1er-3e} = 1317 \text{ MNm/rad}$$

Rigidités de substitution des parois

Grâce au calcul des modules E et G de substitution et à celui des constantes de ressort en flexion (voir figure 69), les parois en ossature bois du bâtiment de quatre niveaux peuvent être modélisées dans un programme de calcul statique comme des consoles encastrées.

Figure 69: Modules E de substitution, modules G de substitution et constantes de ressort en flexion des ancrages et des liaisons pour les données correspondant aux parois dans un programme de calcul statique.

Paroi	PX1	PX2	PY1	PY2
Section de la paroi	100 mm × 3000 mm	100 mm × 4000 mm	100 mm × 4000 mm	100 mm × 4000 mm
E_{Sub}	13 824 N/mm ²	10 368 N/mm ²	10 368 N/mm ²	10 368 N/mm ²
G_{Sub}	125 N/mm ²	125 N/mm ²	125 N/mm ²	125 N/mm ²
$K_{DF,rez}$	2633 MNm/rad	4680 MNm/rad	4680 MNm/rad	4680 MNm/rad
K_{DF1-3}	1317 MNm/rad	2340 MNm/rad	2340 MNm/rad	2340 MNm/rad

**Rigidités des barres de substitution
dans les deux directions principales**

Dans la prochaine étape de travail (voir chapitre 5.5) la période de vibration fondamentale du bâtiment est déterminée à l'aide d'une barre de substitution par direction principale. Dans ce but, les parois dans les directions x et y sont regroupées en une seule

barre. Les modules de substitution E, G et les constantes de ressort en flexion sont déterminés dans ce qui suit, à titre d'exemple dans la direction x, et récapitulés dans les directions x et y à la figure 70.

$$E_{sub,x} = \frac{\sum_{i=1}^n E_{sub,PXi} \cdot l_{PXi}^3}{l_{sub,x}^3}$$

$$E_{sub,x} = \frac{13824 \text{ N/mm}^2 \cdot (3 \text{ m})^3 + 10368 \text{ N/mm}^2 \cdot (4 \text{ m})^3}{(4 \text{ m})^3} = 16200 \text{ N/mm}^2$$

$$G_{sub,x} = \frac{\sum_{i=1}^n G_{sub,PXi} \cdot l_{PXi}}{l_{sub,x}}$$

$$G_{sub,x} = \frac{125 \text{ N/mm}^2 \cdot 3 \text{ m} + 125 \text{ N/mm}^2 \cdot 4 \text{ m}}{4 \text{ m}} = 219 \text{ N/mm}^2$$

$$K_{DF,rez,x} = \sum_{i=1}^n K_{DF,i}$$

$$K_{DF,rez,x} = 2633 \text{ MNm/rad} + 4680 \text{ MNm/rad} = 7313 \text{ MNm/rad}$$

$$K_{DF,1er-3e,x} = \sum_{i=1}^n K_{DF,i}$$

$$K_{DF,1er-3e,x} = 1317 \text{ MNm/rad} + 2340 \text{ MNm/rad} = 3657 \text{ MNm/rad}$$

Figure 70:
Modules E de substitution,
modules G de substitution
et constantes de ressort en
flexion des ancrages et des
liaisons pour les barres de
substitution globales dans
les directions x et y.

Direction	x	y
Selection de substitution	100 mm × 4000 mm	100 mm × 4000 mm
E_{sub}	16200 N/mm ²	20736 N/mm ²
G_{sub}	219 N/mm ²	250 N/mm ²
$K_{DF,rez}$	7313 MNm/rad	9360 MNm/rad
$K_{DF,1er-3e}$	3657 MNm/rad	4680 MNm/rad

5.5 Période de vibration fondamentale de l'ensemble de la structure

La période de vibration fondamentale peut être déterminée par différentes méthodes de calcul. Comme complément à l'exemple d'application, les différentes méthodes sont appliquées dans ce qui suit, les résultats comparés, et les conséquences sur la grandeur des actions mises en évidence.

5.5.1 Formule d'approximation (261.38) de la norme SIA 261 (2003)

L'approximation de la période de vibration fondamentale à l'aide de la formule (261.38) de la norme SIA 261 (2003) n'a lieu que sur la base de la hauteur du bâtiment (ici $h = 11.6$ m). Elle est donc déterminée indépendamment de la rigidité effective du système porteur. Pour des immeubles à plusieurs étages en bois, la période de vibration fondamentale calculée de cette manière correspond la plupart du temps au palier maximum du spectre de dimensionnement. Il en résulte des forces de remplacement plus importantes que pour des méthodes qui intègrent la rigidité horizontale du système porteur de stabilisation.

$$T_{1,x} = T_{1,y} = C_t \cdot h^{0,75}$$

$$T_{1,x} = T_{1,y} = 0,05 \cdot (11,6 \text{ m})^{0,75} = 0,31 \text{ s}$$

5.5.2 Formule d'approximation (261.39) de la norme SIA 261 (2003)

La formule (261.39) de la norme SIA 261 (2003), qui intègre la rigidité de la structure, a déjà été utilisée dans le prédimensionnement. Pour l'exemple d'application, les périodes de vibration fondamentales calculées au chapitre 5.2.4 sont répétées si dessous pour les directions x et y.

$$T_{1,x} = 1,69 \text{ s}$$

$$T_{1,y} = 1,55 \text{ s}$$

5.5.3 Calcul à l'aide de la barre de substitution selon la méthode de Rayleigh

Le calcul de la période de vibration fondamentale par la méthode de Rayleigh [12] a lieu à l'aide de l'expression ci-dessous. Son application nécessite de connaître les masses des étages m , la répartition des actions horizontales par niveau F_d et le déplacement horizontal u des étages. Pour finir, la structure de stabilisation dans les directions x et y est modélisée comme une console encastrée avec les sections et les valeurs des rigidités de substitution de la figure 70.

$$T_1 = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot u_i^2}{\sum_{i=1}^n F_{d,i} \cdot u_i}}$$

$F_{d,i}$	action horizontale fictive à l'étage i issue des charges permanentes et quasi permanentes [kN]
m_i	masse de l'étage i [kg]
T_1	période de vibration fondamentale [s]
u_i	déformation horizontale de l'étage i sous les actions $F_{d,i}$ [m]

Actions horizontales par étage

Comme pour l'estimation de la période de vibration fondamentale selon l'expression (261.39) de la norme SIA 261 (2003), on introduit la force horizontale totale correspondant aux charges permanentes et quasi permanentes. Sa répartition sur les différents étages, admise triangulaire, à lieu sur la hauteur du bâtiment en se basant sur l'expression (261.41) de la norme SIA 261 (2003), comme présenté dans ce qui suit.

$$F_{d,i} = \frac{z_i \cdot E_{d,i}}{\sum_j z_j \cdot E_{d,j}} \cdot \sum_j E_{d,j}$$

$E_{d,i}$	charges permanentes et quasi permanentes à l'étage considéré i [kN]
$E_{d,j}$	charges permanentes et quasi permanentes à l'étage j [kN]
$F_{d,i}$	action horizontale fictive correspondant aux charges permanentes et quasi permanentes à l'étage i considéré [kN]
z_i	niveau de l'étage i considéré au dessus de l'horizon d'encastrement [m]
z_j	niveau de l'étage j au dessus de l'horizon d'encastrement [m]

$$F_{d,3e,x} = \frac{11,6 \text{ m} \cdot 765 \text{ kN}}{(2,9 \text{ m} + 5,8 \text{ m} + 8,7 \text{ m}) \cdot 1501 \text{ kN} + 11,6 \text{ m} \cdot 765 \text{ kN}} \cdot 5268 \text{ kN} = 1336 \text{ kN}$$

$$F_{d,2e,x} = 1966 \text{ kN}$$

$$F_{d,1er,x} = 1311 \text{ kN}$$

$$F_{d,rez,x} = 655 \text{ kN}$$

Déplacement horizontal d'étage

La détermination du déplacement horizontal d'étage u_i a lieu sur la barre de substitution globale. La figure 71 présente les valeurs de départ et les déplacements d'étage dans les directions x et y.

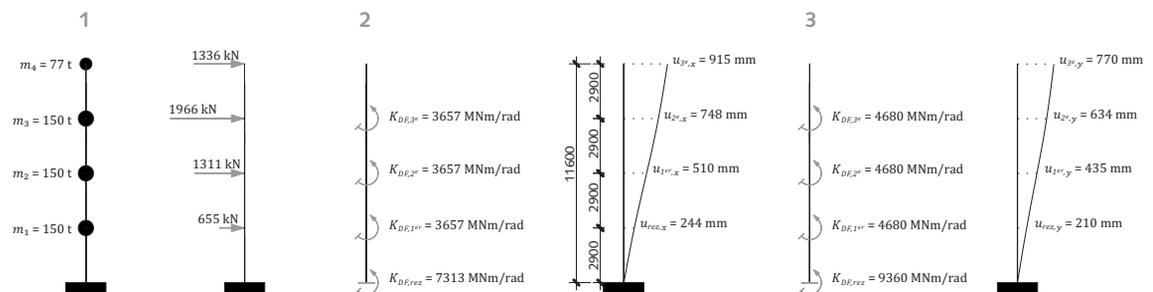


Figure 71:

Représentation du déplacement horizontal d'étage avec

- 1 charges horizontales d'étage introduites $F_{d,i}$
- 2 console de substitution dans la direction x ($A_{sub} = 100 \text{ mm} \times 4000 \text{ mm}$, $E_{sub} = 16200 \text{ N/mm}^2$, $G_{sub} = 219 \text{ N/mm}^2$) et le déplacement horizontal d'étage $u_{i,x}$
- 3 console de substitution dans la direction y ($A_{sub} = 100 \text{ mm} \times 4000 \text{ mm}$, $E_{sub} = 20736 \text{ N/mm}^2$, $G_{sub} = 250 \text{ N/mm}^2$) et le déplacement horizontal d'étage $u_{i,y}$

Période de vibration fondamentale

$$T_{1,x} = 2 \cdot \pi \cdot$$

$$\sqrt{\frac{150000 \text{ kg} \cdot ((0,244 \text{ m})^2 + (0,510 \text{ m})^2 + (0,748 \text{ m})^2) + 77000 \text{ kg} \cdot (0,915 \text{ m})^2}{655 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 0,244 \text{ m} + 1311 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 0,510 \text{ m} + 1966 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 0,748 \text{ m} + 1336 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot 0,915 \text{ m}}}$$

$$T_{1,x} = 1,48 \text{ s}$$

$$T_{1,y} = 1,37 \text{ s}$$

Si le programme statique utilisé dispose des outils correspondants, la période de vibration fondamentale peut être calculée directement à l'aide de celui-ci. La période fondamentale déterminée de cette manière devrait correspondre aux résultats par la méthode de Rayleigh.

5.5.4 Comparaison des résultats

La comparaison des résultats à la figure 72 montre que l'estimation de la période de vibration fondamentale à l'aide de l'expression (261.38) de la norme SIA 261 (2003) n'est pas adaptée aux ouvrages en bois. La période fondamentale obtenue est notablement trop faible, ce qui conduit, lors du calcul, à des charges de remplacement sismiques bien plus élevées. Une estimation selon l'expression (261.39) donne au contraire des résultats que l'on peut utiliser pour le prédimensionnement. L'analyse structurale définitive devrait cependant être effectuée soit avec la méthode précise de Rayleigh soit à l'aide d'un programme statique, les deux méthodes

étant toutefois liées à une grande charge de calcul, particulièrement pour la détermination de la rigidité horizontale des parois.

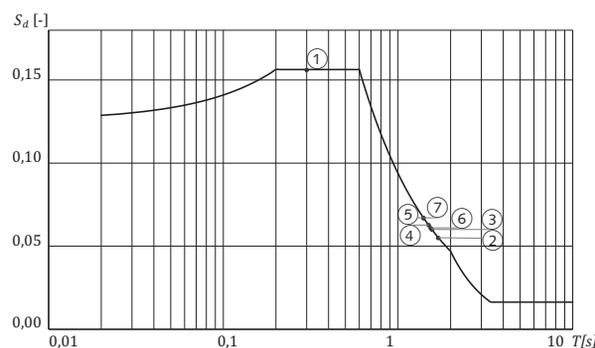
Afin de comparer les différentes méthodes, la structure de l'exemple d'application a été modélisée en complément comme un système porteur tridimensionnel dans un programme de calcul statique, et calculée à l'aide de la méthode du spectre de dimensionnement (voir chapitre 5.7). Les résultats de ce calcul montrent que la période de vibration fondamentale est pratiquement identique à celle obtenue par la méthode de Rayleigh. La valeur légèrement supérieure dans la direction x provient de l'excentricité supérieure des masses par rapport au centre de rigidité, ce qui conduit à une influence plus importante de la torsion dans la période d'oscillation fondamentale.

La figure 73 présente les valeurs spectrales du spectre de dimensionnement correspondant aux périodes de vibration fondamentales calculées à l'aide de différentes méthodes.

Figure 72: Comparaison des résultats provenant du calcul de la période fondamentale selon la norme SIA 261 (2003), la méthode de Rayleigh, et d'après un modèle de structure spatial (chapitre 5.7).

Méthode Moyens	Forces de remplacement				Spectre de réponse		
	SIA 261 (2003), expression (261.38)	SIA 261 (2003), expression (261.39)		Méthode de Rayleigh		Modèle de structure spatial	
Direction	x et y	x	y	x	y	x	y
f_1	3,18 Hz	0,59 Hz	0,65 Hz	0,67 Hz	0,73 Hz	0,66 Hz	0,72 Hz
T_1	0,31 s	1,69 s	1,55 s	1,48 s	1,37 s	1,51 s	1,40 s
S_d	0,156	0,055	0,061	0,063	0,068	0,062	0,067
F_d	821 kN	290 kN	321 kN	332 kN	358 kN	327 kN	353 kN

Figure 73: Spectre de dimensionnement selon la norme SIA 261 (2003) avec indication des valeurs spectrales pour des périodes de vibration fondamentales calculées selon différentes méthodes.



- ① $S_{d,x}$ et $S_{d,y}$ selon l'expression (261.38)
- ② $S_{d,x}$ selon l'expression (261.39)
- ③ $S_{d,y}$ selon l'expression (261.39)
- ④ $S_{d,x}$ selon Rayleigh
- ⑤ $S_{d,y}$ selon Rayleigh
- ⑥ $S_{d,x}$ selon la méthode du spectre de réponse
- ⑦ $S_{d,y}$ selon la méthode du spectre de réponse

5.6 Calcul des efforts intérieurs des parois

Afin de poursuivre l'analyse, les efforts intérieurs doivent être déterminés pour chaque paroi. On utilise comme base les forces de remplacement obtenues par la méthode de Rayleigh, pour lesquelles la répartition au niveau des planchers ainsi que les efforts intérieurs correspondants dans les directions x et y sont présentés à la figure 74.

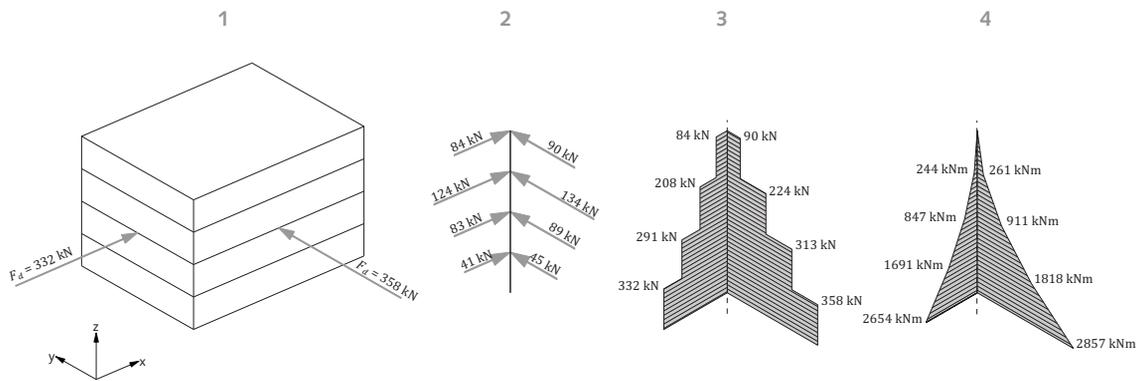
Dans les étapes suivantes, il faut considérer les effets du second ordre et les forces de torsion dues à la différence de position entre les centres de masse et de rigidité lorsque les forces de remplacement sismiques sont appliquées.

La somme de toutes les forces doit finalement être répartie sur les parois, afin de connaître les efforts intérieurs qui servent de base aux vérifications.

Figure 74:

Valeur de calcul

- 1 Force de remplacement sismique globale sur le bâtiment F_d
- 2 Répartition sur les étages F_{di}
- 3 Valeur de calcul de l'effort tranchant V_d
- 4 Valeur de calcul du moment de flexion M_d



5.6.1 Effets du second ordre dus à l'inclinaison du bâtiment

Le déplacement horizontal des étages sous l'action du séisme conduit à l'inclinaison des poteaux porteurs. Il s'ensuit des forces de déviation, qui doivent être transmises aux parois porteuses par l'intermédiaire des voiles de plancher. Ces sollicitations supplémentaires des parois sont encore accrues par les effets du second ordre. Cet effet est non seulement valable pour les actions sismiques, mais doit être également considéré sous l'action du vent.

La détermination des effets du second ordre est effectuée sur la barre de substitution globale, utilisée pour la période de vibration fondamentale selon la méthode de Rayleigh (figure 71). Comme décrit au chapitre 3.2.5, le calcul des déformations a lieu

comme pour le calcul au séisme, avec la valeur moyenne des modules d'élasticité, de cisaillement, et de glissement.

Dans ce qui suit, les effets du second ordre sont présentés pour la direction x et récapitulés pour les deux directions x et y à la figure 78.

Déformations horizontales du 1^{er} ordre, déterminées sur la barre de substitution

La figure 75 présente les forces de remplacement sismiques sur la barre de substitution globale, les déformations du 1^{er} ordre résultantes, ces mêmes valeurs corrigées avec le facteur $q' = (q+1)/2$ pour le calcul au second ordre (voir chap. 3.1.3), ainsi que les efforts intérieurs résultants. Le facteur de correction qui dépend du coefficient de comportement q

prend en compte la part de déformation plastique sous les actions de dimensionnement sismiques, à considérer pour le calcul au second ordre.

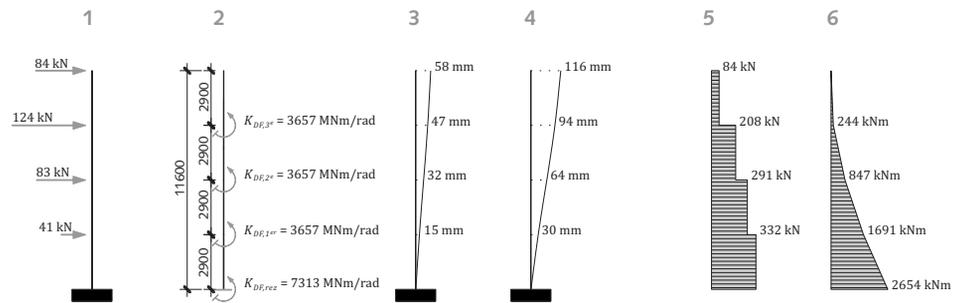


Figure 75:

Barre de substitution globale dans la direction x avec:

- 1 Forces de remplacement issues du calcul selon Rayleigh F_d
- 2 Barre de substitution ($A_{sub} = 100 \text{ mm} \times 4000 \text{ mm}$, $E_{sub} = 16200 \text{ N/mm}^2$, $G_{sub} = 219 \text{ N/mm}^2$)
- 3 Déformation élastiques u_{el}
- 4 Déformations corrigées $u_{el} \cdot q' = u_{el} \cdot (q + 1)/2$
- 5 Efforts tranchants résultants V_d
- 6 Moments de flexion résultants M_d

Prise en considération de l'inclinaison initiale des parois

Selon la norme SIA 265 (2003), chiffre 5.8.3.2, les sollicitations dues à l'inclinaison initiale en l'absence de contrainte doivent être considérées dans le calcul au second ordre. L'angle de déviation φ est déterminé ci-contre pour l'exemple d'application. Il s'ensuit une augmentation de l'inclinaison de 9.5 mm par étage.

$$\varphi = 0,005 \cdot \sqrt{\frac{5}{h}}$$

φ angle de déviation [rad]
 h hauteur totale de l'ouvrage [m]

$$\varphi = 0,005 \cdot \sqrt{\frac{5}{11,6}} = 3,28 \cdot 10^{-3}$$

$$\varphi \cdot h = 3,28 \cdot 10^{-3} \cdot 11600 \text{ mm} = 38 \text{ mm}$$

Sensibilité au déplacement relatif entre étages

Selon l'Eurocode 8 (2004), les effets du second ordre doivent être pris en compte lorsque la sensibilité au déplacement relatif entre étages θ dépasse la valeur de 0,1 (voir chapitre 3.1.3). Les déformations déterminantes des parois à prendre en compte dans le calcul au second ordre se composent des déformations élastiques multipliées par le facteur $q' = (q+1)/2$, auxquelles s'ajoute l'inclinaison initiale des parois selon le chiffre 5.8.3.2 de la norme SIA 265 (2003). La figure 76 présente les paramètres nécessaires au calcul de la valeur θ .

Figure 76:
Paramètres nécessaires
au calcul de la valeur θ .

Situation	Niveau au dessus horizon encastrement	Effort tranchant V_d	Charges permanentes et quasi permanentes N_d	Déplacement horizontal u_{el}	Déplacement horizontal $u_{el} \cdot q' +$ inclinaison initiale	Déplacement d'étage moyen d_r
3 ^e	11,6 m	84 kN	765 kN	58 mm	154 mm	31 mm
2 ^e	8,7 m	208 kN	1501 kN	47 mm	123 mm	40 mm
1 ^{er}	5,8 m	291 kN	1501 kN	32 mm	83 mm	43 mm
rez	2,9 m	332 kN	1501 kN	15 mm	40 mm	40 mm

Pour l'exemple d'application les coefficients de sensibilité au déplacement entre étages figurent ci-après. Ils montrent que les effets du second ordre doivent être considérés pour tous les étages, à l'exception de l'étage de toiture, car les valeurs de sensibilité θ dépassent la valeur de 0,1. Pour le deuxième étage, le coefficient θ se situant entre les valeurs 0,1 et 0,2, les sollicitations supplémentaires peuvent être déterminées comme décrit au chapitre 3.1.3, avec le facteur $1/(1-\theta)$. Cette approche est comparée dans ce qui suit avec la vérification précise, qui est nécessaire lorsque $\theta \geq 0,2$.

$$\theta = \frac{N_d \cdot d_r}{V_d \cdot h_i}$$

θ_i sensibilité au déplacement relatif entre étages pour l'étage i [-]

d_r déplacement d'étage moyen [mm]

h_i hauteur de l'étage i [mm]

N_d charges permanentes et quasi permanentes [kN]

V_d valeur de calcul de l'effort tranchant [kN]

$$\theta_{rez} = \frac{5268 \text{ kN} \cdot 40 \text{ mm}}{332 \text{ kN} \cdot 2900 \text{ mm}} = 0,22$$

$$\theta_{1er} = 0,19$$

$$\theta_{2e} = 0,15$$

$$\theta_{3e} = 0,10$$

Sollicitations supplémentaires dues aux effets du second ordre

Les forces horizontales supplémentaires dues à l'inclinaison des poteaux sont à considérer du point de vue de la résistance, indépendamment des sollicitations sismiques. Puisque les éléments de stabilisation sont des voiles, une réduction des rigidités, telle qu'elle est définie dans la norme SIA 265 au chiffre 5.8.3.2 pour le calcul au deuxième ordre, peut être négligée (voir chapitre 3.1.3).

La figure 77 présente la barre de substitution déformée, sur laquelle les effets du second ordre ont été déterminés à l'aide d'un programme statique. La déformation résulte de la superposition des déformations du 1^{er} ordre avec l'inclinaison initiale de la structure. Les efforts intérieurs résultants (figure 77,

no 4 et 5) sont conduits par les voiles de planchers dans les parois de stabilisation ce qui les sollicite de manière supplémentaire. Contrairement à la précédente évaluation du déplacement des étages, le calcul pour les quatre étages est présenté dans ce qui suit, afin d'être à même d'établir une comparaison complète par la suite.

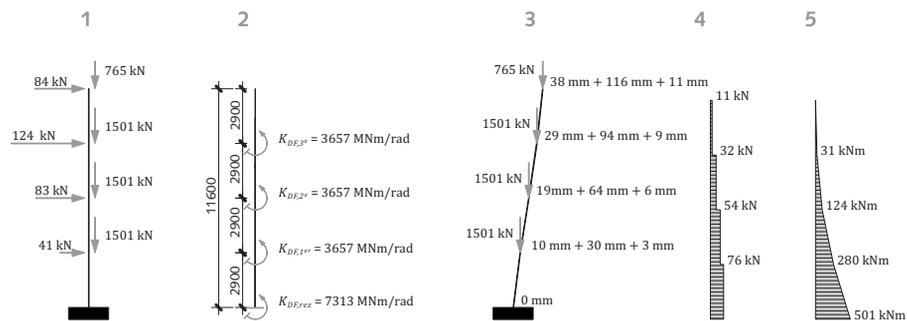


Figure 77:

Barre de substitution globale avec

- 1 Ensemble des charges agissant sur la barre de substitution F_d
- 2 Barre de substitution ($A_{sub} = 100 \text{ mm} \times 4000 \text{ mm}$, $E_{sub} = 16200 \text{ N/mm}^2$, $G_{sub} = 219 \text{ N/mm}^2$)
- 3 Déformations considérées pour le calcul au second ordre: déformation du 1^{er} et du second ordre, ainsi qu'inclinaison initiale
- 4 Efforts tranchants résultant des forces de déviation dues à l'inclinaison des poteaux $V_{II \text{ ordre}}$
- 5 Moments de flexion résultant des forces de déviation dues à l'inclinaison des poteaux $M_{II \text{ ordre}}$

Sollicitations globales résultantes

A la figure 78, les forces de remplacement sismiques et les forces des déviations dues à l'inclinaison des poteaux sont mises en parallèle. Ces charges supplémentaires, qui doivent être reprises par les parois, sont significatives dans les deux directions x et y pour cet exemple d'application. Les efforts intérieurs sont par ailleurs déterminants pour le dimensionnement des parois.

La même évaluation devrait également être faite pour le cas de charge vent. Les efforts intérieurs supplémentaires se révéleraient cependant sensiblement plus faibles, car les déformations horizontales sous l'action du vent sont nettement plus petites.

Comparaison

Les efforts intérieurs issus du calcul selon la méthode de Rayleigh sont présentés à la figure 79, avec et sans prise en considération de l'inclinaison des poteaux et des effets du second ordre. La comparaison des résultats montre que les efforts tran-

chants augmentent jusqu'à 25%, respectivement les moments de flexion jusqu'à 21%.

A la figure 80 les efforts globaux dans la direction x résultant du calcul au second ordre sont comparés aux valeurs correspondant à la méthode selon l'Eurocode 8 (2004). Il apparaît que les différences sont minimales. Au rez et au 1^{er} étage, les valeurs du calcul au second ordre doivent être utilisées, car le coefficient de sensibilité au déplacement relatif entre étages θ dépasse dans ces cas la valeur 0,2.

Pour les étapes suivantes, les efforts intérieurs issus du calcul au second ordre sont utilisés pour l'exemple d'application, car la valeur du coefficient de sensibilité θ excédant 0,2, il n'est en principe pas possible d'utiliser la formule d'approximation. Les effets du 2^e ordre doivent être par ailleurs être considérés pour tous les autres étages ($\theta \geq 0,1$) à l'exception du 3^e.

Figure 78:

Barre de substitution globale avec

- 1 Forces de déviation horizontales dues à l'inclinaison des poteaux P_d
- 2 Forces de remplacement sismiques F_d
- 3 Valeurs de calcul des efforts tranchants résultants V_d
- 4 Valeurs de calcul des moments de flexion résultants M_d

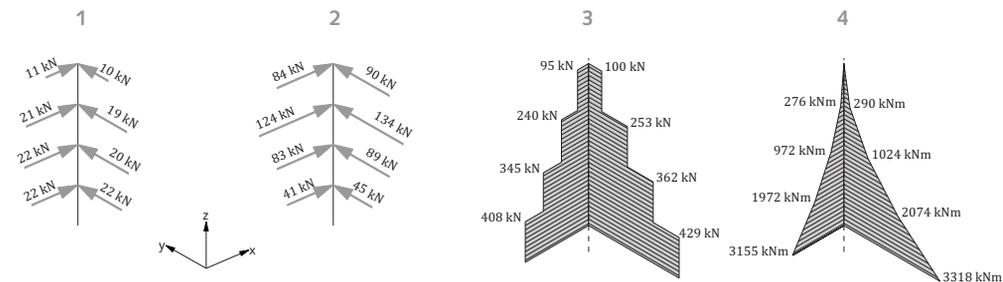


Figure 79:

Comparaison des efforts intérieurs dans la direction x issus du calcul selon la méthode de Rayleigh, avec et sans prise en compte du calcul au second ordre.

Situation	Altitude	V_d	ΔV_d	$V_{d,II}$	$V_{d,II}/V_d$	M_d	ΔM_d	$M_{d,II}$	$M_{d,II}/M_d$
3 ^e	11,6 m	84 kN	11 kN	95 kN	113 %	–	–	–	–
2 ^e	8,7 m	208 kN	32 kN	240 kN	115 %	244 kNm	31 kNm	275 kNm	113 %
1 ^{er}	5,8 m	291 kN	54 kN	345 kN	119 %	847 kNm	124 kNm	971 kNm	115 %
Rez	2,9 m	332 kN	76 kN	408 kN	123 %	1691 kNm	280 kNm	1971 kNm	117 %
Rez	0,0 m	332 kN	76 kN	408 kN	123 %	2654 kNm	501 kNm	3155 kNm	119 %

Figure 80:

Comparaison des efforts intérieurs dans la direction x issus du calcul selon la méthode de Rayleigh avec prise en compte des effets du 2^e ordre, conformément à la norme SIA 265 (2003), et par approximation selon Eurocode 8 (2004).

Situation	Altitude	Calcul 2 ^e ordre		Approximation avec le facteur $1/(1-\theta)$		Différence	
		$V_{d,II}$	$M_{d,II}$	$V_{d,II}$	$M_{d,II}$	$V_{d,II}$	$M_{d,II}$
3 ^e	11,6 m	95 kN	–	93 kN	–	2%	–
2 ^e	8,7 m	240 kN	275 kNm	245 kN	271 kNm	2%	1%
1 ^{er}	5,8 m	345 kN	971 kNm	359 kN	996 kNm	4%	3%
Rez	2,9 m	408 kN	1971 kNm	426 kN	2088 kNm	4%	6%
Rez	0,0 m	408 kN	3155 kNm	426 kN	3403 kNm	4%	8%

5.6.2 Détermination des centres de masse et de rigidité

Le modèle géométrique pour le calcul selon la méthode des forces de remplacement est simplifié dans la mesure où l'on peut faire l'hypothèse que les forces de remplacement sismiques agissent aux centres de masse des étages. La position du centre de masse correspond au centre de gravité de la surface des planchers, pour autant que l'on puisse admettre que la masse du plancher, des autres parties d'ouvrage ainsi que la charge utile soient réparties de manière uniforme sur la surface de l'étage. La position du centre de rigidité, quant à elle, dépend de la rigidité horizontale des parois et de leur répartition dans le plan.

programme statique de barre. Les parois porteuses sont modélisées dans ce cas comme des consoles encastrées avec les rigidités de substitution EI_{sub}^* et GA_{sub}^* ainsi que les constantes de ressort en rotation de l'ancrage et au passage des étages de la figure 69. La rigidité horizontale des parois est donnée par le quotient de la charge unitaire agissant au niveau des planchers resp. de la toiture et des déformations résultantes. Les systèmes statiques pour ce calcul sont donnés à la figure 81. La figure 82 récapitule la rigidité horizontale des quatre parois de l'exemple d'application.

Détermination du centre de rigidité

Le centre de rigidité est calculé individuellement pour chaque étage et pour la toiture. Les rigidités horizontales des parois sont calculées à l'aide d'un

Figure 81: Système statique pour le calcul de la rigidité horizontale de chaque étage.

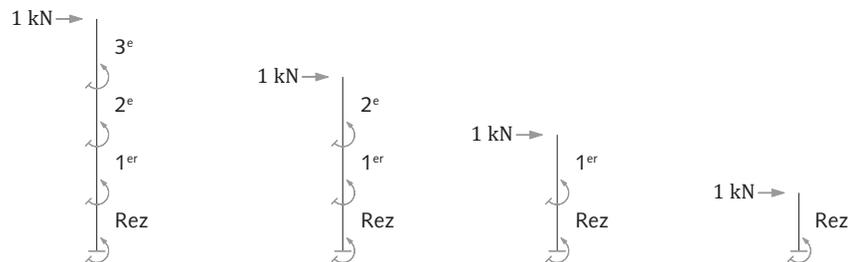


Figure 82: Rigidités horizontales des parois k_i aux différents étages déterminées par un programme statique de barre.

Position	Altitude au dessus de l'horizon d'encastrement	PX1 (longueur 3 m)	PX2 (longueur 4 m)	PY1 (longueur 4 m)	PY2 (longueur 4 m)
3 ^e	11,6 m	1471 kN/m	2212 kN/m	2212 kN/m	2212 kN/m
2 ^e	8,7 m	2439 kN/m	3534 kN/m	3534 kN/m	3534 kN/m
1 ^{er}	5,8 m	4425 kN/m	6173 kN/m	6173 kN/m	6173 kN/m
Rez	2,9 m	10 101 kN/m	13 699 kN/m	13 699 kN/m	13 699 kN/m

La figure 83 montre la position des parois avec les coordonnées (x/y) de leur centre de cisaillement. Leur constante de ressort horizontale est représentée schématiquement par des ressorts.

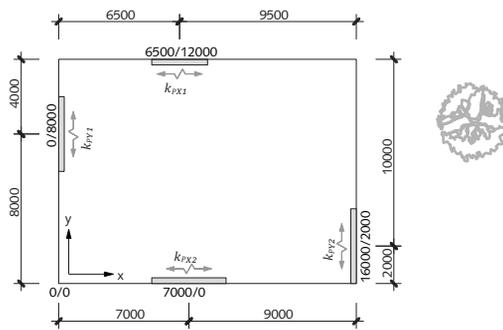
Les coordonnées x_s des centres de rigidité dans la direction x se situent pour tous les étages à 8,0 m en raison de la position symétrique et de la composition identique des parois PY1 et PY2. Le calcul des coordonnées y_s pour l'exemple d'application figure ci-après.

La figure 84 résume les coordonnées calculées des centres de rigidité. Les coordonnées dans la direction y sont différentes pour chaque étage. Avec l'augmentation de l'altitude, la rigidité de la paroi courte

PX1 baisse de manière marquée si on la compare à celle de la paroi longue PX2. Pour cette raison, avec l'altitude le centre de rigidité se déplace toujours plus vers la paroi la plus longue, autrement dit la plus rigide, PX2.

Figure 83:

Plan du bâtiment avec indication des coordonnées (x/y) du centre de cisaillement des parois et représentation schématique des rigidités horizontales (ressorts) pour le calcul des centres de rigidités. L'origine se situe dans le coin inférieur gauche du plan.



$$y_s = \frac{\sum_{i=1}^n (k_{i,x} \cdot y_i)}{\sum_{i=1}^n k_{i,x}}$$

$k_{i,x}$ rigidité horizontale de la paroi i parallèle à l'axe x [kN/m]

y_i ordonnée du centre de cisaillement de la paroi i [m]

y_s ordonnée du centre de rigidité de l'étage [m]

$$y_{s,rez} = \frac{10101 \text{ kN/m} \cdot 12 \text{ m} + 13699 \text{ kN/m} \cdot 0 \text{ m}}{10101 \text{ kN/m} + 13699 \text{ kN/m}} = 5,09 \text{ m}$$

$$y_{s,1er} = 5,01 \text{ m}$$

$$y_{s,2e} = 4,90 \text{ m}$$

$$y_{s,3e} = 4,79 \text{ m}$$

Figure 84:

Coordonnées du centre de rigidité dans les différents étages.

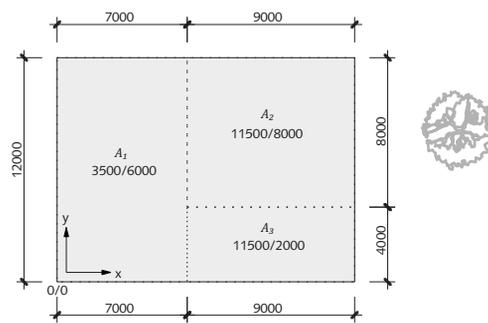
Position	Altitude au dessus de l'horizon d'encastrement	Abscisse x	Ordonnée y
3 ^e	11,6 m	8,00 m	4,79 m
2 ^e	8,7 m	8,00 m	4,90 m
1 ^{er}	5,8 m	8,00 m	5,01 m
Rez	2,9 m	8,00 m	5,09 m

Détermination du centre de masse

Pour le calcul des coordonnées du centre de masse, une répartition constante des masses sur la surface des étages a été admise. Celles-ci correspondent au poids propre, poids mort et à la part quasi permanente de l'action variable. La figure 85 montre une partition d'un plancher dans le cas d'une répartition des masses non constante. Les surfaces partielles avec leurs charges respectives (permanentes et quasi permanentes) et les coordonnées de leur centre de gravité sont à introduire dans les formules ci-dessous.

Puisque les planchers de l'exemple d'application sont identiques dans leur composition et leur affectation, on peut renoncer à les partager en zones. Pour l'exemple d'application, les coordonnées de la figure 86 sont données par la symétrie.

Figure 85: Plan type d'étage avec répartition en surfaces partielles A_i en cas de charges de plancher variables, avec coordonnées x/y du centre de gravité des surfaces partielles. L'origine des coordonnées se situe dans le coin inférieur gauche du plan.



$$x_M = \frac{\sum_{i=1}^n (A_i \cdot x_i \cdot F_{d,i})}{\sum_{i=1}^n (A_i \cdot F_{d,i})}$$

$$y_M = \frac{\sum_{i=1}^n (A_i \cdot y_i \cdot F_{d,i})}{\sum_{i=1}^n (A_i \cdot F_{d,i})}$$

- A_i surface partielle i du plan d'étage [m²]
- $F_{d,i}$ charges permanentes et quasi permanentes sur la surface partielle i [kN/m²]
- x_i et y_i coordonnées du centre de gravité de la surface partielle i [m]
- x_M et y_M coordonnées centre de gravité [m]

Figure 86: Coordonnées du centre de gravité dans les différents étages.

Position	Altitude au dessus de l'horizon d'encastrement	Abscisse x	Ordonnée y
3 ^e	11,6 m	8,0 m	6,0 m
2 ^e	8,7 m	8,0 m	6,0 m
1 ^{er}	5,8 m	8,0 m	6,0 m
Rez	2,9 m	8,0 m	6,0 m

5.6.3 Excentricité de la résultante de la force de remplacement

En raison de la répartition pratiquement symétrique en plan de la stabilisation, de sa rigidité constante et de sa continuité sur tous les étages, la différence des excentricités de la résultante des forces de remplacement, définies comme la distance du centre de masse au centre de rigidité, est très faible. Dans la pratique des simplifications seraient possibles, par exemple en considérant pour tous les étages l'excentricité maximum au niveau de la toiture.

Excentricité entre les centres de masse et de rigidité

L'excentricité de la force de remplacement est calculée en soustrayant entre elles les coordonnées des centres de masse et de rigidité. Il faut observer que le signe revêt une importance pour le calcul du moment de torsion et celui des efforts intérieurs.

Le calcul des coordonnées y de l'excentricité est détaillé dans ce qui suit. La figure 87 présente le résumé des valeurs pour l'exemple d'application. Il apparaît clairement que les excentricités sont faibles. Si tel n'était pas le cas, la suite du calcul sismique ne pourrait avoir lieu avec la méthode des forces de remplacements (voir norme SIA 261 (2003), chiffre

16.5.1.3). Dans ces cas, l'analyse structurale doit être effectuée, par exemple, avec la méthode du spectre de réponse. Comme alternative, il est également possible d'ajuster les caractéristiques des paires, afin de réduire l'excentricité.

$$e_y = y_M - y_s$$

e_y excentricité des forces de remplacement [m]

y_M ordonnée y du centre de masse [m]

y_s ordonnée y du centre de rigidité [m]

$$e_{rez,y} = 6,00 \text{ m} - 5,09 \text{ m} = 0,91 \text{ m}$$

$$e_{1er,y} = 0,99 \text{ m}$$

$$e_{2e,y} = 1,10 \text{ m}$$

$$e_{3e,y} = 1,21 \text{ m}$$

Figure 87:
Excentricité entre centre de masse et centre de rigidité par étage.

Position	Altitude au dessus de l'horizon d'encastrement	x_s	x_M	e_x	y_s	y_M	e_y
3 ^e	11,6 m	8,0 m	8,0 m	0,0 m	4,79 m	6,0 m	1,21 m
2 ^e	8,7 m	8,0 m	8,0 m	0,0 m	4,90 m	6,0 m	1,10 m
1 ^{er}	5,8 m	8,0 m	8,0 m	0,0 m	5,01 m	6,0 m	0,99 m
Rez	2,9 m	8,0 m	8,0 m	0,0 m	5,09 m	6,0 m	0,91 m

L'excentricité effective de la résultante de la force de remplacement pour un étage est donnée par la position des forces de remplacement, en règle générale excentriques, agissant dans les étages au dessus de l'étage considéré. Pour la direction y, elle peut être calculée de la manière suivante:

$$e_{i,y} = \frac{\sum_{j=i}^n (F_{d,j,x} \cdot e_{j,y})}{\sum_{j=i}^n F_{d,j,x}}$$

$e_{i,y}$ excentricité de la résultante de la force de remplacement provenant des étages situés au dessus du niveau considéré, à l'étage i dans la direction y [m]

$e_{j,y}$ excentricité de la résultante de la force de remplacement à l'étage j [m]

$F_{d,j,x}$ force de remplacement à l'étage j dans la direction x [kN]

$$e_{rez,y} = \frac{63 \text{ kN} \cdot 0,91 \text{ m} + 105 \text{ kN} \cdot 0,99 \text{ m} + 145 \text{ kN} \cdot 1,10 \text{ m} + 95 \text{ kN} \cdot 1,21 \text{ m}}{63 \text{ kN} + 105 \text{ kN} + 145 \text{ kN} + 95 \text{ kN}} = 1,07 \text{ m}$$

$$e_{1er,y} = 1,10 \text{ m}$$

$$e_{2e,y} = 1,14 \text{ m}$$

$$e_{3e,y} = 1,21 \text{ m}$$

Valeur de calcul supérieure et inférieure de l'excentricité de la résultante de la force de remplacement.

Les excentricités géométriques des résultantes des forces de remplacement ne correspondent pas encore aux valeurs de calcul pour la détermination des moments de torsion qui doivent être utilisées dans la méthode des forces de remplacement. Afin de tenir compte de l'effet de la torsion effective ou accidentelle, ces valeurs doivent être multipliées, selon la norme SIA 261 (2003), chiffre 16.5.2.7, par les facteurs correspondants, et 5 % de la dimension du bâtiment perpendiculairement à la direction considérée ajoutée resp. soustraite pour obtenir les va-

leurs inférieure et supérieure de la valeur de calcul de l'excentricité.

Dans ce qui suit, le calcul est présenté dans la direction y, et les valeurs inf. et sup. des valeurs de calcul des excentricités des résultantes des forces de remplacement dans les directions x et y sont données à la figure 88. La figure 89 présente la position des centres de masse et de rigidité pour la toiture, et la position du point d'application de la résultante de la force de remplacement, en tenant compte des valeurs de calcul inf. et sup. de l'excentricité.

$$e_{d,sup,i,y} = 1,5 \cdot e_{i,y} + 0,05 \cdot b_y$$

$$e_{d,inf,i,y} = 0,5 \cdot e_{i,y} - 0,05 \cdot b_y$$

b_y dimension du bâtiment perpendiculaire à l'action du séisme [m]

$e_{d,inf,i,y}$ valeur de calcul inférieure de l'excentricité de la résultante de la force de remplacement dans la direction y [m]

$e_{d,sup,i,y}$ valeur de calcul supérieure de l'excentricité de la résultante de la force de remplacement dans la direction y [m]

$e_{i,y}$ excentricité à l'étage i de la résultante de la force de remplacement provenant des étages situés au dessus du niveau considéré [m]

$$e_{d,sup,rez,y} = 1,5 \cdot 1,07 \text{ m} + 0,05 \cdot 12 \text{ m} = 2,21 \text{ m}$$

$$e_{d,inf,rez,y} = 0,5 \cdot 1,07 \text{ m} - 0,05 \cdot 12 \text{ m} = -0,07 \text{ m}$$

$$e_{d,sup,1er,y} = 2,25 \text{ m}$$

$$e_{d,sup,2e,y} = 2,31 \text{ m}$$

$$e_{d,sup,3e,y} = 2,42 \text{ m}$$

$$e_{d,inf,1er,y} = -0,05 \text{ m}$$

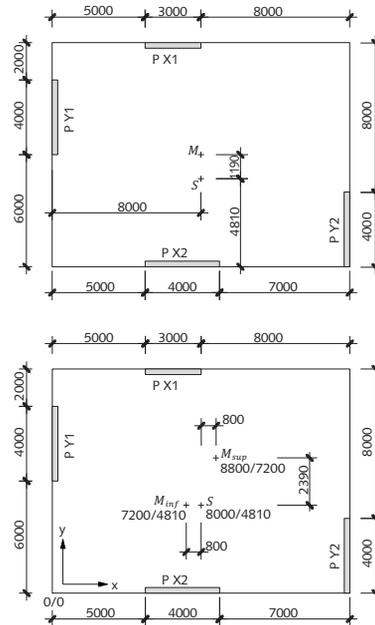
$$e_{d,inf,2e,y} = -0,03 \text{ m}$$

$$e_{d,inf,3e,y} = 0,0 \text{ m}$$

Figure 88:
Excentricité déterminante par étage et valeurs de calcul inférieure et supérieure résultantes, pour le calcul des moments de torsion.

Position	Altitude au dessus de l'horizon d'encastrement	$e_{i,x}$	$e_{d,sup,i,x}$	$e_{d,inf,i,x}$	$e_{i,y}$	$e_{d,sup,i,y}$	$e_{d,inf,i,y}$
3 ^e	11,6 m	0,0 m	0,80 m	-0,80 m	1,21 m	2,42 m	0,0 m
2 ^e	8,7 m	0,0 m	0,80 m	-0,80 m	1,14 m	2,31 m	-0,03 m
1 ^{er}	5,8 m	0,0 m	0,80 m	-0,80 m	1,10 m	2,25 m	-0,05 m
Rez	2,9 m	0,0 m	0,80 m	-0,80 m	1,07 m	2,21 m	-0,07 m

Figure 89: Position des centres de masse et de rigidité au niveau de la toiture (en haut) et points d'application des forces de remplacement au même niveau en raison des valeurs de calcul de l'excentricité (en bas). L'origine des coordonnées est dans le coin inférieur gauche du plan.



Prise en compte des moments de torsion

Quatre différents moments de torsion, deux dans chaque direction, résultent donc des valeurs inférieures et supérieures de la valeur de calcul de l'excentricité. Ceux-ci doivent être repris par des couples de forces dans les parois.

Dans ce qui suit, la détermination de la valeur de calcul des moments de torsion dus aux forces de remplacement est détaillée pour la direction x, et les valeurs pour les deux directions sont présentées à la figure 90.

$$T_{d,i,x} = e_{d,i,y} \cdot \sum_{j=i}^n F_{d,j,x}$$

$e_{d,i,y}$ valeur de calcul de l'excentricité à l'étage i dans la direction y [m]

$F_{d,j,x}$ force de remplacement pour l'étage j dans la direction x [kN]

$T_{d,i,x}$ moment de torsion dû à la force dans la direction x par rapport au centre de rigidité à l'étage i [kNm]

$$T_{d,sup,rez,x} = 2,21 \text{ m} \cdot 408 \text{ kN} = 902 \text{ kNm}$$

$$T_{d,inf,rez,x} = -0,07 \text{ m} \cdot 408 \text{ kN} = -29 \text{ kNm}$$

$$T_{d,sup,1er,x} = 776 \text{ kNm}$$

$$T_{d,inf,1er,x} = -17 \text{ kNm}$$

$$T_{d,sup,2e,x} = 554 \text{ kNm}$$

$$T_{d,inf,2e,x} = -7 \text{ kNm}$$

$$T_{d,sup,3e,x} = 230 \text{ kNm}$$

$$T_{d,inf,3e,x} = 0 \text{ kNm}$$

Figure 90: Valeurs de calcul supérieure et inférieure des moments de torsion.

Position	Altitude au dessus de l'horizon d'encastrement	$T_{d,sup,x}$	$T_{d,inf,x}$	$T_{d,sup,y}$	$T_{d,inf,y}$
3 ^e	11,6 m	230 kNm	0 kNm	80 kNm	-80 kNm
2 ^e	8,7 m	554 kNm	-7 kNm	202 kNm	-202 kNm
1 ^{er}	5,8 m	776 kNm	-17 kNm	290 kNm	-290 kNm
Rez	2,9 m	902 kNm	-29 kNm	343 kNm	-343 kNm

5.6.4 Répartition par étage des forces de remplacement sur les parois

Les forces de remplacement sont réparties par étage sur les parois. Cette répartition pour l'effort tranchant (composante de translation) a lieu conformément au chapitre 5.6.1 et pour les efforts de torsion (composante de rotation) conformément au chapitre 5.6.3 en fonction de la rigidité horizontale des parois et de la distance entre leur centre de cisaillement et le centre de rigidité de l'étage considéré. Dans ce cas il faut observer que non seulement la valeur de calcul supérieure du moment de torsion T_{sup} , mais également sa valeur inférieure T_{inf} doit être considérée, car le cas de charge déterminant ne peut être identifié a priori.

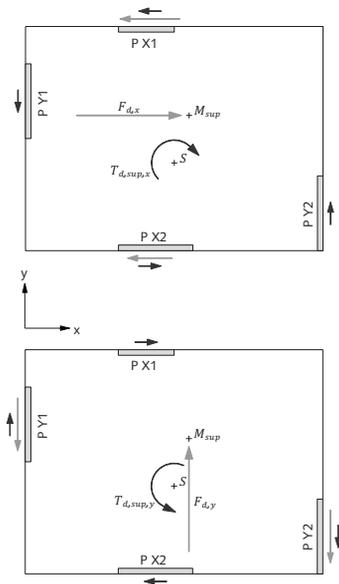
La figure 91 montre graphiquement pour le rez l'action des charges de remplacement et les moments de torsion résultants. Une action dans la direction x (en haut) et y (en bas).

subissent quant à elles une sollicitation supplémentaire en raison de la torsion, qui peut même être favorable lorsque la composante de rotation agit dans le sens opposé à la force de remplacement.

Calcul des efforts tranchants

Les parois dans la direction y ne subissent une sollicitation due à une action horizontale dans la direction x qu'en raison du moment de torsion, car la rigidité dans l'axe faible de la paroi peut être négligée. Les parois dans la direction x sont calculées de manière analogue, en échangeant les indices x et y dans les expressions.

Figure 91: Plan du rez avec représentation schématique des composantes de translation (flèches grises) et de rotation (flèches noires) dues à l'action des forces de remplacement dans la direction x (en haut) et y (en bas).



Dans ce qui suit, le calcul des efforts tranchants dus à l'effet de la translation (F_d) et de la rotation (T_d) pour la paroi PX1 est présenté. Les paramètres nécessaires sont énumérés à la figure 92. Les valeurs de rigidités horizontales ($k_{i,x}$) sont issues de la figure 82.

Figure 92:
Paramètres de calcul de l'effort tranchant pour la paroi PX1.

Position	Altitude au dessus de l'horizon d'encastrement	y'_i	$k_{i,x}$	$\sum (k_{i,x} \cdot y_i'^2 + k_{i,y} \cdot x_i'^2)$
3 ^e	11,6 m	7,21 m	1471 kN/m	0,41 GNm
2 ^e	8,7 m	7,10 m	2439 kN/m	0,66 GNm
1 ^{er}	5,8 m	6,99 m	4425 kN/m	1,16 GNm
Rez	2,9 m	6,91 m	10 101 kN/m	2,59 GNm

$$V_{d,i,x} = F_{d,i,x} \cdot \frac{k_{i,x}}{\sum k_{i,x}} + T_{d,i,x} \cdot \frac{k_{i,x} \cdot y'_i}{\sum (k_{i,x} \cdot y_i'^2 + k_{i,y} \cdot x_i'^2)}$$

$F_{d,i,x}$ somme des forces de remplacement agissant au dessus de l'étage i considéré, dans la direction x [kN]

$k_{i,x}$ rigidité horizontale de la paroi PXi dans la direction x à l'étage i [kN/m]

$k_{i,y}$ rigidité horizontale de la paroi PYi dans la direction y à l'étage i [kN/m]

$T_{d,i,x}$ torsion à considérer à l'étage i en raison d'une action dans la direction x [kNm]

$V_{d,i,x}$ effort tranchant résultant dans la direction x à l'étage i [kN]

x'_i distance à l'étage i entre le centre de cisaillement de la paroi PYi et le centre de rigidité dans la direction x [m]

y'_i distance à l'étage i entre le centre de cisaillement de la paroi PXi et le centre de rigidité dans la direction y [m]

$$V_{d,rez,x} = 408 \text{ kN} \cdot \frac{10101 \text{ kN/m}}{23800 \text{ kN/m}} + 902 \text{ kNm} \cdot \frac{10101 \text{ kN/m} \cdot 6,91 \text{ m}}{2,59 \cdot 10^6 \text{ kNm}} = 198 \text{ kN}$$

$$V_{d,1er,x} = 165 \text{ kN}$$

$$V_{d,2e,x} = 113 \text{ kN}$$

$$V_{d,3e,x} = 44 \text{ kN}$$

Calcul des moments de flexion

La sollicitation à la flexion d'une paroi résulte des efforts tranchants dus à l'action des forces de remplacement sismiques à chaque étage. Le moment de flexion au niveau du plancher de l'étage i se compose de la somme des produits de l'efforts tranchant

$\Delta V_{d,j}$ (part de la force de remplacement au niveau j) et de la distance z_j (distance de l'étage j au plancher de l'étage i).

Le calcul du moment de flexion pour la paroi PX1 est présenté ci-dessous.

$$M_{d,i} = \sum_{j=i+1}^n (z_j \cdot \Delta V_{d,j})$$

$$\Delta V_{d,j} = V_{d,j} - V_{d,j+1}$$

$$z_j = h_j - h_i$$

$\Delta V_{d,j}$	augmentation de l'efforts tranchant dans la paroi au niveau de l'étage j [kN]
h_i	altitude du plancher i au dessus de l'horizon d'encastrement [m]
h_j	altitude du plancher j au dessus de l'horizon d'encastrement [m]
$M_{d,i}$	sollicitation en flexion d'une paroi au niveau du plancher de l'étage i [kNm]
$V_{d,j}$	effort tranchant au niveau du plancher de l'étage j [kN]
$V_{d,j+1}$	effort tranchant au niveau du plancher de l'étage $j+1$ [kN]
z_j	distance du plancher de l'étage j au plan de l'étage i [m]

$$M_{d,rez,x} = 2,9 \text{ m} \cdot 33 \text{ kN} + 5,8 \text{ m} \cdot 52 \text{ kN} + 8,7 \text{ m} \cdot 69 \text{ kN} + 11,6 \text{ m} \cdot 44 \text{ kN} = 1508 \text{ kNm}$$

$$M_{d,1er,x} = 934 \text{ kNm}$$

$$M_{d,2e,x} = 455 \text{ kNm}$$

$$M_{d,3e,x} = 128 \text{ kNm}$$

Calcul des efforts normaux

Si l'on divise les moments de flexion par la longueur de la paroi, on obtient comme résultat les forces d'ancrage au niveau de l'horizon d'encastrement, ou les forces de liaison au passage des étages. Les efforts normaux dus aux actions horizontales se développent triangulairement sur la hauteur de l'immeuble. Ces efforts normaux doivent être superposés avec les efforts normaux provenant des actions verticales (charges permanentes et quasi perma-

entes). Par simplification, seuls les efforts normaux provenant des actions horizontales sont considérés dans l'exemple d'application.

Le calcul des efforts normaux résultant des actions horizontales est présenté ci-dessous pour la paroi PX1.

$$\pm N_{d,i} = \frac{M_{d,i}}{l_i}$$

l_i longueur de la paroi i [m]

$M_{d,i}$ sollicitation en flexion de la paroi PX1 à l'étage i [kNm]

$N_{d,i}$ effort normal dans le montant de bord de la paroi PX1 à l'étage i [kN]

$$N_{d,rez,x} = \frac{1508 \text{ kNm}}{3,0 \text{ m}} = 503 \text{ kN}$$

$$N_{d,1er,x} = 311 \text{ kN}$$

$$N_{d,2e,x} = 152 \text{ kN}$$

$$N_{d,3e,x} = 43 \text{ kN}$$

Efforts intérieurs résultants

Les figures 93 et 94 présentent les moments de flexion et les efforts tranchants maximaux dus à l'action sismique. La figure 95 montre graphiquement les moments de flexion et les efforts tranchants dans la paroi PX1 résultant de la prise en considération des quatre cas d'excentricité (inf. et sup. dans les directions x et y) considérés. Les nu-

méros 1 et 2 correspondent à l'action sismique dans la direction x, et les graphique 3 et 4 à celle dans la direction y. Dans la direction y, comme attendu, la paroi PX1 ne subit que des sollicitations dues aux moments de torsion.

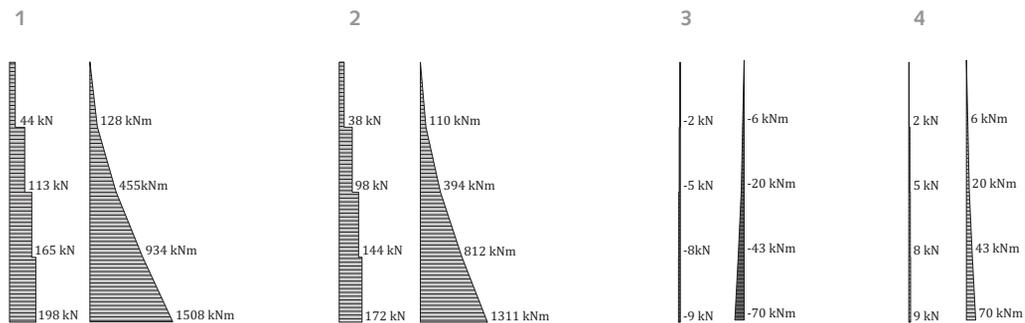
Figure 93: Efforts intérieurs déterminants par la méthode des forces de remplacement pour les parois dans la direction x.

Position	Altitude au dessus de l'horizon d'encastrement	PX1		PX2	
		$V_{d,x}$	$M_{d,y}$	$V_{d,x}$	$M_{d,y}$
3 ^e	11,6 m	44 kN	0 kNm	57 kN	0 kNm
2 ^e	8,7 m	113 kN	128 kNm	142 kN	165 kNm
1 ^{er}	5,8 m	165 kN	455 kNm	201 kN	577 kNm
Rez	2,9 m	198 kN	934 kNm	235 kN	1660 kNm
Rez	0,0 m	198 kN	1508 kNm	235 kN	1842 kNm

Figure 94: Efforts intérieurs déterminants par la méthode des forces de remplacement pour les parois dans la direction y.

Position	Altitude au dessus de l'horizon d'encastrement	PY1		PY2	
		$V_{d,y}$	$M_{d,x}$	$V_{d,y}$	$M_{d,x}$
3 ^e	11,6 m	53 kN	0 kNm	53 kN	0 kNm
2 ^e	8,7 m	135 kN	154 kNm	135 kN	154 kNm
1 ^{er}	5,8 m	193 kN	545 kNm	193 kN	545 kNm
Rez	2,9 m	229 kN	1105 kNm	229 kN	1105 kNm
Rez	0,0 m	229 kN	1769 kNm	229 kN	1769 kNm

Figure 95: Efforts tranchants V_d et moments de flexion M_d pour la paroi PX1, résultant de la force de remplacement F_d en considérant la valeur de calcul inférieure T_{inf} et supérieure T_{sup} du moment de torsion.



- 1 dans la direction x avec $E_d = F_{d,x} + T_{d,sup,x}$
- 2 dans la direction x avec $E_d = F_{d,x} + T_{d,inf,x}$
- 3 dans la direction y avec $E_d = T_{d,sup,y}$
- 4 dans la direction y avec $E_d = T_{d,inf,y}$

5.7 Méthode du spectre de réponse

Les immeubles à plusieurs étages en bois présentent souvent des saillies importantes, des parois disposées de manière asymétrique ou des discontinuités dans la rigidité et la résistance face aux charges horizontales de parois superposées, de telle manière que les critères de régularité en plan et en élévation selon la norme SIA 261 (2003), chiffres 16.5.1.3 et 16.5.1.4 ne sont pas tous remplis. Dans ce cas la méthode des forces de remplacement n'est pas suffisante pour l'analyse structurale, et la méthode du spectre de réponse qui demande un plus grand investissement en calcul doit être utilisée. En général la méthode du spectre de réponse requiert un modèle tridimensionnel, qui peut-être limité à un modèle plan par direction principale, si les règles de régularité en plan sont respectées. De nos jours, la méthode du spectre de réponse est presque exclusivement conduite à l'aide d'un programme d'éléments finis.

Dans le cas de cet exemple d'application, les critères de régularité en plan et en élévation sont respectés et la période de vibration fondamentale n'excède pas 2 s de sorte que les conditions d'application de la méthode des forces de remplacement sont remplies, et il serait possible de renoncer à la méthode du spectre de réponse. Néanmoins, celle-ci est présentée dans ce qui suit à titre d'exemple, et comparée aux résultats de la méthode des forces de remplacement.

5.7.1 Modèle de la structure

Le calcul des rigidités de substitution des parois en ossature effectué au chapitre 5.4.2 permet une représentation relativement facile et proche de la réa-

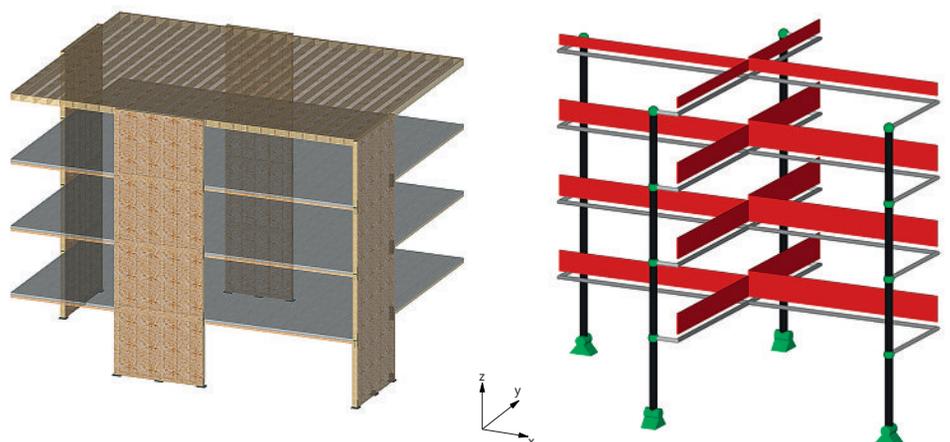
lité de tels éléments dans les logiciels de calcul. Les parois de l'exemple d'application ont été modélisées selon la géométrie (la hauteur correspond à la longueur de la paroi tandis que la largeur a été fixée à 100 mm), ainsi que les rigidités de substitution et les constantes de ressort des liaisons et des ancrages qui apparaissent à la figure 96. La rigidité horizontale des planchers mixtes bois-béton dépend avant tout de la partie en béton. Dans la modélisation, ceux-ci sont donc pris en compte par des éléments de barre possédant la géométrie de la couche béton ainsi que les modules d'élasticité et de cisaillement du béton normal (C25/30). La liaison entre les éléments de barre des parois et ceux des planchers est modélisée par des barres de liaison dont la rigidité est proche de l'infini. Des articulations disposées de manière adéquate assurent qu'il n'y ait pas de transmission de moment entre les éléments de planchers et de parois.

Actions quasi-permanentes par étage

Les actions quasi-permanentes à chaque étage sont réparties sur les barres de plancher comme une charge linéaire. Dans ce cas, il faut observer la manière dont le logiciel gère les masses lors de la détermination de la période de vibration fondamentale. Pour le logiciel utilisé ici, les masses linéaires sont concentrées au milieu de la barre comme une masse unique. Afin de pouvoir néanmoins considérer les masses d'inertie, les barres de plancher ont été modélisées avec un nœud intermédiaire. La figure 96 présente d'une part la structure, et d'autre part, le modèle en barres tel qu'il est introduit dans le logiciel de calcul.

Figure 96:
Représentation de la structure (à gauche) et modèle 3D introduit dans le logiciel de calcul pour le calcul sismique selon la méthode du spectre de réponse (à droite).

Rigidité de substitution PX1:
module E 13824 N/mm²,
Module G 117 N/mm²,
 K_{DFrez} 2633 MNm/rad,
 $K_{DF1er-3e}$ 1317 MNm/rad
Rigidité de substitution
PX2, PY1, PY2: module
E 10368 N/mm², module
G 117 N/mm², K_{DFrez}
4680 MNm/rad, $K_{DF1er-3e}$
2340 MNm/rad



Prise en compte de l'excentricité

L'excentricité géométrique entre les centres de masse et de rigidité est déjà implicitement considérée dans le modèle tridimensionnel. La majoration de l'excentricité de 5% de la largeur correspondante du bâtiment, exigée par la norme SIA 261 (2003) pour tenir compte d'une excentricité accidentelle, a été introduite dans l'exemple d'application par le déplacement des masses d'étage dans les directions x et y.

La figure 97 présente l'excentricité accidentelle prise en compte (en haut: valeur supérieure e_{sup} , en bas: valeur inférieure e_{inf}). Il est à noter que le calcul des efforts intérieurs des parois déterminants requiert l'analyse de plusieurs modèles de structure tridi-

mensionnels avec différentes excentricités. Dans ce qui suit c'est seulement le cas e_{sup} (figure 97, en haut), déterminant pour la paroi PX1, qui sera considéré en détail.

5.7.2 Calcul des effets

Les effets sont déterminés par le logiciel sur la base du spectre de réponse élastique pour la zone sismique Z3b, classe de sol de fondation C, classe d'ouvrage CO I et un coefficient de comportement $q=3$.

Selon le chiffre 16.5.3.5 de la norme 261 (2003) la somme des masses modales effectives des modes de vibration considérés doit atteindre au moins le 90% de la masse totale de l'ouvrage. Pour la structure de l'exemple d'application, les douze premières formes propres ont été étudiées. Parmi celles-ci quatre ont été attribuées aux directions x et y.

Les fréquences propres, les périodes de vibration fondamentale et les masses modales effectives des quatre formes de vibration fondamentale dans la direction x sont présentées à la figure 98. Il apparaît que l'exigence posée à la somme des masses modales est déjà atteinte avec la prise en compte des trois premiers modes fondamentaux.

La figure 99 montre de manière schématique les quatre premiers modes fondamentaux et la part des efforts tranchants et moments de flexion correspondants pour la paroi PX1 dans la direction x. Dans l'exemple d'application à partir du troisième mode, ceux-ci ne sont plus influencés que de manière anecdotique par les modes supérieurs.

Figure 97: Prise en considération de la valeur supérieure (en haut) et inférieure (en bas) de l'excentricité accidentelle par le déplacement du centre de masse.

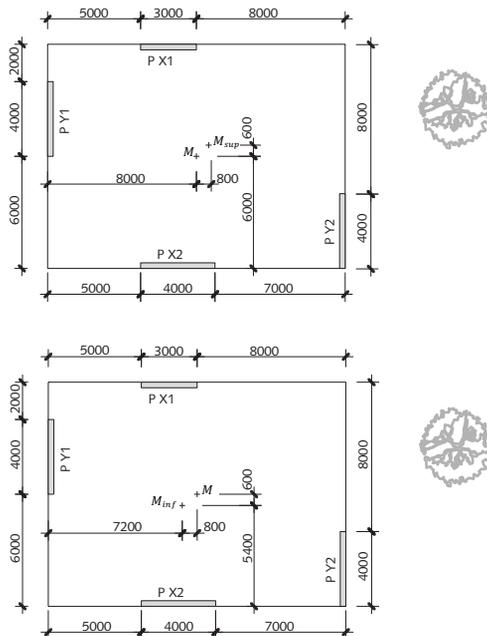
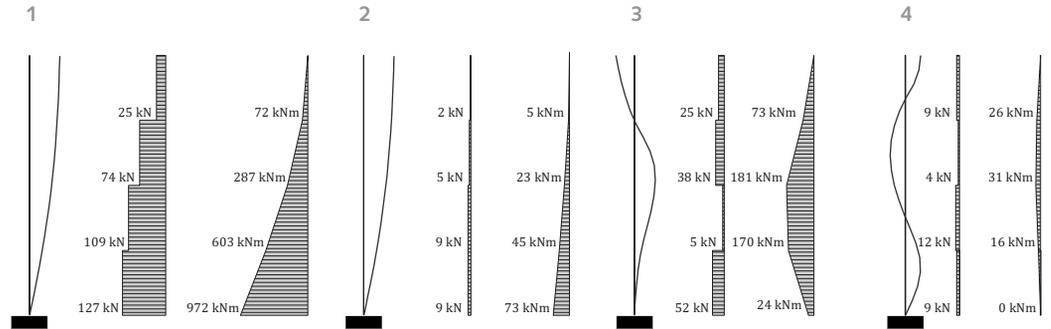


Figure 98: Fréquences et masses modales effectives des quatre premiers modes d'oscillation propre dans la direction x.

Mode d'oscillation propre	1	2	3	4
Fréquence	0,67 Hz	1,24 Hz	1,85 Hz	2,70 Hz
Période de vibration fondamentale	1,50 s	0,81 s	0,54 s	0,37 s
Masse modale effective	435,7 t	7,4 t	65,9 t	10,0 t
Rapport de la somme des masses modales sur la masse totale de l'ouvrage	0,827	0,841	0,966	0,985

Figure 99: Efforts tranchants V_d et moments de flexion M_d maximums pour la paroi PX1 en fonction des quatre premiers modes d'oscillation selon le calcul par la méthode du spectre de réponse.

- 1 1^{er} mode d'oscillation propre
- 2 2^e mode d'oscillation propre (torsion)
- 3 3^e mode d'oscillation propre
- 4 4^e mode d'oscillation propre



La réponse totale de la structure s'obtient par superposition des efforts intérieurs des modes de vibration propre individuels en considérant l'effet total comme la racine carrée de la somme des effets au carré (voir ci-contre). Si les efforts intérieurs de la figure 99 sont superposés par cette méthode, il en résulte pour la paroi PX1 la répartition des efforts tranchants et des moments de flexion de la figure 100. Cette figure présente en plus le déplacement horizontal élastique de la paroi PX1 provenant du calcul par la méthode du spectre de réponse, et celui corrigé par le facteur $q' = (q+1)/2$.

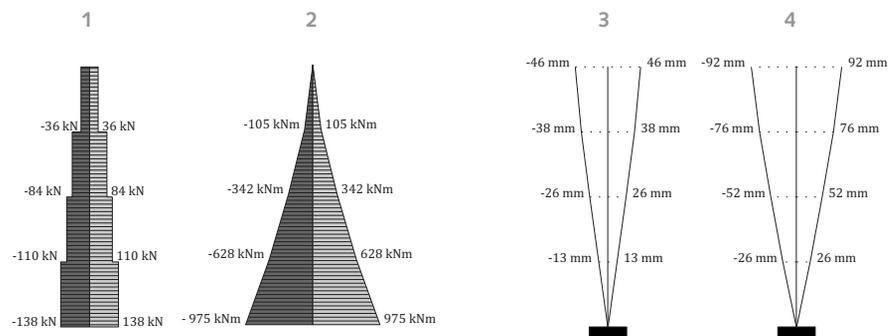
$$V_{d,x} = \sqrt{\sum V_{d,i,x}^2}$$

$$M_{d,x} = \sqrt{\sum M_{d,i,x}^2}$$

$M_{d,i,x}$ moment de flexion pour le mode i dans la direction x [kNm]
 $V_{d,i,x}$ effort tranchant pour le mode i dans la direction x [kN]

Figure 100: Valeurs issues du calcul par la méthode du spectre de réponse pour la paroi PX1 de:

- 1 Efforts tranchants V_d
- 2 Moments de flexion M_d
- 3 Déformations horizontales du 2^e ordre $u_{d,el}$
- 4 Déformations corrigées $u_{el} \cdot q' = u_{el} \cdot (q+1)/2$



Prise en considération des effets du second ordre

Pour la méthode du spectre de réponse, il faut également prendre en compte les efforts intérieurs supplémentaires dus à l'inclinaison des poteaux ainsi que les effets du 2^e ordre correspondants. La figure 101 présente les coefficients de sensibilité au déplacement relatif entre étages, calculés en fonction (voir chapitre 3.1.3) des déformations de la figure 100, des charges permanentes et quasi permanentes, et des efforts tranchants (parois PX1 et PX2).

Puisque les valeurs de θ se situent entre 0,1 et 0,2, les efforts intérieurs supplémentaires peuvent être déterminés de manière simplifiée par le facteur $1/(1-\theta)$. En toiture, ils peuvent même être négligés, car la valeur θ est plus petite que 0,1.

Figure 101:
Effort tranchant déterminant, déplacement horizontal en fonction de $q' = (q+1)/2$, déplacement d'étage et coefficient de sensibilité au déplacement relatif entre étage.

Position	Altitude au dessus de l'horizon d'encastrement	Effort tranchant V_d (PX1 + PX2)	Déplacement horizontal $u_{f(q+1)/2}$	Déplacement d'étage d_r	Coefficient de sensibilité au déplacement relatif entre étages θ
3 ^e	11,6 m	80 kN	92 mm	16 mm	0,05
2 ^e	8,7 m	176 kN	76 mm	24 mm	0,11
1 ^{er}	5,8 m	230 kN	52 mm	26 mm	0,15
Rez	2,9 m	253 kN	26 mm	26 mm	0,19

5.7.3 Comparaison entre la méthode des forces de remplacement et celle du spectre de réponse

Les efforts intérieurs pour la paroi PX1 issus des sollicitations sismiques en considérant les effets du 2^e ordre par la méthode du spectre de réponse sont comparés à la figure 102 avec ceux obtenus à l'aide de la méthode des forces de remplacement. Il est à noter que les valeurs selon la méthode des forces de remplacement résultent d'une analyse du second ordre, alors que ceux selon la méthode du spectre de réponse proviennent d'une majoration par le facteur $1/(1-\theta)$.

Il s'avère que le calcul à l'aide d'un modèle tridimensionnel se prête également au calcul d'une structure avec une stabilisation symétrique, car les efforts provenant du calcul avec la méthode du spectre de réponse sont clairement inférieurs à ceux obtenus par la méthode des forces de remplacement. La comparaison des moments de flexion

montre en plus que la différence entre les deux méthodes diminue pour les étages supérieurs. En particulier en toiture, les valeurs issues du spectre de réponse sont environ égales à celles par la méthode des forces de remplacement. Si la rigidité de parois diminuait avec la hauteur, les efforts obtenus par la méthode du spectre de réponse seraient même plus élevés. Dans ce cas se sont les valeurs d'oscillation d'ordre supérieur qui entrent en jeu, avec comme conséquence une sollicitation supplémentaire des parois dans les étages supérieurs (voir figure 99).

Figure 102:
Efforts intérieurs de la paroi PX1, déterminés par la méthode du spectre de réponse, en comparaison aux résultats de la méthode des forces de remplacement selon la méthode de Rayleigh en considérant les effets du 2^e ordre.

Position	Altitude au dessus de l'horizon d'encastrement	Méthode des forces de remplacement (MFR)		Méthode du spectre de réponse (MSR)		Comparaison MSR/MFR	
		$V_{d,x}$	$M_{d,y}$	$V_{d,x}$	$M_{d,y}$	$V_{d,x}$	$M_{d,y}$
3 ^e	11,6 m	44 kN	0 kNm	38 kN	0 kNm	86%	–
2 ^e	8,7 m	113 kN	128 kNm	94 kN	111 kNm	83%	87%
1 ^{er}	5,8 m	165 kN	455 kNm	129 kN	384 kNm	78%	84%
Rez	2,9 m	198 kN	934 kNm	170 kN	739 kNm	86%	79%
Rez	0 m	198 kN	1508 kNm	170 kN	1204 kNm	86%	80%

5.8 Vérifications

Dans le cadre des contrôles, on vérifie pour l'exemple d'application que l'aptitude au service sous l'action du vent respecte les exigences en cas d'incorporés à caractère fragile, que la hiérarchie des résistances pour le respect du choix d'une structure de type D est adéquate, et que la sécurité structurale par rapport aux efforts intérieurs sous l'action sismique, déterminés par la méthode des forces de remplacement, est assurée.

5.8.1 Aptitude au service sous l'action du vent

Du côté des actions, les efforts intérieurs selon la figure 59 ont été considérés. La figure 103 résume les valeurs de rigidité des parois. Le rez-de-chaussée est l'étage déterminant pour la vérification de l'aptitude au service, les efforts intérieurs étant plus élevé que

dans les étages supérieurs pour des caractéristiques des sections semblables. On vérifie que le déplacement d'étage ne dépasse pas la valeur limite pour des éléments incorporés à caractère fragile de $h/500$. Le calcul des déformations s'appuie sur les expressions du chapitre 6.2.5. On ne considère que les déformations relatives du rez et non celles qui conduisent à un déplacement de l'ensemble (déplacement horizontal des ancrages par exemple). Le calcul est présenté pour les deux directions x et y. La figure 104 confirme encore une fois que la déformation globale dépend en premier lieu de celle due au cisaillement.

Figure 103: Valeurs de rigidité des parois.

Paroi	PX1	PX2	PY1	PY2
Rigidité au cisaillement de substitution GA^*_{sub}	31,2 MN	41,6 MN	41,6 MN	41,6 MN
Rigidité à la flexion de substitution EI_{sub}	3110 MNm ²	5530 MNm ²	5530 MNm ²	5530 MNm ²
Constante de ressort en flexion K_{DF}	2633 MNm/rad	4680 MNm/rad	4680 MNm/rad	4680 MNm/rad

$$u_y = \frac{41 \cdot 157 \text{ kN} \cdot (2,9 \text{ m})^3}{48 \cdot 11 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2} + \frac{7 \cdot 157 \text{ kN} \cdot 2,9 \text{ m}}{8 \cdot 83,2 \cdot 10^3 \text{ kN}} + 2,9 \text{ m} \cdot \sin\left(\frac{911 \text{ kNm} \cdot 180}{9,4 \cdot 10^6 \text{ kNm/rad} \cdot \pi}\right)$$

$$u_y = 0,3 \text{ mm} + 4,8 \text{ mm} + 0,3 \text{ mm} = 5,4 \text{ mm}$$

$$u_y = 5,4 \text{ mm} < 5,8 \text{ mm} = \frac{2900 \text{ mm}}{500} = \frac{h}{500} \Rightarrow \text{ok}$$

$$u_x = \frac{41 \cdot 120 \text{ kN} \cdot (2,9 \text{ m})^3}{48 \cdot 8,6 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2} + \frac{7 \cdot 120 \text{ kN} \cdot 2,9 \text{ m}}{8 \cdot 72,8 \cdot 10^3 \text{ kN}} + 2,9 \text{ m} \cdot \sin\left(\frac{696 \text{ kNm} \cdot 180}{7,3 \cdot 10^6 \text{ kNm/rad} \cdot \pi}\right)$$

$$u_x = 0,3 \text{ mm} + 4,2 \text{ mm} + 0,3 \text{ mm} = 4,8 \text{ mm}$$

$$u_x = 4,8 \text{ mm} < 5,8 \text{ mm} = \frac{2900 \text{ mm}}{500} = \frac{h}{500} \Rightarrow \text{ok}$$

Figure 104: Part du déplacement horizontal u_h dans les deux directions x et y en fonction des différentes rigidités.

Part de déformation	u_x	Part	u_y	Part
Cisaillement	4,2 mm	88%	4,8 mm	89%
Flexion	0,3 mm	6%	0,3 mm	5,5%
Constante de ressort	0,3 mm	6%	0,3 mm	5,5%

5.8.2 Hiérarchie des résistances

Le dimensionnement dans l'exemple d'application a eu lieu en suivant le concept du comportement ductile de la structure. Les règles pour le dimensionnement en capacité doivent donc être observées (voir chapitre 3.2.3). Ces considérations sont présentées à titre d'exemple pour la paroi PX1. Les résistances correspondantes peuvent être tirées des chapitres suivants lors de la vérification de la sécurité structurale.

Les parois de l'exemple d'application sont construites de telle manière que les déformations de cisaillement, avec une part supérieure à 80%, déterminent principalement le déplacement total (voir figure 104). Les déformations en cisaillement à leur tour s'expliquent presque entièrement par celles des agrafes (voir chapitre 5.4.1). De plus, les ancrages des parois sont construits de manière à être isostatique. La chaîne présentée à la figure 24 du chapitre 3.2.3 peut illustrer la paroi, car l'agrafage représente le maillon avec la capacité de déformation plastique la plus importante, et la résistance la plus faible. L'agrafage est par conséquent le seul domaine plastifiable, et toutes les autres parties (revêtement, montants de bord, liaisons aux planchers) doivent être surdimensionnées de 20% par rapport aux agrafes. Si cette hiérarchie des résistances est assurée au rez, et si les agrafes possèdent un $D_s > 3$, alors les règles du dimensionnement en capacité sont remplies, et les parois peuvent être classées dans le type de structure D, avec un coefficient de comportement q de 3,0.

Précision en ce qui concerne le surdimensionnement

Le surdimensionnement peut avoir lieu sur le modèle des expressions 23-27 du chapitre 3.2.3. Une réduction du moment par le facteur $1/\kappa$ n'est pas retenue pour l'exemple d'application. Le facteur de majoration du moment κ sert à considérer les modes de vibration propre d'ordres supérieurs des parois réalisées comme des consoles élancées en faisant l'hypothèse d'une évolution linéaire des moments, afin de relier l'effort tranchant au moment et d'assurer ainsi un surdimensionnement suffisant des zones sollicitées à l'effort tranchant.

Dans l'exemple d'application concernant une structure en ossature avec revêtement agrafé, le surdimensionnement peut être déterminé en partant de

la sollicitation à l'effort tranchant. Une réduction des moments par le facteur $1/\kappa$ ne ferait qu'idéaliser à nouveau le moment. En plus les efforts intérieurs ont été déterminés dans les chapitres précédents en considérant les modes propres d'ordres supérieurs, la sensibilité au déplacement entre étages, etc. Une relation linéaire entre l'effort tranchant et le moment peut être admise, sans nécessité d'un facteur de majoration.

Agrafage

La résistance de l'agrafage vaut 238 kN pour une sollicitation de très courte durée (voir chapitre 5.8.3).

L'agrafage présente un indice de ductilité $D_s > 3$, car la pénétration de 40 mm est supérieure au minimum requis de $14d = 21,4$ mm (voir chapitre 4.3.2).

L'indice de ductilité nécessaire de l'agrafage résulte, comme présenté ci-après, de sa part de déformation selon le chapitre 5.4.1 et de la relation selon la figure 24 du chapitre 3.2.3. L'indice de ductilité nécessaire $D_s \geq 4,3$ peut être atteint avec les agrafes choisis.

$$\Delta' = \Delta'_1 + \Delta'_2 + \Delta'_3 + \Delta'_4$$

$$\Delta_u = D_s \cdot \Delta'_1 + \Delta'_2 + \Delta'_3 + \Delta'_4 = D_s \cdot 0,6 \cdot \Delta' + 0,4 \cdot \Delta'$$

$$\mu = \Delta_u / \Delta' = 3$$

$$\mu = \Delta_u / \Delta' = \frac{\Delta' \cdot (D_s \cdot 0,6 + 0,4)}{\Delta'} = D_s \cdot 0,6 + 0,4$$

$$D_s \geq 4,3$$

Δ'	déformation élastique de la paroi
Δ_u	déformation élastique et plastique de la paroi
$\Delta_1 \approx D_s \cdot \Delta' 1$	déformation de l'agrafage
$\Delta_2 \approx \Delta' 2$	déformation du revêtement
$\Delta_3 \approx \Delta' 3$	déformation des montants de bord
$\Delta_4 \approx \Delta' 4$	déformation de l'ancrage
$\Delta'_1 \approx 0,6 \cdot \Delta'$	part de la déformation de l'agrafage dans la déformée totale de la paroi (selon figure 68 a)
$\mu_d = \Delta_u / \Delta' = q = 3$	ductilité de la paroi exprimée comme le rapport de sa déformation totale (élastique et plastique) à sa déformation élastique

Revêtement

Le revêtement doit être surdimensionné par rapport à l'agrafage de 20%. Puisque les deux éléments sont sollicités au cisaillement, une comparaison directe est possible.

La résistance du revêtement vaut 561 kN pour une sollicitation de très courte durée (voir chapitre 5.8.3).

$$\frac{R_{d,revêtement}}{R_{d,agrafage}} = \frac{561 \text{ kN}}{238 \text{ kN}} = 2,4 > 1,2 \Rightarrow \text{ok}$$

Ancrage de l'effort tranchant

L'ancrage de l'effort tranchant doit être surdimensionné de 20% par rapport à l'agrafage. Puisque les deux éléments sont sollicités au cisaillement, une comparaison directe est possible.

La plus petite résistance de l'ancrage (broches) vaut 358 kN pour une sollicitation de très courte durée (voir chapitre 5.8.4).

$$\frac{R_{d,ancragetranchant}}{R_{d,agrafage}} = \frac{358 \text{ kN}}{238 \text{ kN}} = 1,5 > 1,2 \Rightarrow \text{ok}$$

Ancrage des montants de bord

L'ancrage des montants de bord doit être surdimensionné par rapport à l'agrafage de 20%. La sollicitation de l'ancrage découle d'un moment, par rapport à la sollicitation de l'agrafage qui résulte de l'effort tranchant. Une conversion doit donc être faite sur le modèle des expressions 23–27 du chapitre 3.2.3.

La plus faible résistance des montants de bord et de leur ancrage (broche) vaut 717 kN pour une sollicitation de très courte durée (voir chapitre 5.8.5).

$$V_d^+ = 1,2 \cdot V_{Rd}$$

$$M_d^+ = \frac{V_d^+}{V_d} \cdot M_d = \frac{1,2 \cdot 238 \text{ kN}}{198 \text{ kN}} \cdot 1508 \text{ kNm} = 1,2 \cdot 1813 \text{ kNm}$$

$$\frac{R_{d,broches}}{M_d^+/l} = \frac{717 \text{ kN}}{1,2 \cdot 1813 \text{ kNm}/3,0 \text{ m}} = 0,99 \approx 1,0 \Rightarrow \text{ok}$$

Liaison des planchers à la paroi

La liaison des planchers doit être surdimensionnée de 20% par rapport à l'agrafage. Comme pour l'ancrage du moment une conversion doit être faite. Le surdimensionnement de la liaison des planchers ré-

sulte de cette exigence, comme présenté ci-dessous. Pour la paroi PX1, un flux de cisaillement de 15,9 kN/m doit donc pouvoir être introduit.

$$R_{d,liaisonplancher} \geq \frac{V_d^+}{V_d} \cdot (V_{d,rez} - V_{d,1er})$$

$$R_{d,liaisonplancher} \geq \frac{1,2 \cdot 238 \text{ kN}}{198 \text{ kN}} \cdot (198 \text{ kN} - 165 \text{ kN}) = 47,6 \text{ kN}$$

5.8.3 Agrafage et revêtement



Figure 105:
Liaison entre le revêtement
et les montants par agrafage sur deux rangs.

- agrafage tout bord de plaque sur deux rangs
- agrafe 1,53 × 55 mm
- entraxe des agrafes 24 mm
- $K_{ser} = 247 \text{ N/mm/agrafe}$
- $R_d = 0,476 \text{ kN/agrafe}$

Contrainte de cisaillement dans l'agrafage

La vérification a lieu selon la norme SIA 265/1 (2009), formule 20, 21 et 24. La vérification montre, que l'agrafage présente une réserve de résistance d'environ 20%. Une voie possible pour réduire la résistance serait de diminuer le nombre d'agrafes.

Ceci n'est cependant pas possible, car il s'en suivrait une réduction de la rigidité, et la vérification de l'aptitude au service sous l'action du vent ne serait plus remplie.

$$E_d = V_{Ed} = 198 \text{ kN}$$

$$v_{Ed,fluxcisail} = \frac{V_{Ed}}{l} = \frac{198 \text{ kN}}{3,0 \text{ m}} = 66,0 \text{ kN/m}$$

$$v_{Rd,agrafe} = \min \left\{ \eta_w \cdot \eta_t \cdot R_d ; \frac{2}{3} \cdot \frac{\eta_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{h,k} \cdot d \cdot t \right\}$$

$$R_d = 110 \cdot d^{1,7} \cdot 1,5 = 110 \cdot 1,53^{1,7} \cdot 1,5 = 340 \text{ N}$$

$$f_{h,k} = 65 \cdot d^{-0,7} \cdot t^{0,1} = 65 \cdot 1,53^{-0,7} \cdot (15 - 2)^{0,1} = 62,4 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{Rd,agrafe} = \min \left\{ 1,0 \cdot 1,4 \cdot 340 ; \frac{2}{3} \cdot \frac{1,1}{1,2} \cdot 62,4 \cdot (2 \cdot 1,53) \cdot (15 - 2) \right\} = \min\{476 ; 1517\} = 476 \text{ N}$$

$$v_{Rd,metre} = \frac{1}{a_v} \cdot n_v \cdot v_{Rd,agrafe}$$

$$v_{Rd,metre} = \frac{1,0 \text{ m}}{0,024 \text{ m}} \cdot 4 \cdot 0,476 \text{ kN} = 79,3 \text{ kN/m}$$

$$v_{Ed,fluxcisail} = 66,0 \text{ kN/m} < 79,3 \text{ kN/m} = v_{Rd,par metre} \Rightarrow \text{ok}$$

$$R_{d,agrafage} = v_{Rd,metre} \cdot l = 79,3 \text{ kN/m} \cdot 3,0 \text{ m} = 238 \text{ kN}$$

Vérification du revêtement: cisaillement dans le plan des panneaux

La vérification a lieu selon la norme SIA 265/1 (2009), chiffre 7, en considérant le surdimensionnement de 20% par rapport à l'agrafage. La vérification montre que la résistance du revêtement n'est de loin pas atteinte. Comme pour l'agrafage, une réduction de l'épaisseur des panneaux ou un revêtement sur un seul côté n'est pas judicieux face à l'aptitude au service pour le cas de charge vent. En

outre, le danger de voilement serait augmenté par le choix d'une épaisseur de panneau plus faible. Le choix d'un revêtement sur un seul côté doit être déconseillé, car l'introduction des forces dans les zones de liaison est plus compliquée, et les montants seraient sollicités de manière asymétrique.



Figure 106:
Revêtement en OSB3.

- revêtement sur deux faces avec OSB3 15 mm
- tout joint de plaque soutenu et agrafé
- largeur de plaque 1,00 m
- hauteur de plaque 2,90 m
- $f_{v,k} = 6,8 \text{ N/mm}^2$

$$E_d = V_d^+ = 1,2 \cdot V_{Rd} = 1,2 \cdot R_{d,agrafage} = 1,2 \cdot 238 \text{ kN} = 286 \text{ kN}$$

$$R_d = \frac{\eta_M \cdot \eta_t \cdot \eta_w}{\gamma_M} \cdot f_{v,k} \cdot l_{paroi} \cdot \sum t_{revêtement} = \frac{\eta_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{v,k} \cdot l_{paroi} \cdot \sum t_{revêtement}$$

$$R_d = \frac{1,1}{1,2} \cdot 6,8 \text{ N/mm}^2 \cdot 3000 \text{ mm} \cdot 2 \cdot (15 \text{ mm} - 2 \text{ mm}) = 486 \text{ kN}$$

$$E_d = 286 \text{ kN} < 486 \text{ kN} = R_d \Rightarrow \text{ok}$$



Figure 107:
Liaison par broches pour
l'ancrage de l'effort tran-
chant

- Semelle 140/240 mm,
BLC GL28h, surface brute
33 600 mm², surface
nette 25 134 mm²
- 3 plaques entaillées, FLA
S355, $t = 8$ mm
- plaque de tête
300/320 mm, FLA S355,
 $t = 30$ mm
- 8 broches sur 2 rangs,
 $d = 10$ mm, CR 5.6, $f_{u,k}$
 $= 500$ N/mm²
- $K_{ser} = 292$ kN/mm
- $R_d = 256$ kN

5.8.4 Ancrage de l'effort tranchant de la paroi

Indication constructive

Afin de respecter le modèle choisi – système isosta-
tique pour l'ancrage – il faut s'assurer constructieve-
ment, par ex. avec des trous ovalisés, que l'ancrage
de l'effort tranchant ne reprenne pas de charge per-
pendiculaire aux fibres de la semelle.

L'ancrage de l'effort tranchant doit être surdimen-
sionné de 20% par rapport à l'agrafage.

Vérification des broches

La vérification a lieu selon la norme SIA 265 (2003),
chiffre 6.2. La résistance des broches R_d est donnée
à la figure 107.

$$E_d = V_d^+ = 1,2 \cdot V_{Rd} = 1,2 \cdot R_{d,agrafage} = 1,2 \cdot 238 \text{ kN} = 286 \text{ kN}$$

$$\underline{E_d = 286 \text{ kN} < 358 \text{ kN} = 256 \text{ kN} \cdot 1,4 = R_d \cdot \eta_t \Rightarrow \text{ok}}$$

Vérification des tôles entaillées: défaillance par cisaillement dans la section nette

La vérification a lieu selon la norme SIA 263 (2003),
formule 77.

$$E_d = 286 \text{ kN}$$

$$\text{Plaques extérieures: } E_d = 91 \text{ kN}$$

$$\text{Plaque médiane: } E_d = 104 \text{ kN}$$

$$V_{eff,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_u \cdot A_{v,net}}{\gamma_{M2} \cdot \sqrt{3}} = \frac{0,9 \cdot 510 \text{ N/mm}^2 \cdot 1808 \text{ mm}^2}{1,25 \cdot \sqrt{3}} = 383 \text{ kN}$$

$$\underline{E_d = 104 \text{ kN} < 383 \text{ kN} = V_{eff,Rd} \Rightarrow \text{ok}}$$

Vérification des tôles entaillées: défaillance par effet combiné de cisaillement et d'arrachement

La vérification a lieu selon la norme SIA 263 (2003), formule 78.

$$E_d = 286 \text{ kN}$$

Plaques extérieures: $E_d = 91 \text{ kN}$

Plaque médiane: $E_d = 104 \text{ kN}$

$$V_{eff,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_u \cdot A_t + \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot A_{v,brut}}{\gamma_{M2}}$$

$$V_{eff,Rd} = \frac{0,9 \cdot 510 \text{ N/mm}^2 \cdot 712 \text{ mm}^2 + \frac{355 \text{ N/mm}^2}{\sqrt{3}} \cdot 1612 \text{ mm}^2}{1,25} = 526 \text{ kN}$$

$$\underline{E_d = 104 \text{ kN} < 526 \text{ kN} = V_{eff,Rd} \Rightarrow \text{ok}}$$

Vérification de la semelle: sollicitation de traction de la section nette

La vérification a lieu selon la norme SIA 265 (2003), formule 6.

$$E_d = 286 \text{ kN}$$

$$f_{t,0,d} \cdot \eta_t = 14,0 \text{ N/mm}^2 \cdot 1,4 = 19,6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_{Ed}}{A_{net}} = \frac{286 \cdot 10^3 \text{ N}}{25134 \text{ mm}^2} = 11,4 \text{ N/mm}^2$$

$$\underline{\sigma_{t,0,d} = 11,4 \text{ N/mm}^2 < 19,6 \text{ N/mm}^2 = f_{t,0,d} \cdot \eta_t \Rightarrow \text{ok}}$$

5.8.5 Ancrage de la paroi en traction et compression

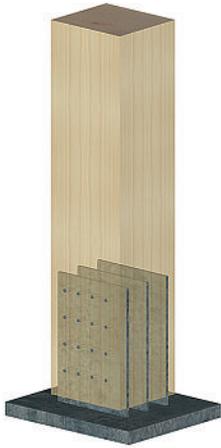


Figure 108: Liaison par broches pour les ancrages des forces de traction et compression dans la dalle béton.

- montants de bord
240/240 mm, BLC GL28h,
section brute 57 600 mm²,
section nette 41 748 mm²
- 3 plaques entaillées, FLA
S355, $t = 8$ mm
- plaque de tête 300/
380 mm, FLA S355,
 $t = 45$ mm
- 16 broches sur 4 rangs,
 $d = 10$ mm, CR 5.6,
 $f_{u,k} = 500$ N/mm²
- $K_{ser} = 585$ kN/mm
- $R_d = 512$ kN

Indication constructive

Afin de respecter le modèle, il faut s'assurer constructivement que seuls des efforts de traction ou compression parallèles aux fibres se développent dans les ancrages des montants de bord.

Les ancrages en compression et en traction doivent être vérifiés avec un surdimensionnement de 20% par rapport à l'agrafage.

Vérification des broches

La vérification s'effectue selon la norme SIA 265 (2003), chiffre 6.2. La résistance des broches peut être tirée de la figure 108.

$$E_d = \frac{M_d^+}{l} = \frac{V_d^+}{V_d} \cdot M_d \cdot \frac{1}{l} = \frac{1,2 \cdot 238 \text{ kN}}{198 \text{ kN}} \cdot 1508 \text{ kNm} \cdot \frac{1}{3,0 \text{ m}} = 725 \text{ kN}$$

$$E_d = 725 \text{ kN} \approx 717 \text{ kN} = 512 \text{ kN} \cdot 1,4 = R_d \cdot \eta_t \Rightarrow \text{ok}$$

Vérification des tôles entaillées: sollicitation à la traction de la section brute

La vérification a lieu selon la norme SIA 263 (2003), formule 6.

$$E_d = 725 \text{ kN}$$

Plaques extérieures: $E_d = 231$ kN

Plaque médiane (déterminante): $E_d = 263$ kN

$$N_{Rd} = \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{M1}} = \frac{355 \text{ N/mm}^2 \cdot 1920 \text{ mm}^2}{1,05} = 649 \text{ kN}$$

$$E_d = 263 \text{ kN} < 649 \text{ kN} = N_{Rd} \Rightarrow \text{ok}$$

**Vérification des plaques entaillées: sollicitation
à la traction de la section nette**

La vérification a lieu selon la norme SIA 263
(2003), formule 7.

$$E_d = 725 \text{ kN}$$

Plaques extérieures: $E_d = 231 \text{ kN}$

Plaque médiane (déterminante): $E_d = 263 \text{ kN}$

$$N_{Rd} = \frac{0,9 \cdot f_u \cdot A_{net}}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 510 \text{ N/mm}^2 \cdot 1568 \text{ mm}^2}{1,25} = 576 \text{ kN}$$

$$\underline{E_d = 263 \text{ kN} < 576 \text{ kN} = N_{Rd} \Rightarrow \text{ok}}$$

**Vérification des montants de bord: sollicitation
à la traction de la section nette**

La vérification a lieu selon la norme SIA 265
(2003), formule 6.

$$E_d = 725 \text{ kN}$$

$$f_{t,0,d} \cdot \eta_t = 14,0 \text{ N/mm}^2 \cdot 1,4 = 19,6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{E_d}{A_{net}} = \frac{725 \cdot 10^3 \text{ N}}{41748 \text{ mm}^2} = 17,4 \text{ N/mm}^2$$

$$\underline{\sigma_{t,0,d} = 17,4 \text{ N/mm}^2 < 19,6 \text{ N/mm}^2 = f_{t,0,d} \cdot \eta_t \Rightarrow \text{ok}}$$

5.8.6 Sollicitation à la compression de montants de bord

Vérification au flambage des montants de bord

La vérification a lieu selon la norme SIA 265 (2003), chiffre 4.2.8, en considérant le surdimensionnement de 20% par rapport à l'agrafage.

$$E_d = \frac{M_d^+}{l} = \frac{V_d^+}{V_d} \cdot M_d \cdot \frac{1}{l} = \frac{1,2 \cdot 238 \text{ kN}}{198 \text{ kN}} \cdot 1508 \text{ kNm} \cdot \frac{1}{3,0 \text{ m}} = 725 \text{ kN}$$

$$\lambda_k = \frac{l_k}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{2900 \text{ mm}}{\sqrt{\frac{57600 \text{ mm}^2}{12}}} = 41,9$$

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda_k}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{41,9}{3,142} \cdot \sqrt{\frac{26,5 \text{ N/mm}^2}{10200 \text{ N/mm}^2}} = 0,68$$

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

$$k = 0,5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2]$$

$$\beta_c = 0,1$$

$$k = 0,5 \cdot [1 + 0,1 \cdot (0,679 - 0,3) + 0,679^2] = 0,749$$

$$k_c = \frac{1}{0,749 + \sqrt{0,749^2 - 0,679^2}} = 0,94$$

$$k_c \cdot f_{c,0,d} \cdot \eta_t = 0,94 \cdot 17,0 \text{ N/mm}^2 \cdot 1,4 = 22,4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{E_d}{A} = \frac{725 \cdot 10^3 \text{ N}}{57600 \text{ mm}^2} = 12,6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,0,d} = 12,6 \text{ N/mm}^2 < 22,4 \text{ N/mm}^2 = k_c \cdot f_{c,0,d} \cdot \eta_t \Rightarrow \text{ok}$$

**Vérification des montants de bord: sollicitation
à la compression de la section nette**

La vérification a lieu selon la norme SIA 265 (2003), formule 10, en considérant le surdimensionnement de 20% par rapport à l'agrafage.

$$E_d = 725 \text{ kN}$$

$$f_{c,0,d} \cdot \eta_t = 17,0 \text{ N/mm}^2 \cdot 1,4 = 23,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{E_d}{A_{net}} = \frac{725 \cdot 10^3 \text{ N}}{41748 \text{ mm}^2} = 17,4 \text{ N/mm}^2$$

$$\underline{\sigma_{c,0,d} = 17,4 \text{ N/mm}^2 < 23,8 \text{ N/mm}^2 = f_{c,0,d} \cdot \eta_t \Rightarrow \text{ok}}$$

5.8.7 Liaison des ancrages à la partie massive**Vérification de la plaque de base à la flexion**

Les plaques de base des ancrages en traction et compression sont soudées sur le chantier parallèlement à la paroi sur les deux cotés, sur les plaques en attente incorporées dans la dalle béton. L'épaisseur de la plaque de base dépend du moment de flexion repris par celle-ci. Pour la paroi PX1, ce moment s'élève à 34,8 kNm dans lequel le surdimensionnement de 20% par rapport à l'agrafage est déjà compris. Il s'ensuit une épaisseur de 45 mm afin de satisfaire la vérification de la flexion. La largeur de la plaque de base est de 300 mm et sa longueur de 380 mm (correspond à la longueur parallèle à la paroi des cordons de soudure).

La vérification s'effectue selon la norme SIA 263 (2003), formule 9.

$$E_d = 34,8 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \cdot W}{\gamma_{M1}} = \frac{355 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{(45 \text{ mm})^2 \cdot 380 \text{ mm}}{6}}{1,05 \cdot 10^6 \text{ Nm/kNm}} = 40,9 \text{ kNm}$$

$$\underline{E_d = 34,8 \text{ kNm} < 40,9 \text{ kNm} = M_{Rd} \Rightarrow \text{ok}}$$

Vérification de l'ancrage dans les fondations

Dans l'exemple d'application, l'ancrage a lieu par l'intermédiaire de cordons de soudure. La plaque de base des ancrages en traction et compression est soudée parallèlement à la paroi avec des cordons d'angle $a=9$ mm sur la plaque en attente disposée dans le socle massif. La hauteur a dépend, outre de l'aspect résistance, de l'épaisseur des pièces à souder (voir chiffre 7.2.4 de la norme SIA 263 (2003)).

Vérification de la section de gorge des cordons d'angle

La vérification a lieu selon la norme SIA 263 (2003), formule 82, en considérant le surdimensionnement de 20% par rapport à l'agrafage.

$$E_d = \frac{M_d^+}{l} = \frac{V_d^+}{V_d} \cdot M_d \cdot \frac{1}{l} = \frac{1,2 \cdot 238 \text{ kN}}{198 \text{ kN}} \cdot 1508 \text{ kNm} \cdot \frac{1}{3,0 \text{ m}} = 725 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = a \cdot \Delta L \cdot \frac{f_w}{\gamma_{M2}} = 9 \text{ mm} \cdot 2 \cdot 380 \text{ mm} \cdot \frac{0,6 \cdot 510 \text{ N/mm}^2}{1,25 \cdot 1000 \text{ N/kN}} = 1674 \text{ kN}$$

$$\underline{E_d = 725 \text{ kN} < 1674 \text{ kN} = F_{Rd} \Rightarrow \text{ok}}$$

Vérification de la section de contact des cordons d'angle

La vérification a lieu selon la norme SIA 263 (2003), formule 83, en considérant le surdimensionnement de 20% par rapport à l'agrafage.

$$E_d = 725 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = s_{min} \cdot \Delta L \cdot \frac{f_s}{\gamma_{M2}} = \sqrt{2} \cdot 9 \text{ mm} \cdot 2 \cdot 380 \text{ mm} \cdot \frac{0,8 \cdot 355 \text{ N/mm}^2}{1,25 \cdot 1000 \text{ N/kN}} = 2200 \text{ kN}$$

$$\underline{E_d = 725 \text{ kN} < 2200 \text{ kN} = F_{Rd} \Rightarrow \text{ok}}$$

5.8.8 Liaison entre les voiles de plancher et les parois

Les liaisons au passage des étages ont pour fonction d'introduire les charges horizontales provenant des voiles de plancher dans les parois. Le choix des détails de liaison entre les voiles de plancher et les parois dépend en premier lieu du type de plancher et de la grandeur des charges à introduire. Ces liaisons doivent être surdimensionnées de 20% selon la norme SIA 265 (2003), chiffre 4.6.3.1.

Dans l'exemple d'application, les liaisons entre les planchers mixtes bois-béton et les parois sont réalisées par des vis autoforeuses disposées en ligne. Les vis sont liées à l'armature et intégrées à la partie béton des planchers. On renonce ici à détailler la vérification. La résistance surdimensionnée doit être d'au moins 47,6 kN (voir chapitre 5.8.2).

5.9 Conclusion

Pour l'analyse du système de stabilisation d'un ouvrage en bois de quatre niveaux situé, comme dans l'exemple d'application, dans la zone sismique Z3b la plus élevée de Suisse, le séisme n'est pas forcément l'élément prépondérant pour le dimensionnement mais le vent peut l'être aussi. Ainsi dans ce cas, la structure est déterminée par l'aptitude au service sous charges de vent, et vérifiée pour la sécurité structurale face au séisme. Ceci est valable à condition qu'une structure parasismique ductile soit choisie (type de structure D, norme SIA 265 (2003), tableau 10). Pour une structure non ductile, (type de structure A) les sollicitations de séisme seraient doublées.

Globalement les ouvrages avec une stabilisation relativement souple se comportent de manière favorable face au séisme. Dans le même temps le respect de l'aptitude au service face au vent requiert une rigidité minimale. Selon la combinaison des nombreux paramètres de dimensionnement pour le séisme et le vent, tour à tour une situation ou l'autre peut être déterminante pour le dimensionnement, même si avec un nombre croissant d'étages, les sollicitations de vent ont tendance à prendre le dessus sur les sollicitations sismiques.

Dans le cas de bâtiments avec une structure non ductile, le séisme est l'action horizontale déterminante pour la détermination de la composition des parois de stabilisation, même pour les zones sismiques inférieures. C'est le cas particulièrement pour un faible nombre de niveaux, et pour les rigidités horizontales importantes.

Pour le prédimensionnement d'un système de stabilisation plutôt souple d'un immeuble, il est recommandé de choisir le critère comparativement simple de l'aptitude au service face au vent, puis d'effectuer la vérification de la sécurité structurale pour le séisme et le vent.

Les ouvrages de plusieurs niveaux avec des systèmes de stabilisation souples présentent des périodes de vibration fondamentale qui correspondent à la portion décroissante du spectre de dimensionnement, pour laquelle les sollicitations diminuent fortement pour une période de vibration fondamentale croissante. Il est alors important de calculer

précisément celle-ci sur la base d'un modèle qui prenne en compte des rigidités proches de la réalité des parties d'ouvrage en bois et de leurs liaisons.

La formule d'approximation (261.38) de la norme SIA 261 (2003) fournit pour des bâtiments à plusieurs niveaux en bois des périodes de vibration généralement trop faibles, qui conduisent à des sollicitations sismiques surévaluées. Puisque les critères de régularité sont respectés pour l'exemple d'application, la formule (261.39), qui se base sur une méthode de Rayleigh simplifiée, fournit de meilleurs résultats. La formule (261.39) est souvent suffisante pour le prédimensionnement, alors que pour le dimensionnement final, un calcul de la période de vibration fondamentale selon la méthode de Rayleigh sur la base d'un oscillateur multiple avec prise en compte réaliste des rigidités est recommandé.

Des irrégularités, telles que des discontinuités en élévation dans la rigidité, des sollicitations de torsions ou des diaphragmes horizontaux peu rigides, doivent être analysées par la méthode du spectre de réponse, qui nécessite généralement un modèle tridimensionnel de la structure. Lorsque les conditions de régularité sont respectées, les résultats des méthodes des forces de remplacement ou du spectre de réponse donnent des résultats voisins, comme le montre le chapitre 5.7, alors que pour une structure irrégulière de grandes différences peuvent apparaître.

D'un point de vue efficacité, il est recommandé pour les structures en ossature, de concevoir la stabilisation soit pour une haute ductilité, (structure type D avec coefficient de comportement $q = 3,0$ pour des ouvrages en ossature voir figure 51) soit pour une faible ductilité (type de structure A avec un coefficient de comportement $q = 1,5$).

En général, si les règles de la conception parasismique ne sont pas respectées, il faut compter avec des sollicitations sismiques considérablement plus élevées, ce qui se répercute sur l'aspect économique de la construction.

6 Aides de dimensionnement

Les aides de dimensionnement servent à faciliter la prise en considération des parties de construction en ossature sous les actions horizontales de séisme et de vent. La rigidité est une donnée centrale pour la vérification de l'aptitude au service sous l'effet du vent ainsi que pour l'estimation de la période de vibration fondamentale du bâtiment, qui est un paramètre d'entrée pour le calcul au séisme. La rigidité totale d'une partie de construction en ossature bois se compose de la rigidité des éléments individuels et de la rigidité de leurs liaisons. Pour les aides de dimensionnement, les composants de rigidité déterminants sont évalués en faisant l'hypothèse d'un

comportement linéaire des matériaux. Les parts découlant des revêtements fonctionnant en voile sont déterminées selon la théorie linéaire du flux de cisaillement.

Les aides de dimensionnement ont été développées pour les parties de construction en ossature bois. Elles peuvent néanmoins être utilisées en partie pour d'autres types de construction de parois ou de planchers.

6.1 Rigidité des éléments de construction en ossature bois

Les éléments de construction en ossature se composent d'une ossature en bois revêtue sur une ou deux faces par des matériaux dérivés du bois en forme de plaque. Le revêtement est le plus souvent agrafé et les éléments d'ossature individuels sont liés entre eux par des moyens d'assemblages métalliques. Dans la rigidité d'ensemble, plusieurs rigidités partielles entrent en ligne de compte: la rigidité des montants, du revêtement et des différentes liaisons. Les formules valables pour la construction en ossature présentées dans la suite du texte peuvent être adaptées de manière relativement simple pour la détermination de la rigidité de la plupart des systèmes constructifs en bois.

tion au cisaillement du revêtement provient de la charge horizontale uniformément répartie, introduite de manière continue dans le revêtement par les moyens de liaison mécaniques. La déformée horizontale totale de la paroi en ossature résulte de la sollicitation à l'effort tranchant du revêtement, du flux de cisaillement dans les connecteurs, de l'effort normal dans les montants de bords verticaux, ainsi que de la déformabilité de l'ancrage.

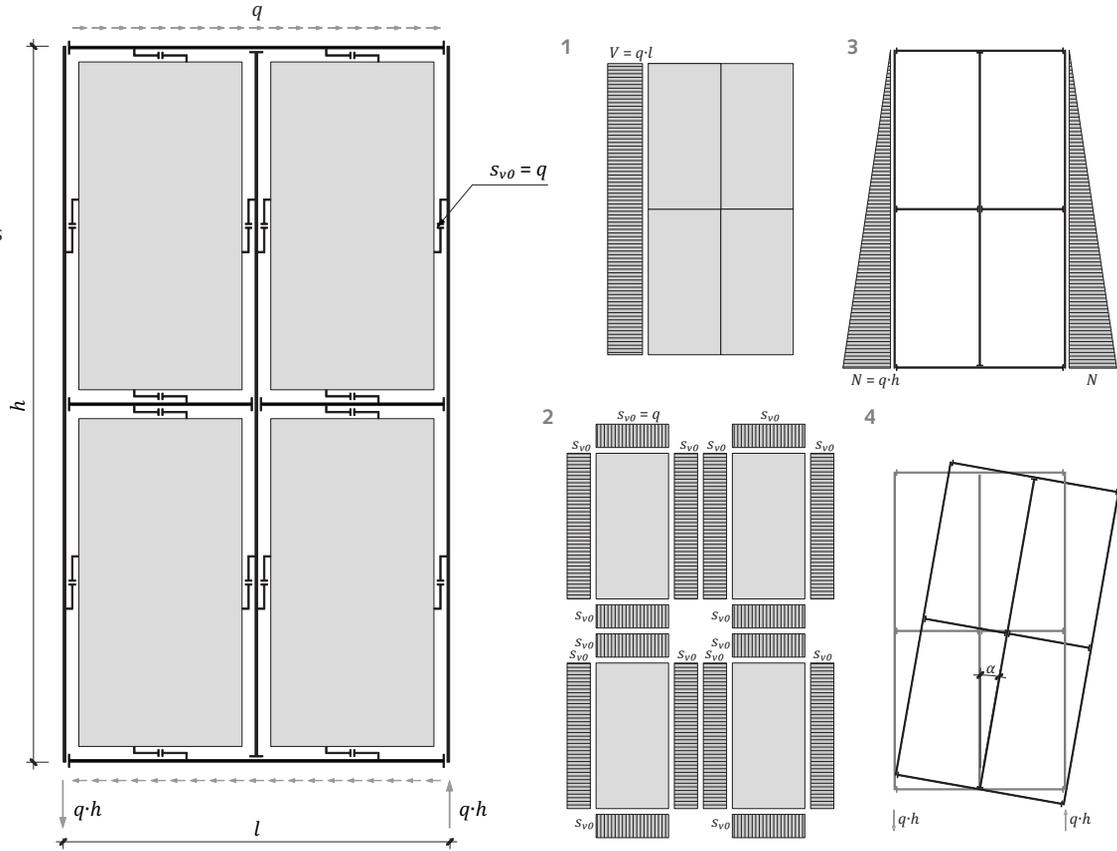
6.1.1 Voiles

Le comportement à la déformation d'un voile en ossature peut être déterminé à l'aide de la théorie linéaire du flux de cisaillement [34, 35] (figure 109). Le flux de cisaillement est créé par le revêtement de l'élément de construction en ossature. La sollicita-

Figure 109:

Modèle statique d'une paroi en ossature avec indication des efforts intérieurs:

- 1 Efforts tranchant dans le revêtement
- 2 Flux de cisaillement dans les moyens de liaison
- 3 Effort normal dans les montants de bord verticaux
- 4 Effort normal dans les ancrages



Part de déformation due à la sollicitation à l'effort tranchant du revêtement

Le revêtement est sollicité en cisaillement pure parallèlement au bord par le flux de cisaillement dans les moyens de liaison. On peut ainsi faire l'hypothèse selon [35] d'une sollicitation constante au cisaillement sur la hauteur totale de la paroi. La part de déformation du revêtement sous une action horizontale peut être déterminée comme suit:

$$\text{En général: } u_{G,inst,i} = \sum_i \int_{l_i} \frac{V_i \cdot V'_i}{G_i \cdot A_i^*} \cdot dx$$

Figure 109: $u_{G,inst,i} = \frac{q \cdot l \cdot h}{G_i \cdot A_i^*}$

- A_i^* surface réduite pour la déformation au cisaillement [mm²]
- G_i module de cisaillement du revêtement [N/mm²]
- h hauteur de la paroi [mm]
- l longueur de la paroi [mm]
- q action [N/mm]
- $u_{G,inst,i}$ part de déformation du revêtement [mm]
- V_i sollicitation à l'effort tranchant du revêtement sous l'action $q \cdot l = F$ [N]
- V'_i sollicitation à l'effort tranchant sous l'action $F' = 1$ [-]

Part de déformation due au flux de cisaillement dans les connecteurs

La part de déformation des moyens de liaison mécaniques d'une paroi en ossature revêtue sur une face, résultant d'un flux de cisaillement dans les connecteurs, peut être déterminée de la manière suivante:

En général: $u_{K,inst,i} = \sum \frac{S_{v0} \cdot S'_{v0}}{K_{ser}}$

Figure 109:

$$u_{K,inst,i} = 2 \cdot [(1 + n) \cdot l + (1 + m) \cdot h] \cdot \frac{q \cdot l \cdot a_{v,i}}{K_{ser,i} \cdot l^2}$$

- $a_{v,i}$ entraxe des moyens de liaison [mm]
- h hauteur de la paroi [mm]
- $K_{ser,i}$ module de glissement des connecteurs [N/mm]
- l longueur de la paroi [mm]
- m nombre de joints verticaux du revêtement
- n nombre de joints horizontaux du revêtement
- q action [N/mm]
- S_{v0} sollicitation au cisaillement des moyens de liaison sous l'action $q \cdot l = F$ [N]
- S'_{v0} sollicitation au cisaillement des moyens de liaison sous l'action $F' = 1$ [-]
- $u_{K,inst,i}$ Part de déformation des moyens de liaison [mm]

Part de déformation résultant de la sollicitation à l'effort normal des montants de bord

A la différence de [35] la sollicitation à l'effort normal de la semelle et de la filière haute n'a pas été considérée, car celle-ci ne peut pas apparaître en raison de l'introduction continue des charges conformément au modèle du flux de cisaillement illustré à la figure 109. Par ailleurs, il est fait l'hypothèse que la semelle et la filière haute sont interrompues au droit des montants de bord. La reprise des charges dans la zone des joints de parois à lieu par contact des poteaux de bord, ou directement par les pièces métalliques et les moyens de connexion au passage des étages.

La déformation due à la sollicitation à l'effort normal des montants de bord peut donc être déterminée de la manière suivante:

$$\text{En général: } u_{E,inst,i} = \sum_i \int_{l_i} \frac{N_i \cdot N'_i}{E_i \cdot A_i} \cdot dx$$

$$\text{Figure 109: } u_{E,inst,i} = \frac{2}{3} \cdot \frac{q \cdot l}{E_i \cdot A_i} \cdot \frac{h^3}{l^2}$$

- A_i surface des montants [mm²]
- E_i module E parallèle aux fibres [N/mm²]
- h hauteur de la paroi [mm]
- l longueur de la paroi [mm]
- N_i sollicitation à l'effort normal des poteaux de bord sous l'action $q \cdot l = F$ [N]
- N'_i sollicitation à l'effort normal des poteaux de bord sous l'action $F'' = 1$ [-]
- q action [N/mm]
- $u_{E,inst,i}$ part de déformation des poteaux de bord [mm]

Part de déformation due à l'encrage de la paroi

Lors de l'ancrage et des liaisons au passage des étages, l'hypothèse est faite qu'aussi bien les réactions d'appui positives que négatives ne sont reprises que par les moyens de connexion.

En raison de l'élasticité des ancrages et des liaisons de parois, il s'ensuit une rotation de la paroi lors de sollicitation par un moment. Les déplacements horizontaux de la paroi résultants peuvent être déterminés de la manière suivante:

$$u_{inst} = h \cdot \sin(\alpha)$$

$$\text{arc} \alpha_i = \frac{b}{r}$$

$$b = \frac{M}{l \cdot K_{ser}}$$

$$r = \frac{l}{2}$$

$$\text{arc} \alpha_i = \frac{2 \cdot M}{l^2 \cdot K_{ser}}$$

- α_i angle de rotation de la paroi [rad]
- b longueur de l'arc de rotation de la paroi [m]
- h hauteur de la paroi [m]
- K_{ser} module de glissement des assemblages [kN/m]
- l longueur de la paroi [m]
- M moment d'encastrement au niveaux des ancrages, resp. des liaisons [kNm]
- r rayon de l'arc de rotation α_i [m]
- u_{inst} déplacement horizontal résultant de l'élasticité des ancrages et liaisons [m]

6.1.2 Planchers nervurés

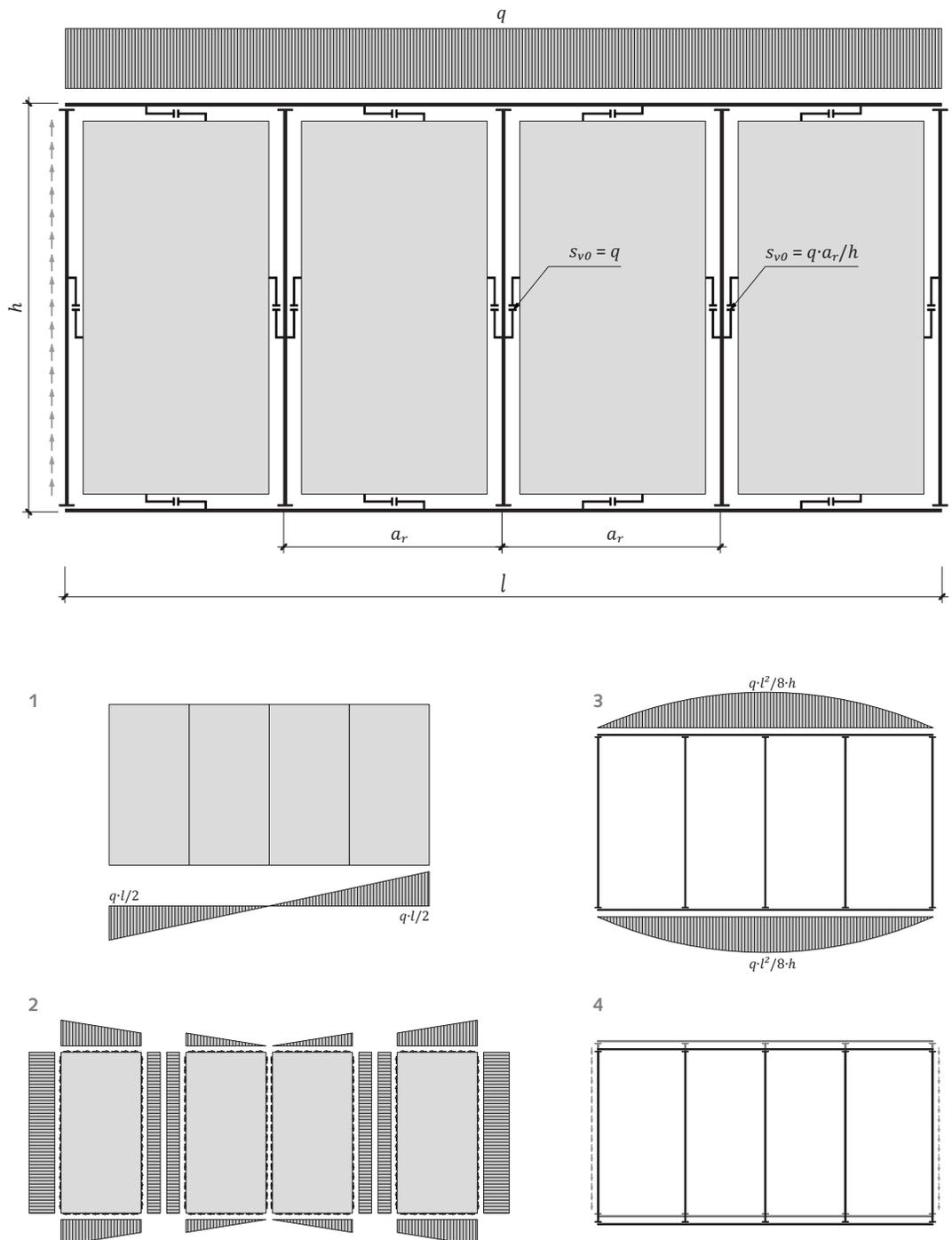
Le fonctionnement dans la construction en ossature bois d'un voile en plancher, composé d'un solivage revêtu par des panneaux de matériaux dérivés du bois, peut être décrit par le modèle du flux de cisaillement de manière analogue aux parois en ossa-

ture. Les déplacements déterminants dans un voile de plancher soumis à des moments de flexion résultent de la sollicitation à l'effort tranchant du revêtement, du flux de cisaillement dans les connecteurs et des efforts normaux dans les membrures.

Figure 110:

Modèle statique d'un voile de plancher avec les efforts agissant sur les éléments:

- 1 Efforts tranchant dans le revêtement
- 2 Flux de cisaillement entre le revêtement et les nervures porteuses
- 3 Effort normal dans les membrures
- 4 Effort normal dans les ancrages du plancher



Part de déformation due à la sollicitation à l'effort tranchant du revêtement

Le revêtement est sollicité en cisaillement pure parallèlement au bord par le flux de cisaillement dans les moyens de connexion. La part de déformation due à la sollicitation à l'effort tranchant du revêtement d'un solivage peut être déterminée comme suit:

$$\text{En général: } u_{G,inst,i} = \sum_i \int_{l_i} \frac{V_i \cdot V'_i}{G_i \cdot A_i^*} \cdot dx$$

$$\text{Figure 110: } u_{G,inst,i} = \frac{q \cdot l_d^2}{8 \cdot G_i \cdot A_i^*}$$

A_i^*	surface réduite pour la déformation au cisaillement [mm ²]
G_i	module de cisaillement du revêtement [N/mm ²]
l_d	longueur du voile de plancher [mm]
q	action [N/mm]
$u_{G,inst,i}$	part de déformation du revêtement [mm]
V_i	sollicitation à l'effort tranchant du revêtement sous l'action $q \cdot l = F$ [N]
V'_i	sollicitation à l'effort tranchant sous l'action $F' = 1$ [-]

Part de déformation due au flux de cisaillement dans les connecteurs

La part de déformation des moyens de liaison mécaniques résultant du flux de cisaillement dans les connecteurs peut être estimée, pour un solivage revêtu sur une face dans une structure en ossature (liaison entre les panneaux admise rigide au cisaillement), de la manière suivante:

$$\text{En général: } u_{K,inst,i} = \sum \frac{S_{v0} \cdot S'_{v0}}{K_{ser}}$$

$$\text{Figure 110: } u_{K,inst,i} = \left(\frac{l_d}{h_p} + \frac{l_d}{l_p} \right) \cdot \frac{q \cdot l_d \cdot a_{v,i}}{4 \cdot h_d \cdot K_{ser,i}}$$

$a_{v,i}$	entraxe des moyens de liaison [mm]
h_d	hauteur du voile de plancher [mm]
h_p	hauteur des panneaux dérivés du bois [mm]
$K_{ser,i}$	module de glissement des assemblages [N/mm]
l_d	longueur du voile de plancher [mm]
l_p	longueur des panneaux dérivés du bois [mm]
q	action [N/mm]
S_{v0}	sollicitation au cisaillement des moyens de connexion sous l'action $q \cdot l = F$ [N]
S'_{v0}	sollicitation au cisaillement des moyens de connexion sous l'action $F' = 1$ [-]
$u_{K,inst,i}$	part de déformation due au flux de cisaillement dans la liaison [mm]

Part de déformation due à la sollicitation à l'effort normal des membrures

A la différence de [35] la déformation due aux efforts normaux dans les solives n'est pas considérée, car ils n'existent pas dans la construction illustrée à la figure 110. L'effort de cisaillement résultant du séisme est en général réparti sur l'ensemble de la surface du plancher. Les réactions d'appui réparties sur la hauteur du voile sont introduites directement dans les parois porteuses. Ces pièces ne subissent donc aucune sollicitation à l'effort normal. Si une charge ponctuelle est introduite sur le bord du voile de plancher ou si la longueur des parois porteuses est différente de la largeur du voile de plancher, il peut être nécessaire cependant d'étudier en détail cette déformation due à la sollicitation d'effort normal. Néanmoins ces déformations sont en général faibles comparées aux déformations dues au cisaillement.

La déformation des membrures résultant de la sollicitation à l'effort normal peut donc être déterminée de la manière suivante:

$$\text{En général: } u_{E,inst,i} = \sum_i \int_{l_i} \frac{N_i \cdot N'_i}{E_i \cdot A_i} \cdot dx$$

$$\text{Figure 110: } u_{E,inst,i} = \frac{5 \cdot q \cdot l_d^4}{192 \cdot E_i \cdot A_i \cdot h_d^2}$$

A_i	surface des membrures [mm ²]
E_i	module E parallèlement aux fibres [N/mm ²]
h_d	hauteur du voile de plancher [mm]
l_d	longueur du voile de plancher [mm]
N_i	sollicitation à l'effort normal de la membrure sous l'action $q \cdot l = F$ [N]
N'_i	sollicitation à l'effort normal de la membrure sous l'action $F' = 1$ [-]
q	action [N/mm]
$u_{E,inst,i}$	part des déformation résultant de la sollicitation à l'effort normal des membrures [mm]

Part de déformation due aux ancrages des voiles de plancher dans les parois porteuses

L'élasticité des moyens d'assemblage, qui forment la liaison entre le voile de plancher et les parois porteuses peut être déterminée de la manière suivante:

$$u_{Ks,inst,i} = \frac{q \cdot l_d \cdot a_{v,i}}{2 \cdot h_{TW,i} \cdot K_{ser,i}}$$

$a_{v,i}$	entraxe des moyens d'assemblage [mm]
h_{pi}	longueur de la paroi porteuse dans laquelle est ancré le voile de plancher [mm]
$K_{ser,i}$	module de glissement des moyens d'assemblage [N/mm]
l_d	longueur du voile de plancher [mm]
q	action [N/mm]
$u_{Ks,inst,i}$	part de déformation due aux ancrages [mm]

6.2 Prédimensionnement des parois porteuses

6.2.1 Moment de flexion et effort tranchant dans l'ancrage d'une paroi porteuse

Pour le prédimensionnement de bâtiments stabilisés par des parois formant des consoles, on utilise le quotient du moment de flexion par l'effort tranchant résultant des forces de remplacement du séisme. Dans ce qui suit, ce quotient est présenté pour l'ancrage d'une paroi dans le sous-sol massif d'un ouvrage de quatre niveaux. Pour ce faire, on admet par simplification que les étages ont une hauteur constante, et que le rapport de la masse des étages en partant du rez est de 1:1:1:0,5. A la figure 112, ce quotient est exprimé en fonction de la hauteur des étages, pour des bâtiments comportant différents nombres de niveaux.

$$F_i = m_i \cdot g$$

$$F_d = 3,5 \cdot S_d \cdot F$$

$$F_{d,rez} = \frac{1}{8} \cdot F_d$$

$$F_{d,1er} = \frac{2}{8} \cdot F_d$$

$$F_{d,2e} = \frac{3}{8} \cdot F_d$$

$$F_{d,3e} = \frac{2}{8} \cdot F_d$$

$$M_{d,rez} = \frac{22}{8} \cdot F_d \cdot h$$

$$V_{d,rez} = F_d$$

$$M_{d,rez}/V_{d,rez} = \frac{22}{8} \cdot h$$

Figure 111:

Console de substitution pour la méthode des forces de remplacement avec:

- 1 Charges horizontales fictives provenant des charges permanentes et quasi permanentes dans le rapport entre étage de 1:1:1:0,5 (charges du dernier niveau = 50% des autres étages)
- 2 Charge globale de remplacement F_d et sa répartition dans les étages
- 3 Efforts tranchant résultants V_d
- 4 Moments de flexion résultants M_d

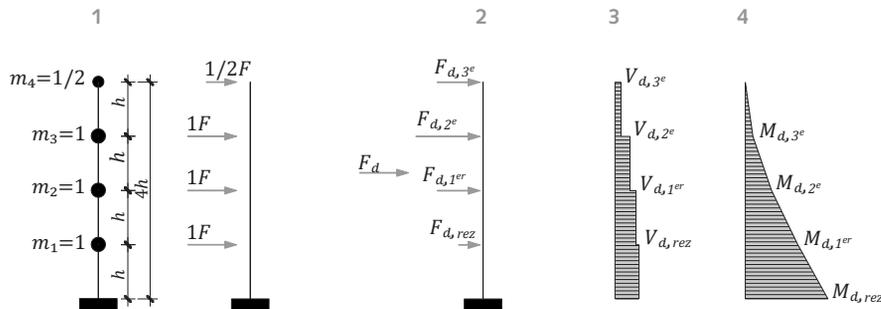


Figure 112:

Relation entre le moment de flexion M_d et l'effort tranchant V_d , au niveau de l'encastrement des parois porteuse dans le sous-sol massif, en fonction de la hauteur d'étage h .

Nombre de niveaux	1	2	3	4	5	6
$M_d/(V_d \cdot h)$	1	3/2	19/9	22/8	85/25	73/18

6.2.2 Résistance

Afin de faciliter le prédimensionnement, les résistances V_{Rd} et M_{Rd} de différents types de parois sont présentées graphiquement au chapitre 6.2.4. Les calculs de résistance qui ont servi de base ont eu lieu comme exposé dans ce qui suit.

Les résistances V_{Rd} et M_{Rd} ont été déterminées en tenant compte du surdimensionnement exigés par la norme SIA 265 (2003) pour les éléments de construction à caractère fragile (voir chapitre 3.2.3). Pour l'approche de prédimensionnement choisie, cela signifie que la résistance du revêtement des parois en ossature est au moins supérieure de 20% à celle des agrafes de liaison.

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot \sum t \cdot l_p$$

$$V_{Rd} = R_{d,v} \cdot \frac{l_p}{a_v \cdot n_v}$$

$$M_{Rd} = N_{Rd} \cdot l_p$$

a_v	entraxe des agrafes [m]
f_{vd}	valeur de calcul de la résistance au cisaillement [kN/m ²]
l_p	longueur de la paroi porteuse, ou écartement des poteaux de bord [m]
M_{Rd}	résistance à la flexion [kNm]
N_{Rd}	résistance à l'effort normal (la résistance à la traction est déterminante) [kN]
n_v	nombre de rang d'agrafes [-]
$R_{d,v}$	résistance individuelle des agrafes [kN]
t	épaisseur du revêtement ou du bois panneauuté multicouche [m]
V_{Rd}	résistance à l'effort tranchant [N]

6.2.3 Rigidité

Pour le calcul de la console verticale formée par les parois porteuses, les valeurs de rigidité des parois, des ancrages et des liaisons doivent être connues. Les rigidités de remplacement de différents types de parois modélisées comme des consoles encastrees ont été calculées en fonction de la longueur de la paroi, et sont présentées sous forme graphique au chapitre 6.2.4. Le calcul sous-jacent des modules de cisaillement et de flexion (G et E) est décrit au chapitre 5.4. Les valeurs de rigidité GA_{sub}^* et EI_{sub} ont été calculées de la manière suivante:

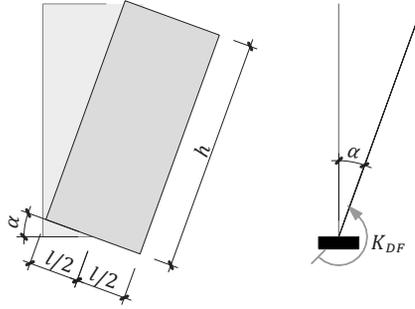
$$EI_{sub} = E_{sub} \cdot \frac{l_p^3 \cdot b_{sub}}{12}$$

$$GA_{sub}^* = G_{sub} \cdot \frac{5}{6} \cdot l_p \cdot b_{sub}$$

b_{sub}	largeur de la section de substitution (ici 100 mm) [m]
E_{sub}	module d'élasticité de substitution de la paroi en ossature [kN/m ²]
EI_{sub}	rigidité à la flexion de substitution de la console [kNm ²]
G_{sub}	module de cisaillement de substitution de la paroi en ossature [kN/m ²]
GA_{sub}^*	rigidité au cisaillement de substitution de la console [kN], en considérant la réduction de section pour les sections rectangulaires lors du calcul des déformations au cisaillement, pour autant que le programmé en tienne compte
l_p	longueur de la paroi [m]

Le module de glissement K_{ser} de l'ancrage, ou des liaisons au passage des étages, se compose du module de glissement des broches, des plaques métalliques entaillées et de celui des moyens d'ancrage de la paroi porteuse dans le sous-sol en béton. Il est souvent judicieux de prévoir, pour les ancrages, des pièces soudées scellées dans des réservations. En effet, la valeur des forces en présence ne permet pas l'utilisation des chevilles d'ancrages habituelles. Dans ce cas, le module de glissement des liaisons à la partie béton peut être négligé. Le calcul de la constante de ressort en rotation en considérant les modules de glissement cités plus haut est présenté à la figure 113. Le chapitre 6.2.4 contient une représentation graphique des constantes de ressort en rotation des liaisons par broches. En relation avec la rigidité en rotation, il faut tenir compte que la constante doit être réduite de moitié au passage des étages, car deux liaisons par broches sont nécessaires dans ce cas.

Figure 113:
Rotation de la paroi due
à la flexibilité de l'ancrage
et calcul de la constante
de ressort correspondante.



$$\text{arc } \alpha_i = \frac{b}{r}$$

$$b_i = \frac{M_i}{l \cdot K_{ser,i}}$$

$$r = \frac{l}{2}$$

$$\text{arc } \alpha_i = \frac{2 \cdot M_i}{l^2 \cdot K_{ser,i}} = \frac{M_i}{K_{DF,i}}$$

$$K_{DF,i} = \frac{l^2 \cdot K_{ser,i}}{2}$$

$$K_{ser,i} = \frac{1}{\frac{1}{K_{ser,broche,i}} + \frac{1}{K_{ser,plaque,i}} + \frac{1}{K_{ser,ancrage\ bet,i}}}$$

- $\text{arc } \alpha_i$ angle de rotation de la paroi à l'étage i [rad]
 b_i longueur de l'arc de rotation de la paroi [m]
 $K_{DF,i}$ constante de ressort en rotation des ancrages
 resp. de la liaison à l'étage i [kNm/rad]
 $K_{ser,i}$ module de glissement de l'ancrage, resp. de la
 liaison i [kN/m]
 l longueur de la paroi [m]
 M_i moment de flexion à l'étage i [kNm]
 r rayon de l'arc de rotation α_i [m]

6.2.4 Diagramme des résistances et des rigidités horizontales

Sollicitation à l'effort tranchant

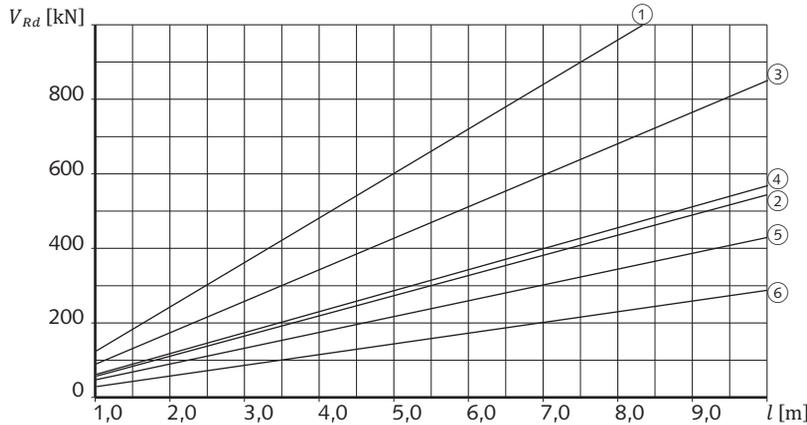


Figure 114: Résistance à la sollicitation d'effort tranchant V_{Rd} de différentes constructions de parois en fonction de la longueur de paroi.

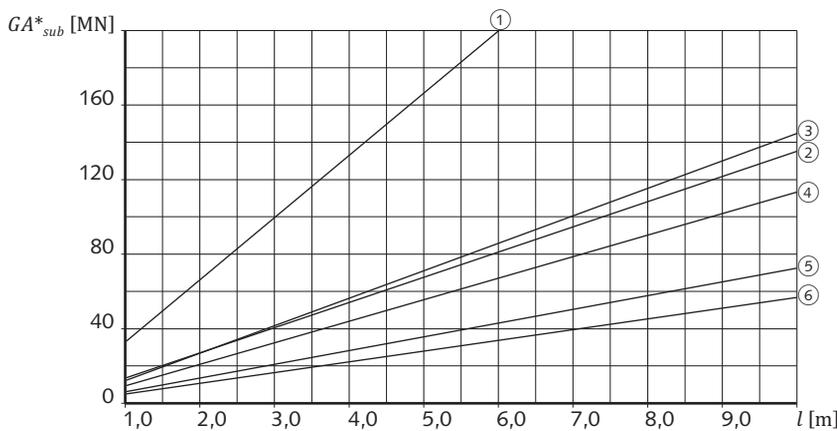


Figure 115: Rigidité au cisaillement de substitution, GA^*_{sub} de différentes compositions de paroi en fonction de la longueur de paroi, destinée à la modélisation de consoles encastrées constituées de parois en bois.

- ① **Bois panneauuté multicouche**
 - Epaisseur 80 mm
 - Composition des couches 30/20/30 mm
 - Module de cisaillement du panneau 500 N/mm²
- ② **Paroi en ossature**
 - Revêtement unilatéral en panneau trois plis, $t = 27$ mm
 - composition des couches 9/9/9 [mm]
 - Liaison entre les montants et le revêtement par collage
 - Module de cisaillement du revêtement 500 N/mm²
- ③ **Paroi en ossature**
 - Revêtement des deux côtés par panneaux OSB3, $t = 15$ mm
 - Liaison entre les montants et le revêtement par agrafage sur trois rangs
 - Agrafes 1,53 × 55 mm, $a_v = 24$ mm
 - Module de cisaillement du revêtement 1080 N/mm²
- ④ **Paroi en ossature**
 - Revêtement des deux côtés par panneaux OSB3, $t = 15$ mm
 - Liaison entre les montants et le revêtement par agrafage sur deux rangs
 - Agrafes 1,53 × 55 mm, $a_v = 24$ mm
 - Module de cisaillement du revêtement 1080 N/mm²
- ⑤ **Paroi en ossature**
 - Revêtement unilatéral en panneau OSB3, $t = 15$ mm
 - Liaison entre les montants et le revêtement par agrafage sur trois rangs
 - Agrafes 1,53 × 55 mm, $a_v = 24$ mm
 - Module de cisaillement du revêtement 1080 N/mm²
- ⑥ **Paroi en ossature**
 - Revêtement unilatéral en panneau OSB3, $t = 15$ mm
 - Liaison entre les montants et le revêtement par agrafage sur deux rangs
 - Agrafes 1,53 × 55 mm, $a_v = 24$ mm
 - Module de cisaillement du revêtement 1080 N/mm²

Sollicitation à la flexion

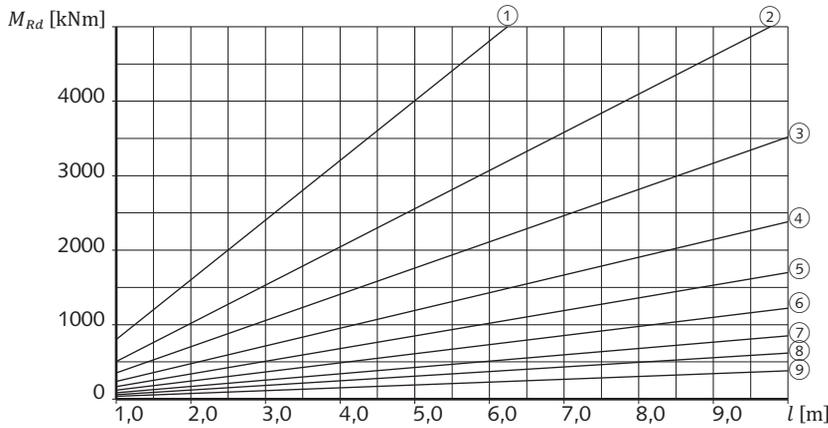


Figure 116: Résistance à la sollicitation de flexion M_{Rd} en fonction de la longueur de la paroi et d'un choix de liaison par broches, y compris les montants de bord correspondant.

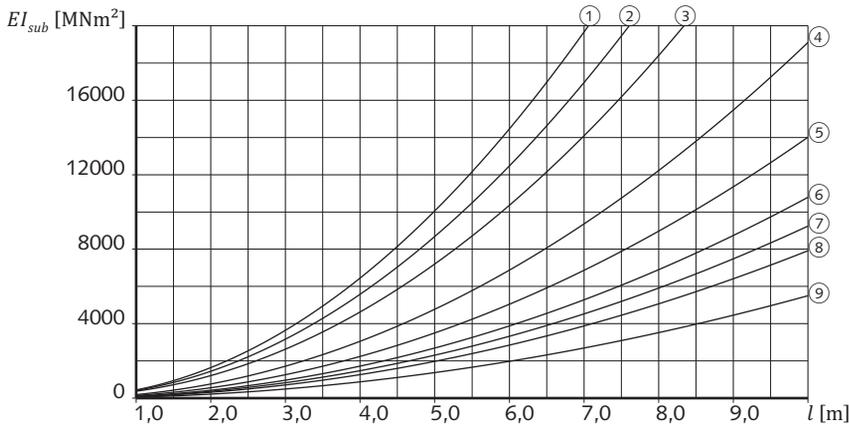


Figure 117: Rigidité à la flexion de substitution EI_{sub} en fonction de la longueur de la paroi, destinée à la modélisation de consoles encastrées constituées de parois en bois.

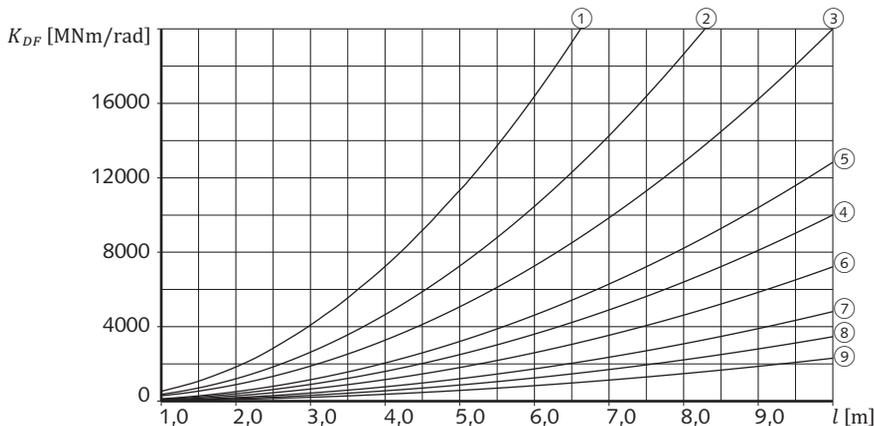


Figure 118: Constante de ressort en rotation K_{DF} de la liaison par broches (ancrage et liaison au passage des étages) en fonction de la longueur de la paroi, destinée à la modélisation de consoles encastrées constituées de parois en bois.

- ① **Liaison par broches**
 - BLC GL28h 240/280 mm
 - 3 tôles entaillées $t = 8$ mm
 - Broches $d = 10$ mm, CR 5.6
 - 25 broches sur 5 rangs
- ② **Liaison par broches**
 - BLC GL28h 240/240 mm
 - 3 tôles entaillées $t = 8$ mm
 - Broches $d = 10$ mm, CR 5.6
 - 16 broches sur 4 rangs
- ③ **Liaison par broches**
 - BLC GL28h 200/240 mm
 - 3 tôles entaillées $t = 8$ mm
 - Broches $d = 8$ mm, CR 5.6
 - 16 broches sur 4 rangs
- ④ **Liaison par broches**
 - BLC GL28h 160/200 mm
 - 2 tôles entaillées $t = 8$ mm
 - Broches $d = 8$ mm, CR 5.6
 - 16 broches sur 4 rangs
- ⑤ **Liaison par broches**
 - BLC GL24h 160/160 mm
 - 2 tôles entaillées $t = 8$ mm
 - Broches $d = 8$ mm, CR 5.6
 - 12 broches sur 3 rangs
- ⑥ **Liaison par broches**
 - BLC GL24h 140/140 mm
 - 2 tôles entaillées $t = 8$ mm
 - Broches $d = 8$ mm, CR 5.6
 - 9 broches sur 3 rangs
- ⑦ **Liaison par broches**
 - BLC GL24h 120/140 mm
 - 2 tôles entaillées $t = 8$ mm
 - Broches $d = 8$ mm, CR 5.6
 - 6 broches sur 2 rangs
- ⑧ **Liaison par broches**
 - Bois massif C24 120/120 mm
 - 1 tôle entaillée $t = 8$ mm
 - Broches $d = 8$ mm, CR 5.6
 - 9 broches sur 3 rangs
- ⑨ **Liaison par broches**
 - Bois massif C24 100/100 mm
 - 1 tôle entaillée $t = 8$ mm
 - Broches $d = 8$ mm, CR 5.6
 - 6 broches sur 2 rangs

6.2.5 Calcul du déplacement horizontal d'étage au rez-de-chaussée

Lors de la vérification de l'aptitude au service sous l'action du vent, la condition qui fixe un déplacement horizontal de l'étage plus petit que $h/500$ est en général déterminante (SIA 260 (2003) tableau 3, les cas avec incorporés ductiles étant rares). Lorsque le déplacement de l'étage est dû principalement aux déformations de cisaillement, la vérification du rez-de-chaussée, où agit l'effort tranchant le plus grand, est en général déterminante.

Le calcul du déplacement horizontal au rez-de-chaussée dépend du nombre de niveaux. La figure 119 présente les formules correspondantes. Celles-ci sont valables sous l'hypothèse que la hauteur de

chaque étage est identique et que la répartition des charges de vent du rez à l'étage de toiture suis un rapport d'environ 1:1: ... :0,5. Les rigidités de substitutions et les constantes de ressort en flexion peuvent être tirées du chapitre 6.2.4 pour le type de parois porteuses choisi.

Figure 119: Formule de détermination du déplacement horizontal d'étage au rez, pour une hauteur des niveaux constante et un rapport des charges de vent entre le rez et l'étage de toiture de 1:1: ... :0,5.

Nombre de niveaux	Déplacement horizontal au rez
1	$u = \frac{Q_d \cdot h^3}{6 \cdot \sum EI_{sub}} + \frac{Q_d \cdot h}{2 \cdot \sum GA_{sub}^*} + h \cdot \sin\left(\frac{M_{rez} \cdot 180}{\sum K_{DF,rez} \cdot \pi}\right)$
2	$u = \frac{3 \cdot Q_d \cdot h^3}{8 \cdot \sum EI_{sub}} + \frac{3 \cdot Q_d \cdot h}{4 \cdot \sum GA_{sub}^*} + h \cdot \sin\left(\frac{M_{rez} \cdot 180}{\sum K_{DF,rez} \cdot \pi}\right)$
3	$u = \frac{11 \cdot Q_d \cdot h^3}{18 \cdot \sum EI_{sub}} + \frac{5 \cdot Q_d \cdot h}{6 \cdot \sum GA_{sub}^*} + h \cdot \sin\left(\frac{M_{rez} \cdot 180}{\sum K_{DF,rez} \cdot \pi}\right)$
4	$u = \frac{41 \cdot Q_d \cdot h^3}{48 \cdot \sum EI_{sub}} + \frac{7 \cdot Q_d \cdot h}{8 \cdot \sum GA_{sub}^*} + h \cdot \sin\left(\frac{M_{rez} \cdot 180}{\sum K_{DF,rez} \cdot \pi}\right)$
5	$u = \frac{33 \cdot Q_d \cdot h^3}{30 \cdot \sum EI_{sub}} + \frac{9 \cdot Q_d \cdot h}{10 \cdot \sum GA_{sub}^*} + h \cdot \sin\left(\frac{M_{rez} \cdot 180}{\sum K_{DF,rez} \cdot \pi}\right)$
6	$u = \frac{97 \cdot Q_d \cdot h^3}{72 \cdot \sum EI_{sub}} + \frac{11 \cdot Q_d \cdot h}{12 \cdot \sum GA_{sub}^*} + h \cdot \sin\left(\frac{M_{rez} \cdot 180}{\sum K_{DF,rez} \cdot \pi}\right)$

- $\sum EI_{sub}$ somme des rigidités à la flexion de substitution [kNm²]
- $\sum GA_{sub}^*$ somme des rigidités au cisaillement de substitution [kN]
- h hauteur d'étage (identique à tous les niveaux) [m]
- $\sum K_{DF}$ somme des constantes de ressort en rotation des ancrages des parois [kNm/rad]
- M_{rez} moment de flexion au niveau de l'horizon d'encastrement [kNm]
- Q_d action globale du vent (charges de service) [kN]
- u déplacement de l'étage le plus bas sous l'action du vent [m]

6.2.6 Calcul du déplacement horizontal fictif du sommet du bâtiment

Le chapitre 5.2.4 décrit de manière détaillée le procédé pour estimer la période de vibration fondamentale à l'aide de la formule d'approximation (261.39) de la norme SIA 261 (2003). Le déplacement horizontal fictif du sommet du bâtiment sous l'action horizontale des charges permanentes et quasi permanentes, peut être déterminé à l'aide des formules de la figure 120. Ces formules sont valables en faisant l'hypothèse que la hauteur d'étage est identique à tous les niveaux, et les charges permanentes et quasi permanentes du rez jusqu'à l'étage de toiture sont dans un rapport d'environ 1:1: ... :0,5. Les rigidités de substitution du type de

paroi choisi peuvent être extraites du chapitre 6.2.4. Les angles de rotation de la paroi (voir figure 113) peuvent être déterminés à chaque étage de la manière suivante:

$$\alpha_i = \frac{M_i \cdot 180}{\sum K_{DF,i} \cdot \pi}$$

- α_i angle de rotation de la paroi à l'étage i [°]
- $\sum K_{DF}$ somme des constantes de ressort en rotation des ancrages, resp. des liaisons à l'étage i [kNm/rad]
- M_i moment de flexion à l'étage i [kNm]

Figure 120:
Formules de détermination du déplacement horizontal fictif du sommet du bâtiment pour une hauteur constante des niveaux et un rapport des charges permanentes et quasi-permanentes des étages de 1:1: ... :0,5, du rez à l'étage de toiture.

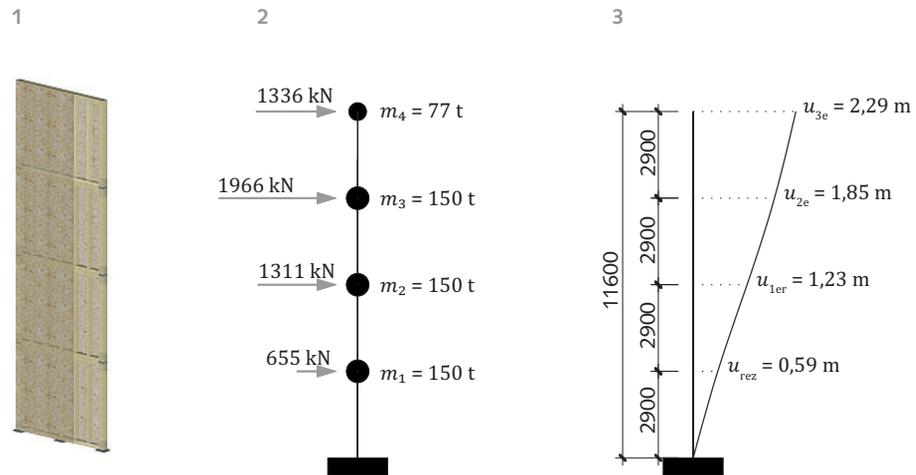
Nombre de niveaux	Déplacement horizontal fictif du sommet du bâtiment	
1	$u = \frac{F_{h,tot} \cdot h^3}{3 \cdot \sum EI_{sub}} + \frac{F_{h,tot} \cdot h}{\sum GA_{sub}^*} + h \cdot \left\{ \sum_{i=1}^n \left[\sin_i \left(\sum_{j=1}^{n=i} \alpha_j \right) \right] \right\}$	α_i angle de rotation de la paroi à l'étage i [°]
2	$u = \frac{13 \cdot F_{h,tot} \cdot h^3}{9 \cdot \sum EI_{sub}} + \frac{4 \cdot F_{h,tot} \cdot h}{3 \cdot \sum GA_{sub}^*} + h \cdot \left\{ \sum_{i=1}^n \left[\sin_i \left(\sum_{j=1}^{n=i} \alpha_j \right) \right] \right\}$	α_j angle de rotation de la paroi à l'étage j [°]
3	$u = \frac{21 \cdot F_{h,tot} \cdot h^3}{5 \cdot \sum EI_{sub}} + \frac{9 \cdot F_{h,tot} \cdot h}{5 \cdot \sum GA_{sub}^*} + h \cdot \left\{ \sum_{i=1}^n \left[\sin_i \left(\sum_{j=1}^{n=i} \alpha_j \right) \right] \right\}$	$\sum EI_{sub}$ somme des rigidités en flexion de substitution des parois [kNm ²]
4	$u = \frac{28 \cdot F_{h,tot} \cdot h^3}{3 \cdot \sum EI_{sub}} + \frac{16 \cdot F_{h,tot} \cdot h}{7 \cdot \sum GA_{sub}^*} + h \cdot \left\{ \sum_{i=1}^n \left[\sin_i \left(\sum_{j=1}^{n=i} \alpha_j \right) \right] \right\}$	$F_{h,tot}$ actions horizontales fictives totale provenant des charges permanentes et quasi permanentes [kN]
5	$u = \frac{475 \cdot F_{h,tot} \cdot h^3}{27 \cdot \sum EI_{sub}} + \frac{25 \cdot F_{h,tot} \cdot h}{9 \cdot \sum GA_{sub}^*} + h \cdot \left\{ \sum_{i=1}^n \left[\sin_i \left(\sum_{j=1}^{n=i} \alpha_j \right) \right] \right\}$	$\sum GA_{sub}^*$ somme des rigidités au cisaillement de substitution des parois [kN]
6	$u = \frac{327 \cdot F_{h,tot} \cdot h^3}{11 \cdot \sum EI_{sub}} + \frac{36 \cdot F_{h,tot} \cdot h}{11 \cdot \sum GA_{sub}^*} + h \cdot \left\{ \sum_{i=1}^n \left[\sin_i \left(\sum_{j=1}^{n=i} \alpha_j \right) \right] \right\}$	h hauteur d'étage (constante à tous les niveaux) [m]
		u déplacement horizontal du sommet du bâtiment sous l'action horizontale des charges permanentes et quasi permanentes [m]

6.3 Calcul des déplacements d'étages

Au chapitre 5.5.3, les déplacements horizontaux des étages dans les directions x et y pour l'estimation de la période de vibration fondamentale selon la méthode de Rayleigh, ont été calculés à l'aide d'un programme de calcul statique de structures en barres. Les parois ont été converties en une barre de substitution, et modélisées en console avec la rigidité de substitution calculée. Les déplacements ho-

rizontaux peuvent également être calculés de manière analytique. Les différentes phases de calcul sont présentées ci-après, sur l'exemple de la paroi PX1 de l'exemple de calcul (voir figure 121).

Figure 121:
Paroi PX1.
1 Perspective
2 Modèle statique avec forces de remplacement
3 Déplacement de paroi résultant

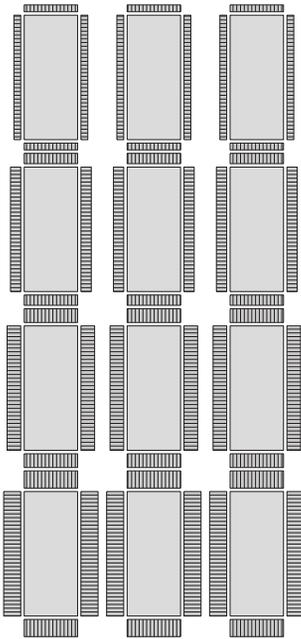


6.3.1 **Calcul du déplacement horizontal:**
Déplacement horizontal résultant du flux
de cisaillement dans la liaison

Les parts de déformation $u_{rez}-u_{3e}$ dues au flux de cisaillement dans la connexion sont tributaires du nombre de joints verticaux et horizontaux du revêtement, ainsi que du module de glissement des

connecteurs. Les composants de la matrice pour le calcul des déplacements des parois se composent de la somme de tous les bords de revêtement qui sont agrafés ensemble. Pour la paroi PX1 on a:

Figure 122:
Flux de cisaillement dans
les moyens de connexion
le long des bords agrafés
du revêtement de la paroi
de quatre niveaux PX1.



$$\begin{matrix} u_{rez} \\ u_{1er} \\ u_{2e} \\ u_{3e} \end{matrix} = \frac{a_v}{K_{ser} \cdot l^2} \cdot \begin{matrix} F_{rez} \\ F_{1er} \\ F_{2e} \\ F_{3e} \end{matrix} \cdot \begin{vmatrix} 2l + 6h & 2l + 6h & 2l + 6h & 2l + 6h \\ 2l + 6h & 4l + 12h & 4l + 12h & 4l + 12h \\ 2l + 6h & 4l + 12h & 6l + 18h & 6l + 18h \\ 2l + 6h & 4l + 12h & 6l + 18h & 8l + 24h \end{vmatrix}$$

- a_v entraxe des connecteurs [m]
- F_i charges d'inertie agissant à l'étage i [kN]
- h hauteur d'étage [m]
- K_{ser} module de glissement des connecteurs [kN/m]
- l longueur de la paroi [m]
- u_i déplacement horizontal d'étage au niveau i [m]

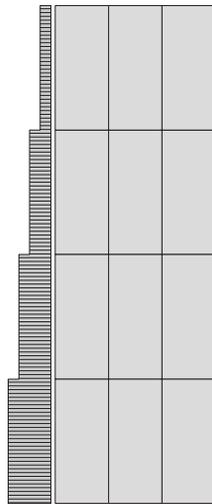
$$\begin{matrix} u_{rez} \\ u_{1er} \\ u_{2e} \\ u_{3e} \end{matrix} = \frac{0,024 \text{ m}}{2 \cdot 494 \text{ kN/m} \cdot (3 \text{ m})^2} \cdot$$

$$\begin{matrix} 655 \text{ kN} \\ 1311 \text{ kN} \\ 1966 \text{ kN} \\ 1336 \text{ kN} \end{matrix} \cdot \begin{vmatrix} 2 \cdot 3 \text{ m} + 6 \cdot 2,9 \text{ m} & 2 \cdot 3 \text{ m} + 6 \cdot 2,9 \text{ m} & 2 \cdot 3 \text{ m} + 6 \cdot 2,9 \text{ m} & 2 \cdot 3 \text{ m} + 6 \cdot 2,9 \text{ m} \\ 2 \cdot 3 \text{ m} + 6 \cdot 2,9 \text{ m} & 4 \cdot 3 \text{ m} + 12 \cdot 2,9 \text{ m} & 4 \cdot 3 \text{ m} + 12 \cdot 2,9 \text{ m} & 4 \cdot 3 \text{ m} + 12 \cdot 2,9 \text{ m} \\ 2 \cdot 3 \text{ m} + 6 \cdot 2,9 \text{ m} & 4 \cdot 3 \text{ m} + 12 \cdot 2,9 \text{ m} & 6 \cdot 3 \text{ m} + 18 \cdot 2,9 \text{ m} & 6 \cdot 3 \text{ m} + 18 \cdot 2,9 \text{ m} \\ 2 \cdot 3 \text{ m} + 6 \cdot 2,9 \text{ m} & 4 \cdot 3 \text{ m} + 12 \cdot 2,9 \text{ m} & 6 \cdot 3 \text{ m} + 18 \cdot 2,9 \text{ m} & 8 \cdot 3 \text{ m} + 24 \cdot 2,9 \text{ m} \end{vmatrix} = \begin{matrix} 0,33 \text{ m} \\ 0,62 \text{ m} \\ 0,83 \text{ m} \\ 0,92 \text{ m} \end{matrix}$$

Déplacement horizontal résultant de la sollicitation au cisaillement du revêtement

Le revêtement ne subit qu'une sollicitation de cisaillement. Les contraintes de cisaillement sont constantes sur la hauteur de chaque étage. Les parts de déformation $u_{rez}-u_{toit}$ peuvent être calculées par intégration de l'effort tranchant. Pour la paroi PX1 on a:

Figure 123: Sollicitation au cisaillement du revêtement de la paroi de quatre niveaux PX1.



$$\begin{pmatrix} u_{rez} \\ u_{1er} \\ u_{2e} \\ u_{3e} \end{pmatrix} = \frac{h}{G \cdot t \cdot l} \cdot \begin{pmatrix} F_{rez} \\ F_{1er} \\ F_{2e} \\ F_{3e} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 2 & 2 & 2 \\ 1 & 2 & 3 & 3 \\ 1 & 2 & 3 & 4 \end{pmatrix}$$

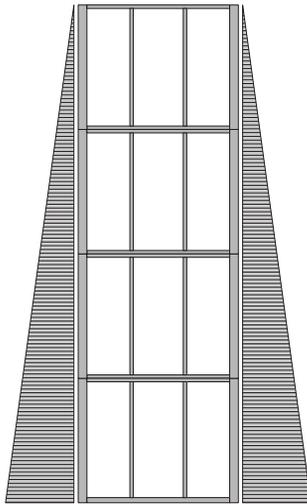
- F_i force d'inertie agissant à l'étage i [kN]
- G module de cisaillement du revêtement [kN/m²]
- h hauteur d'étage [m]
- l longueur de la paroi [m]
- t épaisseur du revêtement [m]
- u_i déplacement horizontal d'étage au niveau i [m]

$$\begin{pmatrix} u_{rez} \\ u_{1er} \\ u_{2e} \\ u_{3e} \end{pmatrix} = \frac{2,9 \text{ m}}{1080 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,03 \text{ m} \cdot 3,0 \text{ m}} \cdot \begin{pmatrix} 655 \text{ kN} \\ 1311 \text{ kN} \\ 1966 \text{ kN} \\ 1336 \text{ kN} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 2 & 2 & 2 \\ 1 & 2 & 3 & 3 \\ 1 & 2 & 3 & 4 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0,16 \text{ m} \\ 0,29 \text{ m} \\ 0,39 \text{ m} \\ 0,43 \text{ m} \end{pmatrix}$$

Déplacement horizontal dû à la sollicitation à l'effort normal des montants de bord

Les parts de déformation $u_{rez}-u_{3e}$ dues à la sollicitation à l'effort normal des montants de bord peuvent être calculées par l'intégration des efforts normaux. Pour la paroi PX1 on a:

Figure 124: Sollicitation d'effort normal dans les montants de bord de la paroi de quatre niveaux PX1.



$$\begin{matrix} u_{rez} \\ u_{1er} \\ u_{2e} \\ u_{3e} \end{matrix} = \frac{2 \cdot h^3}{6 \cdot l^2 \cdot EA} \cdot \begin{matrix} F_{rez} \\ F_{1er} \\ F_{2e} \\ F_{3e} \end{matrix} \cdot \begin{vmatrix} 2 & 5 & 8 & 11 \\ 5 & 16 & 28 & 40 \\ 8 & 28 & 54 & 81 \\ 11 & 40 & 81 & 128 \end{vmatrix}$$

- A section des montants de bord [m²]
- E module d'élasticité des montants de bord [kN/m²]
- F_i force d'inertie agissant à l'étage i [kN]
- h hauteur d'étage [m]
- l longueur de la paroi [m]
- u_i déplacement horizontal d'étage au niveau i [m]

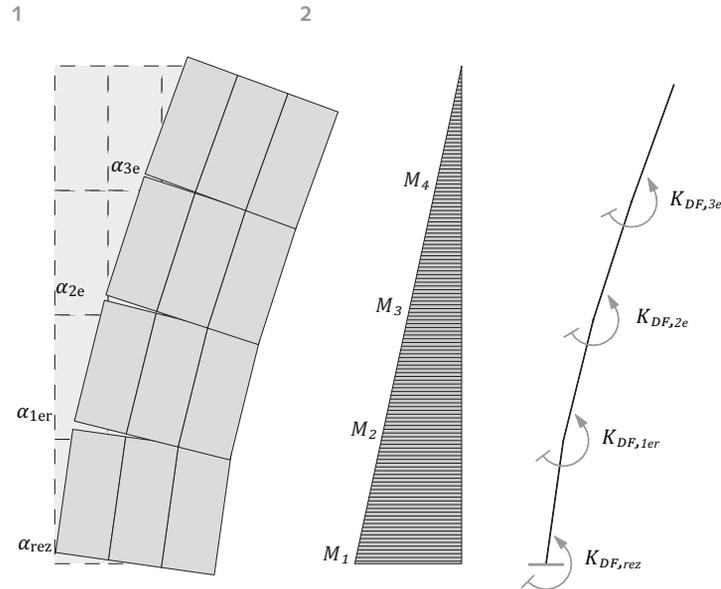
$$\begin{matrix} u_{rez} \\ u_{1er} \\ u_{2e} \\ u_{3e} \end{matrix} = \frac{2 \cdot (2,9 \text{ m})^3}{6 \cdot (3,0 \text{ m})^2 \cdot 691 \cdot 10^3 \text{ kN}} \cdot \begin{matrix} 655 \text{ kN} \\ 1311 \text{ kN} \\ 1966 \text{ kN} \\ 1336 \text{ kN} \end{matrix} \cdot \begin{vmatrix} 2 & 5 & 8 & 11 \\ 5 & 16 & 28 & 40 \\ 8 & 28 & 54 & 81 \\ 11 & 40 & 81 & 128 \end{vmatrix} = \begin{matrix} 0,05 \text{ m} \\ 0,17 \text{ m} \\ 0,34 \text{ m} \\ 0,51 \text{ m} \end{matrix}$$

Déplacement dû à la flexibilité de l'ancrage et des liaisons

La figure 125 illustre la paroi PX1 avec les angles de rotation correspondants et le modèle statique pour le calcul. Les moments de flexion créent une sollicitation axiale de l'ancrage et des liaisons au passage des étages.

Pour déterminer les déplacements horizontaux des étages, l'angle de rotation à chaque niveau doit tout d'abord être calculé. Puis, à partir de ces angles de rotation, il est possible de déterminer les déplacements horizontaux des étages. Pour la paroi PX1 on a :

Figure 125:
Paroi PX1.
1 Déplacement horizontal
2 Moment de flexion
3 Flexibilité de l'ancrage et des liaisons au passage des étages



$$\begin{pmatrix} u_{rez} \\ u_{1er} \\ u_{2e} \\ u_{3e} \end{pmatrix} = h \cdot \left\{ \sum_{i=1}^n \left[\sin_i \left(\sum_{j=1}^{n=i} \alpha_j \right) \right] \right\}$$

$$\alpha_j = \frac{2 \cdot M_j \cdot 180}{l^2 \cdot K_{ser,j} \cdot \pi} = \frac{M_j \cdot 180}{K_{DF,j} \cdot \pi}$$

- α_j angle de rotation de la paroi à l'étage j [m]
- h hauteur d'étage [m]
- K_{DFj} constante de ressort en rotation de l'ancrage, resp. de la liaison à l'étage j [kNm/rad]
- K_{serj} module de glissement de l'ancrage, resp. de la liaison à l'étage j [kN/m]
- l longueur de la paroi [m]
- M_j moment dû aux forces d'inertie agissant à l'étage j [kNm]
- u_i déplacement horizontal d'étage au niveau i [m]

$$\alpha_{rez} = \frac{(2,9 \text{ m} \cdot 655 \text{ kN} + 5,8 \text{ m} \cdot 1311 \text{ kN} + 8,7 \text{ m} \cdot 1966 \text{ kN} + 11,6 \text{ m} \cdot 1336 \text{ kN}) \cdot 180}{2633 \cdot 10^3 \text{ kNm/rad} \cdot \pi} = 0,92^\circ$$

$$\alpha_{1er} = \frac{(2,9 \text{ m} \cdot 1311 \text{ kN} + 5,8 \text{ m} \cdot 1966 \text{ kN} + 8,7 \text{ m} \cdot 1336 \text{ kN}) \cdot 180}{1317 \cdot 10^3 \text{ kNm/rad} \cdot \pi} = 1,17^\circ$$

$$\alpha_{2e} = \frac{(2,9 \text{ m} \cdot 1966 \text{ kN} + 5,8 \text{ m} \cdot 1336 \text{ kN}) \cdot 180}{1317 \cdot 10^3 \text{ kNm/rad} \cdot \pi} = 0,59^\circ$$

$$\alpha_{3e} = \frac{2,9 \text{ m} \cdot 1336 \text{ kN} \cdot 180}{1317 \cdot 10^3 \text{ kNm/rad} \cdot \pi} = 0,17^\circ$$

$$u_{rez} = 2,9 \text{ m} \cdot \sin(0,92^\circ) = 0,05 \text{ m}$$

$$u_{1er} = 2,9 \text{ m} \cdot [\sin(0,92^\circ) + \sin(0,92^\circ + 1,17^\circ)] = 0,15 \text{ m}$$

$$u_{2e} = 2,9 \text{ m} \cdot [\sin(0,92^\circ) + \sin(0,92^\circ + 1,17^\circ) + \sin(0,92^\circ + 1,17^\circ + 0,59^\circ)] = 0,29 \text{ m}$$

$$u_{3e} = 2,9 \text{ m} \cdot [\sin(0,92^\circ) + \sin(0,92^\circ + 1,17^\circ) + \sin(0,92^\circ + 1,17^\circ + 0,59^\circ) + \sin(0,92^\circ + 1,17^\circ + 0,59^\circ + 0,17^\circ)] = 0,43 \text{ m}$$

Déplacement horizontal total résultant de la paroi PX1

Le déplacement horizontal total d'une paroi résulte de la somme de ses composants de déformation. Pour la paroi PX1 de l'exemple de calcul, les déplacements totaux des étages valent:

$$u_{tot,i} = u_{connexion,i} + u_{revêtement,i} + u_{montant,i} + u_{liaison,i}$$

$$u_{rez} = 0,59 \text{ m}$$

$$u_{1er} = 1,23 \text{ m}$$

$$u_{2e} = 1,85 \text{ m}$$

$$u_{3e} = 2,29 \text{ m}$$

6.3.2 Déplacement horizontal global d'une structure

Si plusieurs parois porteuses assurent la stabilité horizontale dans une direction, le déplacement horizontal global de la structure peut être calculé, à partir des composants de déformation de chaque paroi, de la manière suivante:

$$u_{tot,i} = \frac{1}{\sum_{j=1}^n \left(\frac{1}{u_{connexion,j}} \right)} + \frac{1}{\sum_{j=1}^n \left(\frac{1}{u_{revêtement,j}} \right)} + \frac{1}{\sum_{j=1}^n \left(\frac{1}{u_{montant,j}} \right)} + \frac{1}{\sum_{j=1}^n \left(\frac{1}{u_{liaison,j}} \right)}$$

$u_{tot,i}$	déplacement total de la structure à l'étage i [m]
$u_{connexion,j}$	part de déformation horizontale due aux connecteurs de la paroi j [m]
$u_{revêtement,j}$	part de déformation horizontale due au revêtement de la paroi j [m]
$u_{montant,j}$	part de déformation horizontale due aux montants verticaux de bord de la paroi j [m]
$u_{liaison,j}$	part de déformation horizontale due aux liaisons de la paroi j [m]

7 Sources d'information

7.1 Littérature et normes

- [1] Documentation SIA D 0180 (2004): Termes techniques des normes sur les structures porteuses – Terminologie et définitions. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [2] Weidmann M. (2002): Erdbeben in der Schweiz. Verlag Desertina, Chur.
- [3] Amerikanischer Geologischer Dienst USGS: NEIC/PDE Katalog. (<http://earthquake.usgs.gov>)
- [4] Service sismologique suisse SED: Seismic Network Operation at the SED. (<http://www.seismo.ethz.ch>)
- [5] Geoforschungszentrum Potsdam (1998): European Macro-seismic Scale. (<http://www.gfz-potsdam.de>)
- [6] Norme SIA 261 (2003): Actions sur les structures porteuses. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [7] Service sismologique suisse (2002): Swiss Hazard Map. (<http://www.earthquake.ethz.ch>)
- [8] Giardini M., Jiménez J., Grünthal G. (2003): European-Mediterranean Seismic Hazard Map SESAME. (<http://www.gfz-potsdam.de>)
- [9] Wenk T., Lestuzzi P. (2003): Séisme. In: Documentation SIA D 0181, Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses – Actions sur les structures porteuses – Introduction aux normes SIA 260 et 261. p. 59–66. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [10] Office fédéral de l'environnement OFEV (2004): l'aléa sismique en suisse, effets géologiques locaux (microzonage). (<http://www.bafu.admin.ch>)
- [11] Smit P. (2004): Tremblements de terre: origine et manifestation. Forum 4/2004. Office fédéral de la protection de la population OFPP, Berne.
- [12] Bachmann H. (2002): Erdbebensicherung von Bauwerken. Birkhäuser Verlag, Basel.
- [13] Norme SIA 265 (2003): Construction en bois. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [14] Norme SIA 260.801 (2004) EN 1998-1: Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1, Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [15] Norme SIA 260 (2003): Bases pour l'élaboration de structures porteuses. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [16] Documentation SIA D 0181 (2003): Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses – Actions sur les structures porteuses – Introduction aux normes SIA 260 et 261. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [17] Documentation SIA D 0185 (2003): Construction en bois – Introduction à la norme SIA 265. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [18] Cahier technique SIA 2018 (2004): Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [19] Paulay T., Bachmann H., Moser K. (1990): Erdbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten. Birkhäuser Verlag, Bâle.
- [20] Blass H. J. (1990): Erdbebenaussteifung von mehrgeschossigen Holzskelettbauten. Bautechnik 67(5). p. 171–175. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin.
- [21] Norme SIA 262 (2003): Construction en béton. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [22] Norme SIA 164.117 (2003) EN 408: Structures en bois – Bois de structure et bois lamellé collé – Détermination de certaines propriétés physiques et mécaniques. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [23] Norme SIA 164.111 (2004) EN 384: Bois de structure – Détermination des valeurs caractéristiques des propriétés mécaniques et de la masse volumique. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [24] Norme SIA 164.127 (1991) EN 26891: Structures en bois – Assemblages réalisés avec des éléments mécaniques de fixation – Principes généraux pour la détermination des caractéristiques de résistance et de déformation (ISO 6891:1983). Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [25] Norme SIA 164.160 (2001) EN 12512: Structures en bois – Méthodes d'essai – Essais cycliques d'assemblages réalisée par organes mécaniques. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [26] Norme SIA 265.001 (2004) EN 1995-1-1: Eurocode 5: Conception et calcul des structures en bois – Partie 1-1: généralités – Règles communes et règles pour les bâtiments. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [27] Wenk T. (2005): Actions sismiques. In: Documentation SIA D 0211, Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants – Introduction au cahier technique SIA 2018. p. 9–16. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [28] Bachmann H. (2002): Conception parasismique des bâtiments – Principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrage et autorités. Office fédéral des eaux et de la géologie, Berne.
- [29] Fondation pour la dynamique des structures et le génie parasismique et Office fédéral des eaux et de la géologie BWG (2005): Construction parasismique en Suisse – Ce qui est essentiel – et pourquoi. Zurich.
- [30] Bernasconi A. (2007): Cours postgrade de génie parasismique, Module 2, Dimensionnement, structures neuves et méthodes spécifiques – Constructions en bois. heig-vd/HES-SO, Yverdon.
- [31] Piazza M., Tomais R., Modena R. (2005): Strutture in legno – Materiale, calcolo e progetto secondo le nuove normative europee. Biblioteca Tecnica Hoepli, Milan.
- [32] Becker K., Zeitter H. (1995): Sammlung und Entwicklung von konstruktiven Regeln für Rahmen und Rahmentragwerke aus Holz unter erdbebentechnischen Gesichtspunkten zur Rationalisierung des Planungsaufwandes sowie zur Senkung der Baukosten. Abschlussbericht für das Vorhaben, Vol. F 2273, 1 Band (mehrere Zählungen). IRB Verlag, Stuttgart.
- [33] Hilson B. O. (1995): Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln – Theorie. In: Holzbauwerke, STEP 3. S. C3/1–C3/12. Informationsdienst Holz, Fachverlag Holz der Arbeitsgemeinschaft Holz e.V., Düsseldorf.
- [34] Kessel M. H. (2002): Tafeln – Eine elastische, geometrisch lineare Beschreibung. In: Holzbaukalender 2003. S. 599–632. Bruder Verlag, Karlsruhe.
- [35] Blass H. J., Ehlebeck J., Kreuzinger H., Steck G. (2005): Erläuterungen zur DIN 1052. Informationsdienst Holz, Deutsche Gesellschaft für Holzforschung DGfH, Munich.
- [36] Norme SIA 265/1 (2009): Construction en bois – Spécifications complémentaires. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- [37] Steiger R. (2010): Konzept der Bemessung von Bauteilen aus Holzwerkstoffen gemäss Norm SIA 265/1. In: Documentation SIA D 0235, Holzbau – Ergänzende Festlegungen. p. 21–36. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.

7.2 Littérature complémentaire

- Documentation SIA D 0227 (2008): Sécurité parasismique des bâtiments – Questions juridiques et responsabilités. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- Norme SIA 260.803 (2005) EN 1998-3: Eurocode 8 – Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 3, Evaluation et renforcement des bâtiments. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- Documentation SIA D 0211 (2005): Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants – Introduction au cahier technique SIA 2018. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- Documentation SIA D 0191 (2004): Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses – Actions sur les structures porteuses – Exemples de dimensionnement selon les normes SIA 260 et 261. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich.
- Lignatec 23/2008. Conception parasismique des bâtiments en bois. Lignum, Zurich.
- Lestuzzi P., Badoux M. (2008) : Génie parasismique – Conception et dimensionnement des bâtiments. Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne.
- Bachmann H. (1994): Die Methode der Kapazitätsbemessung. Schweizer Ingenieur und Architekt 112 (45). p. 942–946.
- Becker K., Zeitter H. (1994): Untersuchung der dynamischen Eigenschaften von Detailkonstruktionen aus dem Holzhausbau unter zyklischen Lasten mit grossen Amplituden und ihrer Ausführung im Hinblick auf die Anwendung. Vol. T 2650. IRB Verlag, Stuttgart.
- Becker K., Zeitter H. (1993): Untersuchung der dynamischen und duktilen Eigenschaften von mechanischen Verbindungsmitteln im Hinblick auf die Beschreibung der Eigenschaften in den europäischen Regelwerken – EC 8. Vol. T 2616. IRB Verlag, Stuttgart.
- Becker K., Zeitter H. (1993): Erarbeitung spezifischer Konstruktionsregeln für verschiedene Holzbauweisen und Tragsysteme aus dem Holzbau für den Entwurf des EC 8, Teil 1.3, Kap. 5. Vol. T 2615. IRB Verlag, Stuttgart.
- Becker K., Zeitter H. (1992): Harmonisierung europäischer Baubestimmungen – Bauwerke in Erdbebengebieten. Holzbau – theoretische und experimentelle Untersuchungen für die Anwendung des EC 8. Vol. T 2451. IRB Verlag, Stuttgart.
- Blass H. J. et al (1994): Timber structures in seismic regions RILEM State-of-the-art Report. In: Materials and Structures 27, p. 157–184. Springer Netherlands.
- Ceccotti A. (1995): Design of timber structures in seismic regions. In: Holzbauwerke nach Eurocode 5, STEP 3: Grundlagen, Entwicklungen, Ergänzungen. S. 16/1–16/9. Informationsdienst Holz, Fachverlag Holz der Arbeitsgemeinschaft Holz e.V., Düsseldorf.
- Ceccotti A. (1995): Les assemblages bois sous l'action sismique. In: Structures en bois aux états limites – Introduction à Eurocode 5, STEP 2: Calcul de structures. p. C17/1–C17/10. SEDI/Eyrolles, Paris.
- Ceccotti A., Touliafos P. (1995): Détails constructifs des structures bois en zones sismiques. In: Structures en bois aux états limites – Introduction à Eurocode 5, STEP 2: Calcul de structures. p. D10/1–D10/11. SEDI/Eyrolles, Paris.
- Ceccotti A., Follasa M., Lauriola M.P. (2005): Le strutture di legno in zona sismica – criteri e regole per la progettazione ed il restauro. Edizioni C.L.U.T., Turin.
- Filiatrault A., Isoda H., Bolz F. (2003): Hysteretic damping of wood framed buildings. Engineering Structures 25. p. 461–471.
- Girhammar U.A., Andersson H. (1988): Effect of loading rate on nailed timber joint capacity. ASCE Journal of Structural Engineering 114(11). p. 2439–2456.
- Lam F., Filiatrault A., Kawai N., Nakajima S., Yamaguchi N. (2002): Performance of timber buildings under seismic load. Part I: experimental studies. Prog. Struct. Engng. Mater. 4. p. 276–285.
- Paulay T., Priestley M. J. N. (1992): Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. John Wiley & Sons, New York.
- Priestley M.J.N. (2003): Myths and fallacies in earthquake engineering, revisited. IUSS Press, Pavie.
- Priestley M. J. N., Calvi G. M., Kowalsky M. J. (2007): Displacement-based seismic design of structures. IUSS Press, Pavie.
- Schneider J., Schlatter H. P. (1996): Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen. vdf Hochschulverlag AG, Zurich.
- Wirtz N. (2007): Erdbebenbemessung und Aussteifung mehrgeschossiger Gebäude in Holzbauweise. Diplomarbeit Nr. F/4/D/531/07/5 avec embargo jusqu'en mars 2012. Haute école spécialisée bernoise ABGC, Bienne.
- Wolf L. (2008): Vereinfachung und Standardisierung der Analyse des Lastfalles Erdbeben in der Planung und Bemessung von mehrgeschossigen Holzbauten. Diplomarbeit Nr. F/4/D/551/08/5 avec embargo jusqu'en février 2013. Haute école spécialisée bernoise ABGC, Bienne.
- Wolf J. P. (1995): Feder – Dämpfer – Massen-Modelle. Schweizer Ingenieur und Architekt 113(22). p. 518–525.
- Yasumura M., Yasui S. (2006): Pseudodynamic tests and earthquake response analysis of timber structures I: plywood-sheathed conventional wooden walls with opening. Journal of Wood Science 52 (1). p. 63–68.
- Yasumura M., Kamada T., Imura Y., Uesugi M., Daudeville L. (2006): Pseudodynamic tests and earthquake response analysis of timber structures II: two-level conventional wooden structures with plywood sheathed shear walls. Journal of Wood Science 52 (1). p. 69–74.

7.3 Sources d'information en Suisse relatives aux séismes

Ci-dessous sont rassemblées les institutions les plus importantes de Suisse qui, dans la recherche et l'administration, se consacrent au thème des trem-

blements de terre. Des données complètes sur les différentes associations sont disponibles sur Internet.

Organisations faitières

PLANAT

Plateforme nationale «dangers naturels»
www.planat.ch

PLANAT est une commission extraparlamentaire instituée par le Conseil fédéral. Les agences de la Confédération et des cantons y sont représentées, ainsi que la recherche, les associations professionnelles, l'économie et les assurances.

SGEB

Société suisse du génie parasismique et de la dynamique des structures
www.sgeb.ch

La SGEB représente, en tant que société spécialisée de la SIA, les intérêts des ingénieurs spécialistes des constructions parasismiques et de la dynamique des structures.

SED

Service Sismologique Suisse
www.seismo.ethz.ch

Le SED est intégré dans l'institut de géophysique de l'EPFZ. Depuis 1878, l'activité sismique en Suisse fait systématiquement l'objet d'un rapport. En 2004, il a notamment publié la nouvelle carte des dangers sismiques en Suisse.

Offices fédéraux

OFEV

Office fédéral de l'environnement
www.bafu.admin.ch/erdbeben

L'OFEV anime une Centrale de Coordination pour la mitigation des séismes dans la division Dangers naturels. En tant que responsable de la mitigation des séismes auprès de la Confédération, l'OFEV a lancé un programme de mesures en sept points. Un concept d'intervention en fait partie, qui règle la protection et le soutien à la population lors d'un tremblement de terre.

OFPP

l'Office fédéral de la protection de la population
www.bevoelkerungsschutz.ch

L'OFPP du Département fédéral de la défense, de la protection de la population et des sports (DDPS) est en principe responsable au niveau fédéral de la protection de la population. Il analyse par exemple les effets des séismes et met ces bases à disposition de différentes organisations partenaires et des cantons. De plus, il assure par le biais de la Centrale nationale d'alarme (CENAL, www.naz.ch) la mise en alerte de tous les organes utiles.

Recherche

CENAT

Centre de compétences risques naturels
(ETHZ, EPFL, WSL, SLF, Universités)

www.cenat.ch

Le CENAT de l'Institut Fédéral pour l'Etude de la Neige et des Avalanches SLF à Davos initie et encourage la recherche trans-et interdisciplinaire et la formation et le perfectionnement dans le domaine des risques naturels. Il sert en outre de référence pour les autorités, les associations, les entreprises et un large public sur les questions liées aux risques naturels.

CREALP

Centre de recherche en environnement alpin
www.crealp.ch

Le CREALP est une fondation créée en 1968 par le canton du Valais et la ville de Sion. Il est engagé dans la recherche appliquée dans le domaine des risques naturels; il se préoccupe, entre autres, d'effectuer une cartographie régionale des risques de tremblement de terre.

EPFL, ENAC

Institut de Structures IS
<http://is.epfl.ch>

L'IS mène des recherches dans le domaine de l'ingénierie parasismique et dans la gestion des risques sismiques.

Empa

Laboratoire d'ingénierie des structures
www.empa.ch/abt116

Le Laboratoire d'ingénierie des structures de l'EMPA mène des recherches et offre des services relatifs aux thèmes de la dynamique des constructions, de l'amortissement des vibrations et de l'équipement parasismique.

7.4 Soutiens du projet

**Plan d'action bois et Fonds pour les recherches
forestières et l'utilisation du bois**

OFEV
Division Forêts
3003 Berne
www.bafu.admin.ch

HEV Schweiz

Seefeldstrasse 60
Case postale
8032 Zurich
www.hev-schweiz.ch

SGEB

Société suisse du génie parasismique
et de la dynamique des structures
Case postale 212
8093 Zurich
www.sgeb.ch

SIA

Société suisse des ingénieurs et des architectes
Selnaustrasse 16
Case postale
8027 Zurich
www.sia.ch

usic

Union Suisse des Sociétés d'Ingénieurs-Conseils
Aarberggasse 16/18
3011 Berne
www.usic.ch

Impressum



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Office fédéral de l'environnement OFEV
Plan d'action bois

Editeur

Lignum, Economie suisse du bois, Zurich
Christoph Starck, directeur

Soutien décisif

Fonds pour les recherches forestières et l'utilisation du bois
Plan d'action bois, Office fédéral de l'environnement (OFEV)

Auteurs

Roland Brunner, dipl. Ing. HTL, Lignum, Zurich
Pirmin Jung, dipl. Ing. FH, Pirmin Jung Ingenieure
für Holzbau AG, Rain
René Steiger, Dr. sc. techn., Empa, Abteilung Holz, Dübendorf
Thomas Wenk, Dr. sc. techn., Wenk Erdbebeningenieurwesen
und Baudynamik GmbH, Zurich
Niklaus Wirz, dipl. Ing. FH, Pirmin Jung Ingenieure
für Holzbau AG, Rain

Relecture technique

Andrea Bernasconi, Prof. Dr. sc. techn., Professeur de technologie
et de construction en bois, heig-vd/HES-SO, Yverdon-les-Bains
Alessandro Dazio, Dr. sc. techn., Zurich
Konrad Merz, dipl. Ing. HTL, merz kley partner, Altenrhein

Traduction

Jean-Marie Rotzer, Le Prévoux
Denis Pflug, Cedotec – Lignum, Le Mont-sur-Lausanne

Mise en forme

Schwabe AG, Muttenz

Impression

Schwabe AG, Muttenz

Illustrations

Les sources des illustrations figurent dans les légendes respectives.
Sans indication, les illustrations sont des auteurs.

Le copyright de cette documentation est propriété de Lignum,
Economie suisse du bois, Zurich. Toute reproduction n'est autori-
sée qu'avec l'accord exprès et écrit de l'éditeur.

Exclusion de responsabilité

La présente publication a été produite avec le plus grand soin
et selon les meilleures connaissances. Les éditeurs et les auteurs
ne répondent pas de dommages pouvant résulter de l'utilisation
et de l'application de cette publication.

LIGNUM

Economie suisse du bois
En Budron H6, 1052 Le Mont-sur-Lausanne
Tél. 021 652 62 22, Fax 021 652 93 41
info@cedotec.ch, info@lignum.ch
www.cedotec.ch, www.lignum.ch

Bâtiments en bois parasismiques de plusieurs étages
Juin 2010