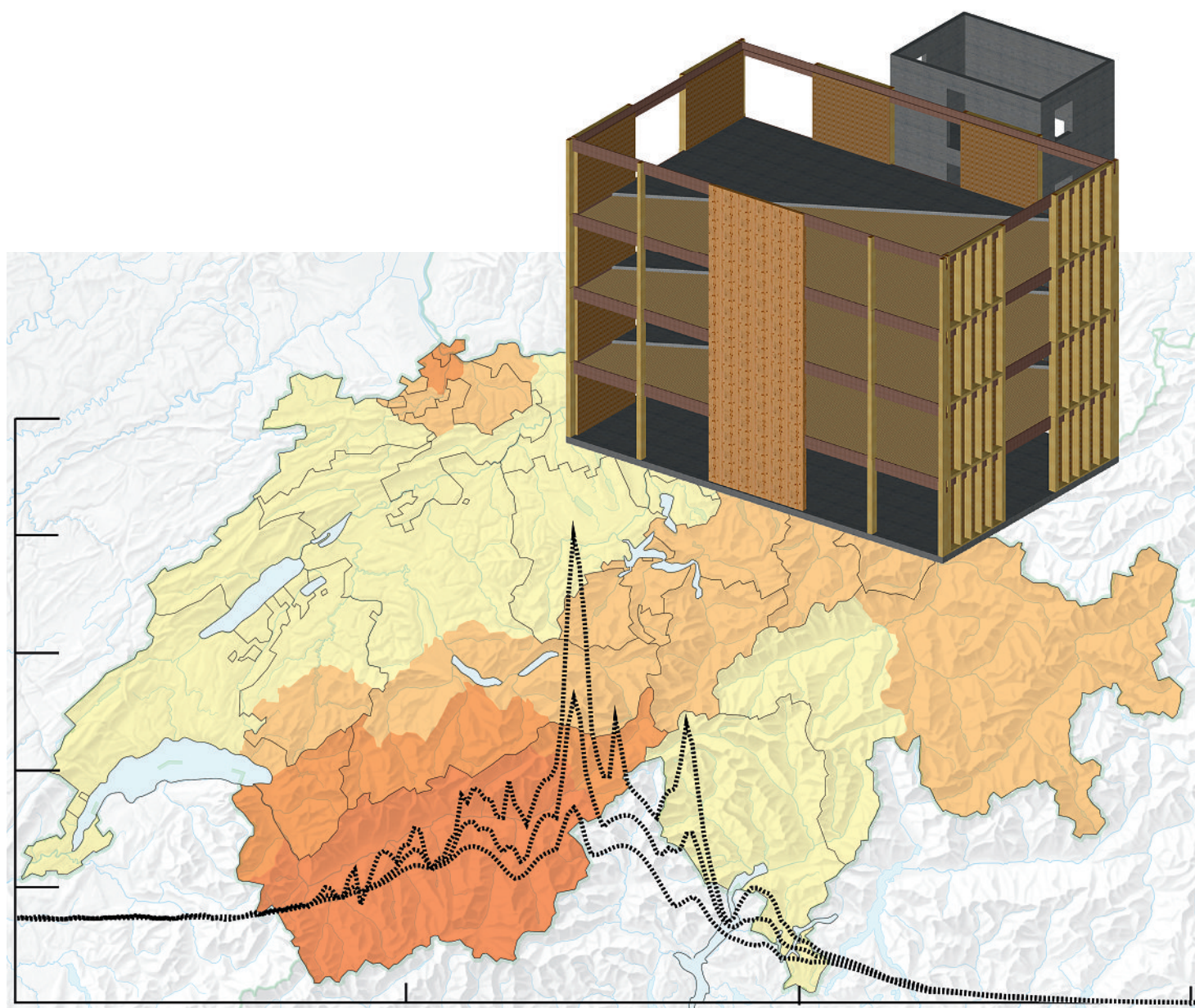


# Bâtiments en bois parasismiques de plusieurs étages



## Table des matières

Page		
3	1	<b>Introduction</b>
4	2	<b>Bases</b>
	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	<b>Analyse structurale et dimensionnement</b>
	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	<b>Conception parasismique</b>
	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	<b>Exemple d'application</b>
	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	<b>Aides de dimensionnement</b>
	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	<b>Sources d'information</b>
	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 Hauseigentümergebund 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 2



Figure 3



Figure 4

## 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 <sup>er</sup> MR	tous	1 <sup>er</sup> 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  $\lambda$  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).

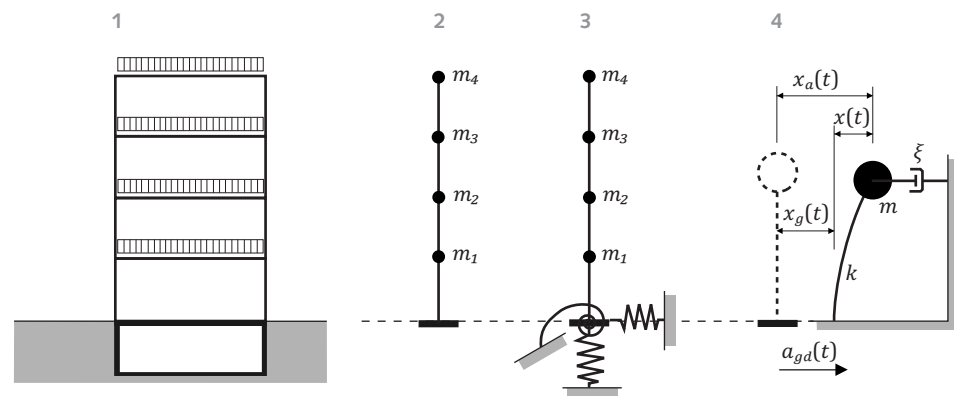
Pour les ouvrages en bois, la formule simplifiée d'estimation de la période de vibration fondamentale (261.38) de la norme SIA 261 (2003), qui ne fait intervenir que la hauteur du bâtiment, ne devrait pas être utilisée. En effet, elle sous-estime en règle générale grandement la période de vibration fondamentale, 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  $T_1$



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

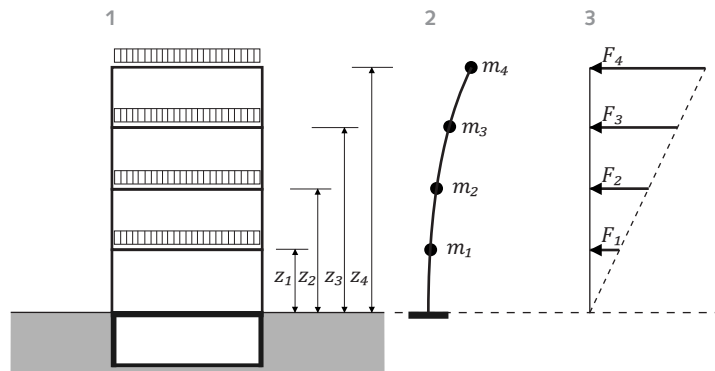
Valeur inférieure:  $e_{d,inf} = 0,5e - 0,05b \quad (6)$

- 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<sup>e</sup> ordre, effet N- $\Delta$ ) 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:

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

$\theta$  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<sup>er</sup> 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  $\varphi$  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<sup>e</sup> 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<sup>e</sup> 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  $\gamma_M/\eta_M$  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

$\gamma_M$  facteur de résistance

$\eta_M$  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  $\eta$  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

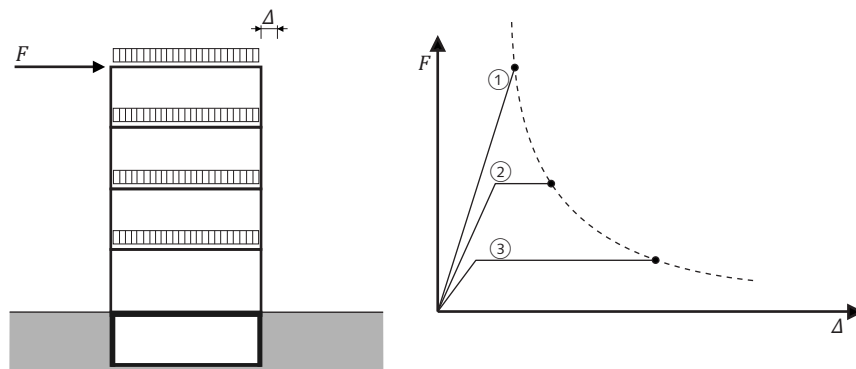
Le comportement d'une structure en cas de séisme peut être décrit approximativement par la relation suivante [12]:

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

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].



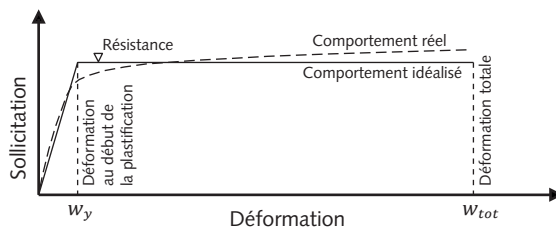
- ① «Elastique», très haute résistance: le séisme de dimensionnement ne requiert pas de déformation plastique.
  - ② Résistance moyenne: le séisme de dimensionnement requiert des déformations plastiques modérées.
  - ③ Basse résistance: le séisme de dimensionnement requiert des déformations plastiques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

**Ductilité globale et ductilité locale**

Par ductilité  $\mu$  (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].

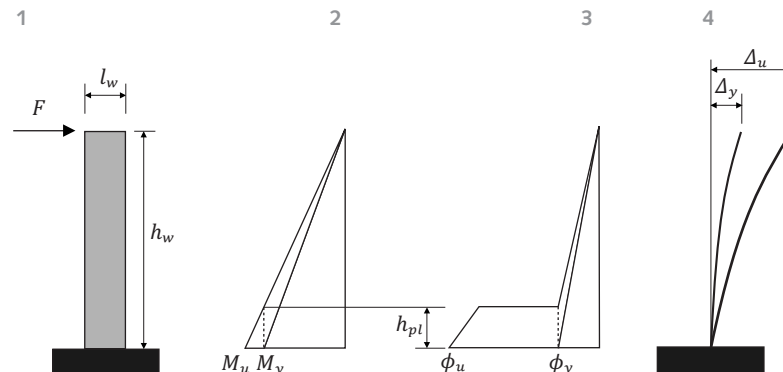


Il faut faire la différence entre ductilité locale et ductilité globale. La ductilité globale se rapporte à la déformation de l'ensemble de la structure. Elle sert de base à la détermination du coefficient de comportement  $q$ . Afin d'obtenir une ductilité globale ou du système  $\mu_{\Delta}$  importante, on doit assurer une grande ductilité locale ou des sections  $\mu_{\phi}$  (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  $\mu_{\Delta}$  (figure 22, n° 4) caractérise le rapport entre les déplacements horizontaux  $\Delta_u$  et  $\Delta_y$  au sommet de l'élément, et comprend les déformations de l'ensemble de la structure. La ductilité locale  $\mu_{\phi}$  (figure 22, n° 3) correspond au rapport des déformations des sections  $\phi_u$  et  $\phi_y$ .

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

Figure 22: Relation entre la ductilité globale ( $\mu_{\Delta}$ ) et locale ( $\mu_{\phi}$ ) 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

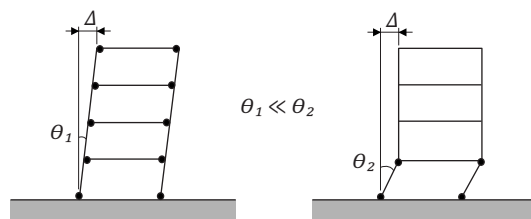
Dans le concept du comportement ductile de la structure, le dimensionnement a lieu selon la méthode du dimensionnement en capacité [12]. Sous ce terme on entend principalement le choix d'un mécanisme plastique adapté (figure 23) et le par-

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  $\mu_{\Delta}$  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.

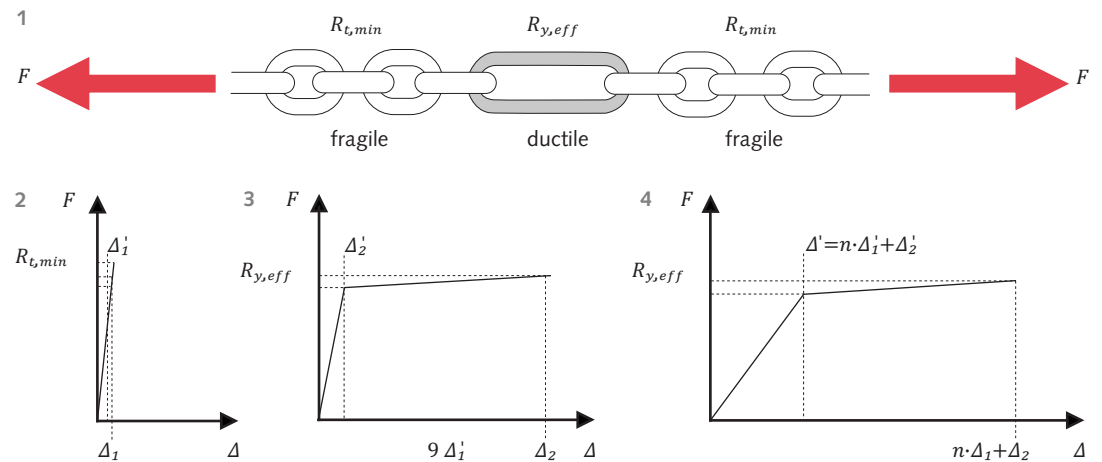
Appliqué à la construction en bois, ce principe signifie qu'il est suffisant de concevoir les assemblages mécaniques en tant que zones ductiles selon le dimensionnement en capacité, pour atteindre un système global ductile.

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 <sup>1)</sup>
A	faible	1,5	Toutes les structures non classées en B, C ou D	<ul style="list-style-type: none"> <li>• arcs</li> <li>• portiques avec angles collés</li> <li>• ouvrages avec un encastrement rigide des poteaux dans les fondations</li> <li>• ouvrages avec des parois de contreventement pour le transfert des charges horizontales sans assemblages mécaniques</li> </ul>
B	modérée	2,0	Ouvrages avec quelques zones d'assemblages ductiles	<ul style="list-style-type: none"> <li>• ouvrages avec peu de zones ductiles mais par contre efficaces</li> <li>• structures à un étage avec des liaisons semi-rigides avec les fondations</li> </ul>
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"> <li>• portiques ou colombages avec des liaisons semi-rigides (les raccords aux fondations peuvent être semi-rigides ou articulés)</li> <li>• portiques ou structures triangulées avec des assemblages mécaniques dans les nœuds des portiques ou des triangulations</li> <li>• structures constituées d'éléments de parois avec revêtement collé, liaisons mécaniques entre éléments</li> <li>• construction hybride avec structures en cadres porteurs et remplissage non porteur</li> </ul>
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"> <li>• structures en parois porteuses: <ul style="list-style-type: none"> <li>◦ lambrissage avec cadres liés mécaniquement</li> <li>◦ éléments de parois liés mécaniquement entre eux</li> <li>◦ assemblages mécaniques d'un degré de ductilité <math>D_s &gt; 3</math> selon le chiffre 6.1.2 de la norme SIA 265 (2003), ou figure 28</li> </ul> </li> </ul>

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):

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

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

- $\gamma_M$  facteur de résistance
- $\eta_t$  facteur tenant compte de la durée d'application de l'action
- $\eta_w$  facteur de réduction tenant compte de l'influence de l'humidité du bois
- $\eta_M$  facteur de conversion de la résistance ultime (conditions de conversion valables aussi pour des éléments de construction ou des assemblages)
- $\eta_{mod}$  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  $\kappa$ ) 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  $\kappa$  s'élève à:

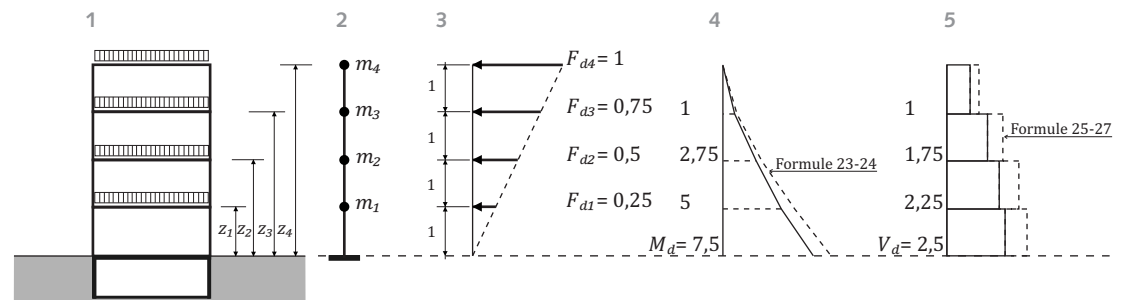
$$\text{pour } n \leq 5: \kappa = 0,9 + \frac{n}{10} \quad (26)$$

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

Le rapport  $\gamma_M / \eta_M$  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  $\gamma_M$  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.

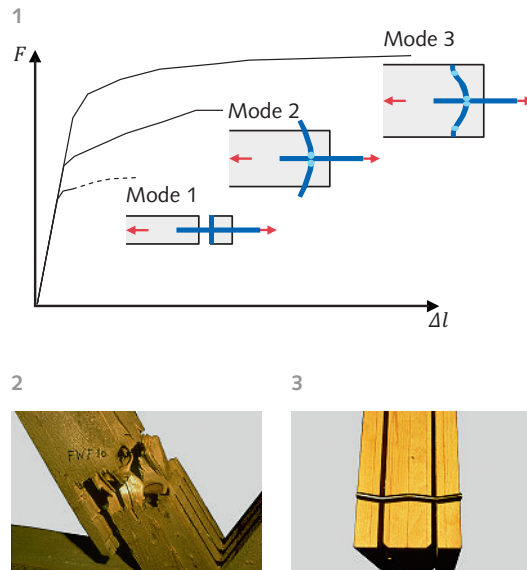
### 3.2.5 Détermination des résistances et des rigidités

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  $300 \pm 120$  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  $\eta_w$  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  $\eta_{mod}$  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<sup>e</sup> 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):

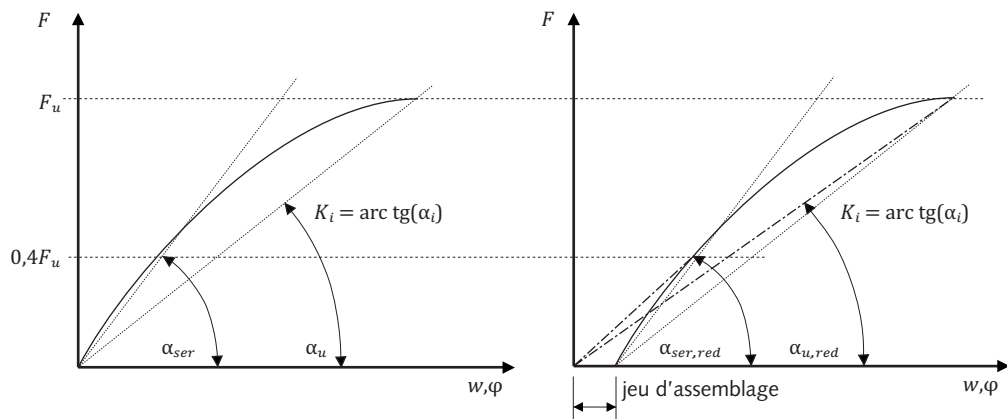
Figure 28: Module de glissement et indice de ductilité des assemblages [selon 13].



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

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

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

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,  $\gamma_f$  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

## 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., Follera 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](http://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](http://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](http://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](http://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](http://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](http://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](http://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](http://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](http://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](http://www.bafu.admin.ch)

**HEV Schweiz**

Seefeldstrasse 60  
Case postale  
8032 Zurich  
[www.hev-schweiz.ch](http://www.hev-schweiz.ch)

**SGEB**

Société suisse du génie parasismique  
et de la dynamique des structures  
Case postale 212  
8093 Zurich  
[www.sgeb.ch](http://www.sgeb.ch)

**SIA**

Société suisse des ingénieurs et des architectes  
Selnaustrasse 16  
Case postale  
8027 Zurich  
[www.sia.ch](http://www.sia.ch)

**usic**

Union Suisse des Sociétés d'Ingénieurs-Conseils  
Aarberggasse 16/18  
3011 Berne  
[www.usic.ch](http://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