


Dimensionnement parasismique des constructions en acier

Report

Author(s):

Lestuzzi, Pierino; Wenk, Thomas 

Publication date:

2003

Permanent link:

<https://doi.org/10.3929/ethz-a-006578757>

Rights / license:

[In Copyright - Non-Commercial Use Permitted](#)

Dimensionnement parasismique des constructions en acier

Maître-mot : ductilité

Pierino Lestuzzi, Lausanne
Thomas Wenk, Zurich

1 INTRODUCTION

Les normes européennes de structures consacrent au séisme une norme spécifique, l'Eurocode 8, qui contient de nombreuses prescriptions détaillées pour les structures porteuses en acier [6.1]. Les prescriptions parasismiques de l'Eurocode 8 ont été simplifiées pour les conditions de sismicité faible à moyenne de la Suisse et, au lieu de les regrouper dans une norme particulière SIA 268, elles ont été intégrées dans les différentes normes SIA 260 à 267. Cette solution d'intégration est conforme à l'esprit du projet Swisscodes, à savoir l'élaboration de normes de structures adaptées à la pratique et conviviales. En regard des prescriptions parasismiques des normes SIA 260 et SIA 261 [6.2], la nouvelle norme des constructions en acier SIA 263 consacre toute une section (ch. 4.9) à la situation de projet séisme. Cette section contient principalement des prescriptions constructives pour assurer un comportement suffisamment ductile de la structure porteuse sous sollicitations sismiques. Auparavant, l'opinion qui prévalait concernant les constructions en acier était qu'elles étaient a priori si ductiles que les mesures favorisant la ductilité pour le comportement sismique étaient superflues. Les mauvaises expériences lors des violents séismes de ces dernières années, particulièrement à Northridge en Californie en 1994 et à Kobe au Japon en 1995 ont remis ce dogme en question et suscité de nouveaux développements concernant le dimensionnement et la conception parasismiques des constructions en acier [6.3]. Compte tenu de l'Eurocode 8, ces nouvelles connaissances ont été intégrées dans SIA 263.

2 LES PRINCIPALES NOUVEAUTES

Par rapport à la norme SIA 161 (1990), les nouveautés les plus importantes sont:

- directives spécifiques aux constructions en acier pour la situation de projet séisme
- différenciation entre comportement ductile et comportement non-ductile
- pour le comportement ductile, coefficients de comportement q différenciés selon le type de structure et la classe de section
- règles de construction particulières pour les cadres à angles rigides et pour les contreventements

Les directives spécifiques à la situation de projet séisme de la norme SIA 263 sont réunies au chiffre 4.9 du chapitre 4 *Analyse structurale et dimensionnement*.

Lors du dimensionnement l'ingénieur choisit entre un comportement ductile et un comportement non-ductile de la structure. Dans le cas de l'action sismique, un comportement ductile est favorable car il permet de dissiper l'énergie introduite sous forme de déformations plastiques. Pour une même sollicitation sismique, une structure ductile pourra être dimensionnée pour une résistance moins importante qu'une structure non-ductile; d'où l'intérêt de choisir un comportement ductile. Cependant, dans ce cas, des exigences supplémentaires doivent être respectées pour garantir une ductilité suffisante des éléments de la structure. En cas de séisme, en revanche, aucune exigence supplémentaire n'est à respecter pour un comportement non-ductile, c'est-à-dire que la structure est dimensionnée selon les exigences "normales" de la norme SIA 263. Les implications du

choix du comportement de la structure sont schématiquement illustrées à la figure 6.1.

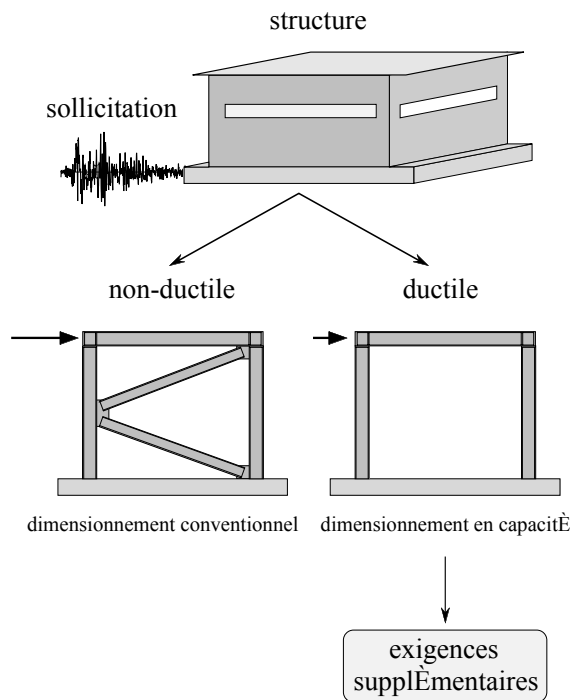


Figure 6.1 : Représentation schématique des implications du choix entre comportement non-ductile et comportement ductile lors du dimensionnement parasismique.

Le coefficient de comportement q considère la capacité de dissipation d'énergie et la surrésistance de la structure soumise à des déformations plastiques cycliques. Dans le cas du comportement ductile, le coefficient de comportement q dépend du type de structure et de la classe de section (voir tableau 6.1). Un coefficient q unique $q = 1,5$ est spécifié dans le cas du comportement non-ductile.

Il faut remarquer que, suivant la classe de sol de fondation et le domaine de fréquence, les sollicitations sismiques élastiques sont notablement plus importantes qu'auparavant [6.2]. Cependant, grâce aux coefficients de comportement élevés liés aux structures ductiles, cette augmentation peut être facilement compensée.

3 CONCEPTS DU DIMENSIONNEMENT PARASISMIQUE

Le dimensionnement parasismique fait appel à des notions spécifiques qui sont rappelées ici. Ces notions sont abordées dans leur cadre général indépendamment du matériau et, au besoin, précisées pour le cas particulier des constructions en acier.

L'action sismique impose aux structures des déformations horizontales, cycliques et dynamiques. Le caractère dynamique de l'action sismique implique notamment que la rigidité de la structure influence le niveau de sollicitation. Lorsqu'une structure se déforme plastiquement pendant un séisme, la diminution de sa rigidité entraîne généralement une réduction de la sollicitation. Une ductilité suffisante permet le développement de ce phénomène favorable.

3.1 Coefficient de comportement

Plutôt qu'une application de forces, comme l'action gravifique par exemple, l'action sismique agit sur une structure en lui "appliquant" une "bouffée" d'énergie. Cette énergie absorbée par la structure doit être dissipée soit par l'amortissement soit par des déformations plastiques. Dans la méthode des forces de remplacement, la méthode de dimensionnement courante en génie parasismique, la sollicitation sismique est remplacée de manière simplifiée par des forces. Dans cette méthode, l'effet favorable de la capacité de la structure à dissiper l'énergie introduite sous forme de déformations plastiques ainsi que sa surrésistance sont pris en compte par un facteur global de réduction de résistance, le coefficient de comportement q .

L'acier est le matériau ductile par excellence et peut donc admettre des coefficients de comportement élevés. Il faut cependant assurer un comportement stable de la structure lors des grandes déformations plastiques et impérativement se prémunir contre les phénomènes non-ductiles tels que, par exemple, les instabilités locales, la fissuration des soudures ou l'effet défavorable d'un effort normal élevé.

Un coefficient de comportement $q = 1,0$ correspond à un comportement élastique sans dépassement de la valeur de dimensionnement de la résistance R_d . Seule une dissipation d'énergie modérée correspondant à un amortissement visqueux de 5% est alors prise en compte. Un coefficient de comportement $q=1,5$ correspond à un comportement élastique d'une structure ayant développé toute sa surrésistance. Plus la structure est capable de dissiper l'énergie sous forme de déformations plastiques, plus le coefficient de comportement est élevé. Des valeurs du coefficient q jusqu'à $q = 5,0$ sont envisageables pour autant que la structure soit capable de dissiper l'énergie sous forme de déformations plastiques (cycliques) de manière stable et sans perte significative de résistance. Dans le dimensionnement, le coefficient de comportement intervient dans le spectre de dimensionnement (ch. 16.2.4). Il est utilisé pour réduire la force sismique de remplacement élastique et, par conséquent, les efforts de dimensionnement [6.2]. La figure 6.2 permet de comparer les spectres de dimensionnement pour un comportement ductile avec $q = 5,0$, pour un comportement non-ductile avec $q = 1,5$ et pour un comportement élastique avec $q = 1,0$ (spectre de réponse élastique).

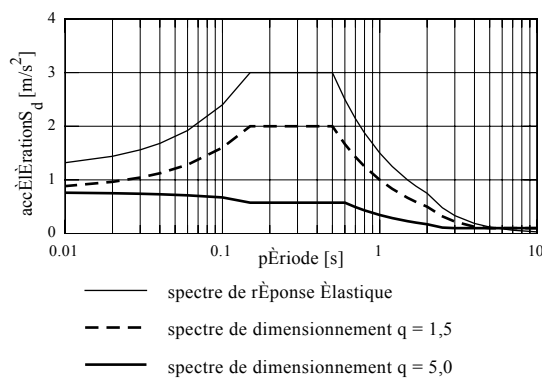


Figure 6.2 Comparaison des spectres de dimensionnement pour $q = 1,5$ et $q = 5,0$ avec le spectre de réponse élastique pour la classe d'ouvrage CO I et la classe de sol de fondation B, dans la zone sismique Z2.

3.2 Rigidité

La rigidité horizontale est une caractéristique essentielle de la structure car elle détermine son comportement dynamique (périodes propres) et, par conséquent, les sollicitations sismiques correspondantes. Pour les bâtiments, la période fondamentale peut être déterminée avec les formules empiriques selon le ch. 16.5.2.3 de la norme SIA 261. Ces formules, reprises de l'Eurocode 8, donnent en général des valeurs trop élevées qui conduisent à surestimer la force sismique de remplacement. Si les charges sismiques sont prépondérantes pour le dimensionnement, il est recommandé de déterminer les périodes propres à l'aide d'un modèle de la structure qui tienne compte de manière réaliste de la rigidité selon ch. 16.5.2.2 et 16.5.5.2 de la norme SIA 261, par exemple avec le quotient de Rayleigh [6.5].

Une grande rigidité réduit les déformations induites par le séisme et permet de limiter les dégâts aux éléments non-porteurs. Pour assurer un bon comportement sismique, il faut éviter les discontinuités de la rigidité sur la hauteur de la structure. Idéalement, la rigidité devrait être répartie de manière homogène. Il faut absolument éviter les étages souples, en particulier au premier étage (soft-storey) [6.4].

3.3 Résistance et Surrésistance

Lors des sollicitations sismiques, dès que la résistance de la structure est atteinte, des déformations plastiques commencent à se développer jusqu'à ce que la ductilité des éléments de la structure ne suffise plus à éviter l'effondrement. La résistance aux forces horizontales est donc une autre caractéristique essentielle car elle détermine les dégâts subis par la structure. Pour assurer un bon comportement sismique, il faut également éviter les discontinuités de la résistance sur la hauteur de la structure [6.4].

La surrésistance considère la résistance effective de la structure. Elle est définie par rapport à la résistance nécessaire théorique, déduite du dimensionnement. Les différences apparaissent dans les dimensions des éléments sélectionnés

et dans les sollicitations effectives des matériaux. Dans le cas des constructions en acier la résistance effective (la surrésistance) est plus grande que la résistance de dimensionnement pour deux raisons :

- le choix d'un profilé dans une gamme forcément limitée
- la sollicitation de l'acier au-delà de la limite élastique lors des cycles de déformations plastiques

Concernant la surrésistance il faut bien distinguer deux effets antagonistes : d'une part un effet favorable qui augmente la résistance de la structure (effet pris en compte avec $q = 1,5$) et, d'autre part, un effet défavorable qui augmente les efforts dans le reste de la structure lorsque les zones plastiques développent leur surrésistance. Si l'augmentation des efforts due à la surrésistance n'est pas prise en compte, la partie de la structure en dehors des zones plastiques est sujette à un risque de rupture prématurée non-ductile.

3.4 Ductilité globale et locale

La ductilité est le paramètre clé du comportement parasismique. D'une manière générale, admettant un comportement élastoplastique idéalisé selon la figure 6.3, la ductilité (u_{tot}/u_y) est définie comme le rapport entre la déformation totale (u_{tot}) et la déformation à l'initiation

de la plastification (u_y). Cette définition s'applique aux déformations au sens large du terme, c'est-à-dire aux déplacements, aux courbures, aux rotations, aux allongements, etc.

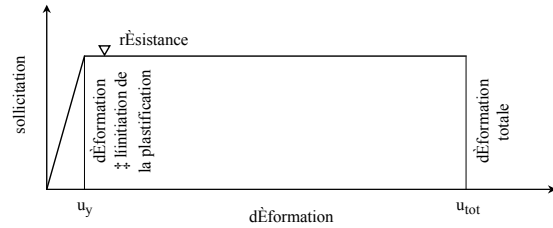


Figure 6.3 : Définition de la ductilité.

Cependant, il faut bien distinguer entre ductilité globale et ductilité locale. La ductilité globale correspond au rapport des déformations horizontales au sommet et considère les déformations au niveau de la structure toute entière. Elle permet de déterminer le coefficient de comportement q (par une règle empirique comme celle des déplacements égaux, par exemple).

La ductilité locale considère les déformations au niveau des zones (rotules) plastiques. Elle correspond aux sollicitations effectives des matériaux et ses valeurs sont nettement plus élevées que celles de la ductilité globale. La relation entre ductilité locale et ductilité globale pour une poutre console est représentée à la figure 6.4 [6.5].

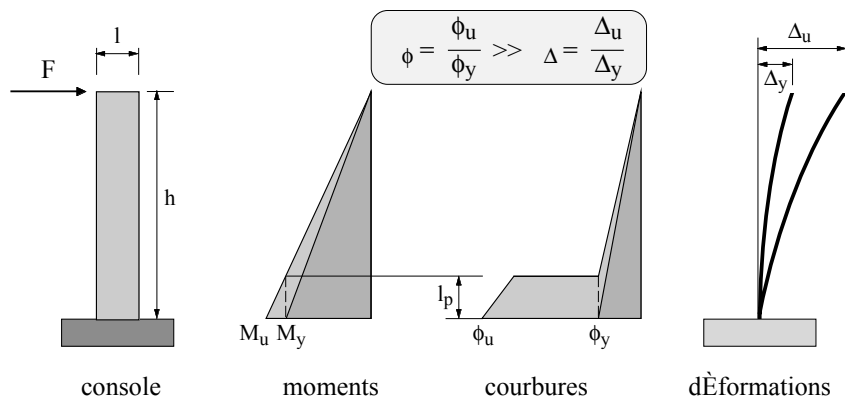


Figure 6.4 : Relation entre ductilité globale (μ_λ) et ductilité locale (μ_ϕ) pour une poutre console.

3.5 Dimensionnement

Etant donné que les sollicitations sismiques entraînent les matériaux de manière cyclique loin dans le domaine plastique, des méthodes de dimensionnement particulières sont nécessaires. Les méthodes de dimensionnement conventionnelles utilisées pour les actions classiques, comme les charges gravifiques ou le vent par exemple, ne sont pas satisfaisantes dans le cas sismique. Le dimensionnement en capacité (capacity design) est la méthode moderne la plus utilisée [6.5]. Le principe de base du dimensionnement en capacité peut s'énoncer comme suit : l'ingénieur choisit les endroits où les déformations plastiques doivent se concentrer (rotules plastiques) en cas de séisme. Il conçoit ces zones de manière à ce qu'elles puissent supporter ces déformations, sans menacer la capacité de la structure à porter les charges gravifiques. Le reste de la structure, en particulier les zones adjacentes aux rotules plastiques, est renforcé pour garantir son maintien dans le domaine élastique, même lorsque les rotules plastiques développent leur surrésistance (capacité). De cette manière, une hiérarchie claire des résistances est établie. Cette hiérarchie prévient les plastifications intempestives et garantit un comportement sismique favorable de la structure. En d'autres termes, l'ingénieur impose à la structure où elle "doit" se plastifier et où elle ne "doit" pas.

3.6 Mécanismes plastiques

Dans le cadre du dimensionnement en capacité, le premier pas est de choisir un mécanisme plastique approprié. Ce mécanisme doit permettre les déformations plastiques globales de la structure en minimisant les rotations locales des rotules plastiques. De plus, il faut disposer les rotules plastiques dans les éléments qui peuvent facilement être conçus de manière ductile, par exemple dans les traverses au lieu des poteaux. La figure 6.5 illustre le cas d'un mécanisme plastique approprié et d'un mécanisme plastique inapproprié pour un cadre à étages multiples.

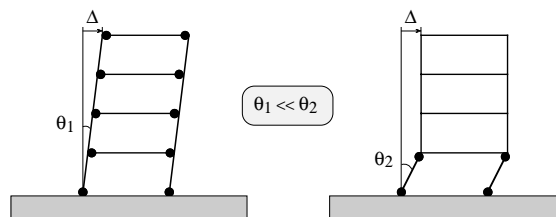


Figure 6.5 : Mécanisme plastique approprié (à gauche) et inapproprié (à droite) pour un cadre à étages multiples.

4 COMPORTEMENT NON-DUCTILE

Une structure peut être dimensionnée selon le concept du comportement non-ductile qui correspond pour l'essentiel à la méthode proposée jusqu'ici dans les normes SIA 160 et 161. Il s'agit d'un dimensionnement conventionnel, comme pour les charges gravifiques ou le vent. Il faut toutefois noter que les charges de remplacement élastiques sont notablement plus élevées qu'auparavant. Par conséquent, un comportement non-ductile de la structure porteuse n'est recommandé que dans le cas de faibles sollicitations sismiques, c'est-à-dire pour des halles légères ou d'autres structures en acier dans les zones sismiques inférieures et dans des conditions favorables du sol de fondation.

4.1 Coefficient de comportement

Dans le cas d'un dimensionnement selon un comportement non-ductile de la structure porteuse, le coefficient de comportement q à prendre en considération est $q = 1,5$ pour tous les types de structures et toutes les classes de section. Pour l'essentiel, le coefficient de comportement $q = 1,5$ pour un comportement structural non-ductile ne considère que la surrésistance.

4.2 Exigences et règles de construction

Dans le cas d'un dimensionnement selon un comportement non-ductile, il n'y a pas d'autres exigences à remplir. Il n'y a pas non plus de règles de construction spécifiques à la situation de projet séisme. Comme pratiquement aucune

ductilité ne peut être prise en compte pour la réduction des charges sismiques élastiques ($q = 1,5$), aucune mesure particulière pour assurer la ductilité n'est nécessaire.

5 COMPORTEMENT DUCTILE

Une structure peut être dimensionnée selon le concept du comportement ductile. Dans ce cas il s'agit essentiellement d'un dimensionnement en capacité (c.f. paragraphe 3.5). Les règles correspondantes se trouvent au chiffre 4.9 *Séisme* de la norme SIA 263. Ces règles ont été reprises de l'Eurocode 8 et simplifiées pour la sismicité faible à moyenne de la Suisse.

5.1 Coefficient de comportement

Dans le cas d'un dimensionnement selon un comportement ductile de la structure porteuse, un coefficient de comportement q nettement plus élevé peut être pris en compte pour la réduction des sollicitations sismiques élastiques. Suivant la classe de section et le type de structure assurant la stabilisation horizontale, le coefficient q varie entre 2,0 et 5,0 comme indiqué dans le tableau 6.1 (tableau 11 de la norme SIA 263). Aucune valeur du coefficient q n'est indiquée pour la classe de section 4 car les structures avec des éléments de cette classe de section doivent être dimensionnées selon le concept du comportement non-ductile avec $q = 1,5$. Pour une action sismique verticale, le coefficient q vaut $q = 1,5$ c'est-à-dire qu'il faut toujours admettre un comportement non-ductile. Une vérification pour la composante verticale n'est, selon SIA 261, nécessaire que dans des cas particuliers, par exemple pour des porte-à-faux ou pour des poutres supportant des poteaux.

Type de structure	Classes de section		
	1	2	3
cadres	$q = 5$	$q = 4$	$q = 2$
contreventements diagonaux	$q = 4$	$q = 4$	$q = 2$
contreventements en V	$q = 2$	$q = 2$	$q = 2$

Tableau 6.1 : Coefficients de comportement q dans le cas de comportement ductile des structures.

5.2 Exigences et règles de construction

Dans le cas d'un dimensionnement selon un comportement ductile, l'utilisation de coefficients q plus élevés est subordonné au respect des mesures constructives et de conception afin d'assurer une capacité de dissipation d'énergie suffisante sous des sollicitations plastiques cycliques.

Les exigences suivantes doivent être respectées pour tous les types de structures :

- L'acier doit satisfaire aux exigences de ductilité autorisant un calcul plastique des sections, c'est-à-dire un allongement à la rupture plus grand que 15%, un rapport de l'allongement à la rupture sur l'allongement élastique plus grand que 20 et un rapport de la résistance à la traction sur la limite élastique plus grand que 1,1 (ch. 3.2.2.3 et 4.9.1.4).
- Les boulons sollicités en traction doivent être précontraints et correspondre aux classes de résistance 8.8 ou 10.9 (ch. 4.9.1.4). La précontrainte est prescrite pour éviter les chocs entre les boulons et les éléments assemblés qui peuvent provoquer une ruine prématurée.
- Les assemblages et les joints doivent être dimensionnés en tenant compte de la résistance majorée de 20% des éléments adjacents (ch. 4.9.1.5). Il s'agit là d'une règle typique du dimensionnement en capacité par laquelle la localisation de la zone (rotule) plastique est imposée dans les éléments ductiles tout en l'écartant des éléments moins ductiles (voir figure 6.6). Les assemblages soudés avec des soudures complètement pénétrées de la classe de qualité B (métal d'apport de même qualité que le matériau de base, meulées sans entailles, également appropriées pour de grandes sollicitations de fatigue) peuvent être considérés sans vérification particulière comme présentant une surrésistance suffisante.



Figure 6.6 : Liaison traverse-poteau d'un cadre ductile en acier d'un bâtiment à Taiwan. Grâce à l'élargissement des ailes, la rotule plastique se formera dans les profils des traverses nettement plus ductiles plutôt que dans la liaison au poteau moins ductile.

6 CADRES DUCTILES

Pour qu'un système de cadres, constituant la stabilisation de la structure contre les charges sismiques horizontales, puisse être dimensionné selon le concept du comportement ductile, il faut respecter les règles du dimensionnement en capacité résumées au ch. 4.9.3. Le premier pas est de choisir un mécanisme plastique approprié. Dans les systèmes de cadres à angles rigides, les rotules plastiques doivent se former dans les traverses et non dans les poteaux. Comme l'effort normal dans les rotules des traverses est généralement faible, une ductilité nettement plus importante que dans les poteaux plus sollicités en compression peut être atteinte sous des sollicitations cycliques de flexion. Comme exceptions à cette règle, des rotules plastiques sont admises aux pieds des poteaux et en tête de poteaux au dernier étage supérieur des cadres à étages multiples (ch. 4.9.2.2).

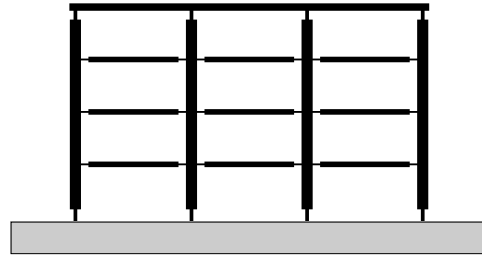


Figure 6.7 : Les rotules plastiques doivent être disposées de préférence dans les traverses des cadres à étages multiples.

Comme condition supplémentaire, le mécanisme plastique doit être choisi de manière à ce que l'énergie puisse être dissipée de façon continue sur la hauteur de la structure (à gauche de la figure 6.5) minimisant ainsi la demande de ductilité locale dans les rotules plastiques. Il faut absolument éviter un mécanisme d'étage (soft-storey) comme celui de la partie droite de la figure 6.4. Pour une ductilité globale donnée, un mécanisme d'étage conduit à des demandes de ductilité locales beaucoup trop importantes.

Les efforts de compression et de cisaillement dans les rotules plastiques des poutres sont limités pour assurer une capacité de déformation stable et aussi grande que possible sous des charges de flexion (ch. 4.9.2.3). Lorsque les valeurs limites (ch. 4.9.2.3) ne peuvent pas être respectées, seul le coefficient de comportement $q = 1,5$ du comportement non-ductile peut être admis.

Conformément à la méthode du dimensionnement en capacité, les zones devant rester élastiques dans le mécanisme plastique choisi ne doivent subir aucune plastification (renforcement) lorsque les rotules plastiques développent leur surrésistance. C'est dans ce contexte qu'il faut comprendre les prescriptions des ch. 4.9.2.4 et 4.9.2.5. L'ancrage des poteaux dans les fondations doit être dimensionné pour des sollicitations en flexion majorées de 20% dans le cas de l'action sismique. De cette manière, la rotule plastique en pied de poteau peut se former en développant sa surrésistance sans provoquer une rupture non-ductile prématurée de l'ancrage. Similairement, la valeur de di-

mensionnement de l'effort tranchant dans les poteaux est limitée à la moitié de la valeur de dimensionnement de la résistance de la section.

7 CONTREVENTEMENTS

Même une stabilisation par des contreventements peut être conçue de manière ductile si quelques principes de base du dimensionnement en capacité sont respectés. D'une manière générale cela n'en vaut la peine que pour les contreventements diagonaux avec lesquels le coefficient de comportement peut atteindre des valeurs jusqu'à $q = 4,0$. Pour les contreventements en V, même avec un comportement ductile, seul un coefficient de $q = 2,0$ est autorisé. Cette valeur n'est que très légèrement supérieure à celle du comportement non-ductile, $q = 1,5$.

7.1 Contreventements diagonaux

Dans le dimensionnement parasismique des contreventements diagonaux (figure 6.8), les forces horizontales ne sont reprises que par les diagonales tendues, les diagonales comprimées étant négligées. Les zones plastiques se forment dans les diagonales, en premier lieu en traction.

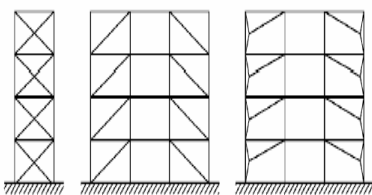


Figure 6.8: Contreventements diagonaux [6.1].

7.2 Contreventements en V

Dans les contreventements en V (figure 6.9), les diagonales se joignent au milieu d'une barre horizontale continue (traverse). Les forces horizontales sont reprises par les diagonales tendues et comprimées et les zones plasti-

ques se forment dans ces diagonales, en traction et en compression.

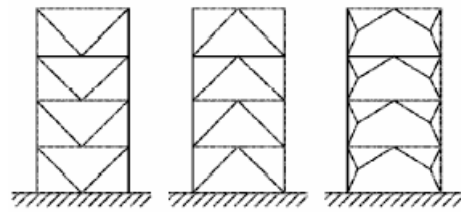


Figure 6.9: Contreventements en V [6.1].

7.3 Contreventements en K

Dans les contreventements en K (figure 6.10), une des jonctions des diagonales se situe au milieu d'une barre verticale continue (poteau). Après le flambage des diagonales comprimées sous les forces sismiques horizontales, il faut compter avec une augmentation supplémentaire des efforts dans les diagonales tendues. Un effort tranchant supplémentaire défavorable apparaît alors dans les poteaux (équilibre des noeuds sans traverse) qui peut conduire à une plastification défavorable dans les poteaux. C'est pourquoi les contreventements en K doivent être dimensionnés dans tous les cas selon un comportement non-ductile de la structure (ch. 4.9.1.3).

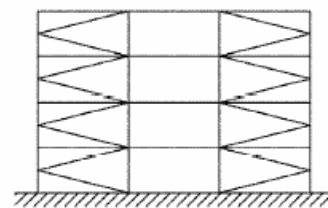


Figure 6.10: Contreventements en K [6.1].

7.4 Exigences et règles de construction

Les exigences particulières et les règles de construction des contreventements ductiles se trouvent au ch. 4.9.3. Le mécanisme global résulte de la plastification en déformation axiale du plus grand nombre possible de diagonales du contreventement. Les exigences du ch. 4.9.3.3 visent à éviter les mécanismes d'étage défavorables (soft-storey). Des caracté-

ristiques de charge-déformation semblables à chaque étage et dans les deux directions permettent d'assurer la plastification dans les diagonales sur toute la hauteur du bâtiment et pas seulement localement dans un ou quelques étages. Cette condition permet également d'éviter des hétérogénéités dans le comportement dynamique qui conduisent à des sollicitations supplémentaires et à des problèmes locaux de transmission des efforts. Un flambage purement élastique des diagonales se répercute défavorablement sur la forme des courbes d'hystérèse (dissipation d'énergie) sous sollicitations cycliques. Pour cette raison, l'élancement des diagonales est limité à $\lambda_k \leq 2,0$. Les zones devant rester élastiques (traverses et poteaux du contreventement) doivent à nouveau être dimensionnées en tenant compte des efforts effectifs engendrés lorsque les zones plastiques (diagonales) développent leur surrésistance. Lors de la vérification, il suffit d'augmenter les efforts de compression de dimensionnement des traverses et des poteaux de 20% (ch. 4.9.3.4) et d'effectuer le dimensionnement des liaisons des diagonales avec leur résistance majorée de 20% (ch. 4.9.1.5).

7.5 Contreventements à liaisons excentrées

Des valeurs encore plus élevées des coefficients de comportement peuvent être atteintes avec des contreventements à liaisons excentrées. Dans ce cas il ne s'agit pas simplement de diagonales mal disposées mais d'un système spécialement développé pour des sollicitations sismiques élevées. Ce système se compose de rotules plastiques travaillant en flexion et en cisaillement dans les zones d'excentricité des traverses reliées par des contreventements restant dans l'état élastique (figure 6.11). Les règles de dimensionnement correspondantes se trouvent dans la partie 1 de l'Eurocode 8 [6.1]. Pour la sismicité faible à moyenne de la Suisse, les contreventements avec des coefficients de comportement jusqu'à $q = 4,0$ sont en général suffisants. Par conséquent, les systèmes spéciaux avec des coefficients de comportement plus élevés comme les contrevente-

ments à liaisons excentrées n'ont pas été intégrés dans la norme SIA 263.



Figure 6.11 : Bâtiment stabilisé par un contreventement à liaisons excentrées pour la reprise des forces sismiques horizontales.

8 LITTÉRATURE

Les indications en italiques se réfèrent aux normes SIA.

- [6.1] Eurocode 8 (2003). *Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*. prEN 1998-1. Draft 6, January 2003. Document CEN/TC250/SC8/N335. Comité Européen de Normalisation (CEN), Bruxelles; 197 pp.
- [6.2] Wenk T., Lestuzzi P. (2003). *Séisme*. 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. Société suisse des ingénieurs et des architectes, Zurich; 109 pp.
- [6.3] Bruneau M., Chia-Ming U., Whittaker A. (1998). *Ductile Design of Steel Structures*. ISBN 0-07-008580-3. McGraw-Hill; 485 pp.
- [6.4] Bachmann, H. (2002). *Conception Parasismique des Bâtiments – Principes de Base à l'Attention des Ingénieurs, Architectes, Maîtres d'Ouvrage et Autorités*. Directives de l'OFEG. Berne, 81 pp.
<http://www.bwg.admin.ch/themen/natur/f/pdf/erenho.pdf>
- [6.5] Bachmann, H. (2002). *Erdbebensicherung von Bauwerken*. Birkhäuser-Verlag; 292 pp.