

## 11 Bâtiments en acier

### 11.1 Domaine d'application

Le présent chapitre traite de la conception des bâtiments en charpente métallique dont la structure appartient à l'une des trois catégories suivantes :

- Ossatures en portique pour lesquelles la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par flexion ;
- Ossatures pour lesquelles la résistance aux forces horizontales est assurée par des palées de stabilité triangulées avec diagonales centrées ;
- Ossatures en portique combinées avec des remplissages en maçonnerie.

Les ossatures pour lesquelles la résistance aux forces horizontales est assurée par des palées de stabilité avec triangulation à diagonales excentrées, les ossatures en portique avec poutres mixtes acier-béton, et les structures conçues avec des assemblages dissipatifs ne sont pas traitées dans le présent *Manuel*.

*Il est noté que les bâtiments contreventés par des palées de stabilité avec triangulation à diagonales centrées et comportant des planchers mixtes acier-béton peuvent être conçus en utilisant le présent Manuel.*

### 11.2 Matériaux

#### 11.2.1 Propriétés des matériaux

##### 11.2.1.1 Acier de construction

L'acier de construction doit être conforme aux normes indiquées dans l'EC3.

##### 11.2.1.2 Limite d'élasticité maximale dans les zones dissipatives

La limite d'élasticité doit être contrôlée afin d'éviter une résistance excessive des pièces situées dans les zones dissipatives.

*Il est à noter que les zones dissipatives sont conçues conformément au principe de dimensionnement en capacité : elles sont dimensionnées pour développer, pendant un séisme, une rotule plastique alors que les autres zones restent dans le domaine élastique.*

## 11 Steel buildings

### 11.1 Scope

This chapter covers design of steel buildings of three types.

- Moment resisting frames (unbraced frames).
- Concentrically braced frames.
- Moment resisting frames with masonry infill.

Eccentrically braced frames, and moment resisting frames where the beams act compositely with concrete floor slabs are excluded from the scope of this *Manual*, as are structures where the connections are designed as dissipative.

*It may be observed that braced frames with composite floors may still be designed using this Manual.*

### 11.2 Material specification

#### 11.2.1 Material properties

##### 11.2.1.1 Steel specification

Structural steel should conform to the relevant standards specified in EC3.

##### 11.2.1.2 Maximum yield strength in dissipative zones

Strength should be controlled to avoid excessive strength in dissipative zones.

*It may be observed that dissipative zones are designed to yield before other zones leave the elastic range during the earthquake, using the capacity design method.*

## 11.2 Bâtiments en acier

La condition précédente peut être considérée comme satisfaite si la limite d'élasticité maximale réelle  $f_{y,max}$  de l'acier des zones dissipatives respecte l'Equation 11.1.

$$f_{y,max} \leq 1,1 \gamma_{ov} f_y \quad (11.1)$$

où :

$f_y$  est la limite d'élasticité nominale spécifiée pour la nuance d'acier,  
 $\gamma_{ov}$  est le coefficient de sur-résistance utilisé dans le calcul :

- $\gamma_{ov} = 1,20$  [1,25] pour les aciers de nuance S235,
- $\gamma_{ov} = 1,15$  [1,25] pour les aciers de nuance S355,
- $\gamma_{ov} = 1,05$  [1,25] pour les aciers de nuances S420 et S460.

Une solution alternative au respect de l'équation 11.1 consiste :

- d'une part à utiliser un acier de limite d'élasticité plus élevée pour les assemblages et éléments structuraux situés dans les zones non dissipatives, et à utiliser un acier à plus faible limite d'élasticité pour les zones dissipatives.
- d'autre part, à effectuer le dimensionnement des éléments structuraux des zones dissipatives et non dissipatives et des assemblages en considérant la limite d'élasticité la plus faible de l'acier.

La limite d'élasticité maximale réelle  $f_{y,max}$  de l'acier des zones dissipatives doit être spécifiée et ne doit pas être supérieure à la limite d'élasticité nominale spécifiée pour la nuance d'acier des éléments structuraux situés dans les zones non dissipatives. Dans ce cas, lors du dimensionnement des éléments structuraux non dissipatifs, le coefficient de sur-résistance  $\gamma_{ov}$  utilisé dans le calcul peut être pris égal à 1 dans les équations 11.1, 11.2, 11.9, 11.10, 11.11 et 11.17. Cette méthode trouve une illustration dans l'exemple générique suivant :

- les éléments structuraux non dissipatifs sont dimensionnés avec une nuance d'acier S235 avec  $f_y = 235$ MPa et  $\gamma_{ov} = 1$ , mais sont réalisés avec un acier de nuance S355 ;
- les éléments structuraux dissipatifs sont dimensionnés avec une nuance d'acier S235 avec  $f_y = 235$ MPa et  $\gamma_{ov} = 1$ , mais sont réalisés avec un acier dont la limite d'élasticité maximale réelle  $f_{y,max}$  est égale à 355MPa.

*Il est noté que cette méthode est susceptible d'être conservatrice comparativement à celle consistant à respecter l'Equation 11.1.*

### 11.2.1.3 Contrôle de la qualité de la limite d'élasticité au cours de la fabrication

La limite d'élasticité maximale  $f_{y,max}$  doit être spécifiée sur les plans d'exécution. Au cours de la fabrication des éléments structuraux situés dans les zones dissipatives, il est nécessaire de s'assurer que la limite d'élasticité de l'acier réellement mis en œuvre n'excède pas de plus de 10% la limite d'élasticité maximale  $f_{y,max}$ .

This may be considered as satisfied if the actual maximum yield strength  $f_{y,max}$  of the steel in dissipative zones conforms to Equation 11.1.

$$f_{y,max} \leq 1.1 \gamma_{ov} f_y \quad (11.1)$$

where:

$f_y$  is the nominal yield strength for the steel grade

$\gamma_{ov}$  is the overstrength factor = **1.25** [1.25].

In lieu of satisfying Equation 11.1, a higher grade material may be used for non-dissipative members and connections and a lower grade for dissipative members, but design of both dissipative and non-dissipative elements is made on the basis of the lower steel grade. The maximum actual yield strength  $f_{y,max}$  of dissipative elements is specified as not more than the nominal yield strength of the higher grade of steel used in non-dissipative members. In this case,  $\gamma_{ov}$  is taken as 1 for the design of non-dissipative elements in Equations 11.1, 11.2, 11.9, 11.10, 11.11 and 11.17. The most usual example is as follows.

- *Non-dissipative members*: design to steel grade S235 using  $f_y = 235$ N/mm<sup>2</sup> and  $\gamma_{ov} = 1$  but use steel grade S355 in construction.
- *Dissipative members*: design to steel grade S235 using  $\gamma_{ov} = 1$ , and use steel grade S235 in construction. Specify  $f_{y,max} = 355$ N/mm<sup>2</sup>.

*It may be observed that this method is likely to prove conservative, compared to satisfying Equation 11.1.*

### 11.2.1.3 Quality control of yield stress during construction

$f_{y,max}$  for dissipative elements should be noted on the drawings. During construction it should be ensured that the yield stress of the actual steel used for dissipative elements does not exceed  $f_{y,max}$  by more than 10%.

#### 11.2.1.4 Exigences relatives à la ténacité

La ténacité requise pour l'acier de construction et les soudures à la plus basse température de service à considérer en situation sismique doit être définie dans la spécification du projet. *Il est noté que l'Annexe Nationale Française de l'EC8 spécifie des prescriptions complémentaires pour les propriétés de l'acier des éléments structuraux dissipatifs, la qualité de l'acier dépendant de la classe de ductilité choisie et du climat. Pour les structures soumises à la température extérieure construites sur un site d'altitude inférieure à 500m et lorsque l'épaisseur des pièces est inférieure ou égale à 30mm, l'Annexe Nationale Française stipule que les nuances d'acier à retenir sont respectivement JO et J2 pour les classes DCM et DCH. Pour les structures chauffées ou dont la température est contrôlée et lorsque l'épaisseur des pièces est inférieure ou égale à 30mm, les nuances d'acier à retenir sont respectivement JR et JO pour les classes DCM et DCH.*

#### 11.2.2 Coefficients partiels applicables aux matériaux

Les valeurs des coefficients partiels  $\gamma_m$  à considérer sont les suivants :

- résistance des sections transversales, quelle que soit la classe de section :  $\gamma_{M0} = 1,00 [1,00]$
- résistance des éléments structuraux aux instabilités :  $\gamma_{M1} = 1,00 [1,00]$
- résistance à la rupture des sections transversales en traction au droit des trous de fixation :
  - si l'élément n'est pas dissipatif :  $\gamma_{M2} = 1,15 [1,25]$
  - si l'élément est dissipatif :  $\gamma_{M2} = 1,25 [1,25]$
- résistance des assemblages :
  - boulons, soudures et plaques en pression diamétrale :  $\gamma_{M2} = 1,15 [1,25]$
  - résistance des boulons au glissement :  $\gamma_{M3} = 1,10 [1,25]$

#### 11.2.1.4 Required toughness

The required toughness of the steel and welds at the lowest service temperature adopted in combination with seismic action should be defined in the project specification. *It may be observed that the French National Annex to EC8 specifies additional requirements for the steel properties of dissipative members of structures, the steel grade depending on the chosen ductility class and on the climate. For structures submitted to external temperature built at sites lower than 500m and where the thickness of the elements is not higher than 30mm, the steel grades should be JO or J2 for ductility classes DCM and DCH respectively. For heated structures or at controlled temperature and where the thickness of the elements is not higher than 30mm, the steel grades should be JR or JO for ductility classes DCM and DCH respectively.*

#### 11.2.2 Partial factors for materials

The material factor  $\gamma_m$  should be taken as:

- $\gamma_{M0} = 1.0 [1.0]$
- $\gamma_{M1} = 1.0 [1.0]$
- $\gamma_{M2} = 1.25 [1.25]$  from EC3 Part 1-1<sup>52</sup>
- $\gamma_{M3} = 1.25 [1.25]$  from EC3 Part 1-8<sup>53</sup>

### 11.3 Dimensionnement selon l'Eurocode 3 (ductilité DCL)

Dans les zones de faible sismicité, le dimensionnement des structures peut être effectué pour la classe de ductilité DCL, ce qui implique qu'une résistance latérale suffisante est obtenue en utilisant les méthodes de calcul indiquées dans le présent *Manuel*, mais où il est seulement fait appel aux prescriptions « non parasismiques » de l'EC3 relatives aux règles de détail et aux vérifications de résistance. Le coefficient de comportement ne doit pas excéder **1,5 [1,5]**, sauf justification particulière, sans pouvoir dépasser 2,0.

*Il est recommandé de considérer une valeur du coefficient de comportement  $q$  au plus égale à 2 lorsque les sections transversales des éléments de la structure primaire sont de classes 1, 2 ou 3. Cette valeur est limitée à 1,5 lorsque la structure primaire comporte un ou plusieurs éléments dont la section transversale est de classe 4.*

*Il peut être observé que les structures de classe de ductilité L sont définies comme étant « faiblement dissipatives » et aucune plastification significative n'est attendue dans la situation sismique de calcul. Les autres Sections du présent chapitre ne sont pas applicables aux structures de classe de ductilité DCL.*

### 11.4 Dimensionnement ductile (DCM et DCH)

Dans les zones de sismicité modérée ou élevée, le dimensionnement des structures doit être effectué afin d'obtenir un niveau de ductilité approprié dans les classes de ductilité M (moyenne) ou H (élevée). Pour ces structures, il est nécessaire de satisfaire à la fois les règles énoncées dans l'EC3 et les exigences supplémentaires spécifiques à la situation sismique prescrites dans le présent chapitre et qui sont résumées dans le Tableau 11.1.

*Il est noté que les structures de classe DCM ou DCH sont définies comme étant « dissipatives » ; au cours d'un séisme, une plastification significative est prévue dans les zones conçues comme dissipatives et les exigences de dimensionnement spécifiques à la situation sismique permettent la plastification cyclique de ces zones.*

### 11.3 Design to Eurocode 3 (DCL Design)

In areas of low seismicity, the structure may be designed to ductility class DCL, which involves providing sufficient lateral strength using analysis procedures covered in the *Manual*, but using only the 'non-seismic' provisions of EC3 for detailing rules and strength checks. The  $q$  factor adopted for DCL structures should not exceed **2 [1.5]** in cases where all the primary members are of cross-sectional class 1, 2 or 3. It should not exceed 1.5 where any of the primary members are of cross-sectional class 4.

*It may be observed that DCL structures are described as having 'low dissipative structural behaviour', and significant yielding is not anticipated in the design earthquake. The remainder of this chapter therefore does not apply to DCL structures.*

### 11.4 Ductile design (DCM and DCH design)

In areas of moderate and high seismicity, the structure should be designed to ductility class DCM or DCH, which involves meeting the requirements of EC3 and additionally meeting the seismic detailing requirements as prescribed in this chapter, which are summarised in Table 11.1.

*It may be observed that DCM and DCH structures are described as 'dissipative'; significant yielding is anticipated in designated dissipative regions during the design earthquake, and the need to sustain this inelastic reverse-cycling behaviour lies behind most of the seismic design requirements.*

**Tableau 11.1 Résumé des exigences supplémentaires requises dans les structures dissipatives par rapport à celles de l'EC3**

Composant	Exigence	Section du <i>Manuel</i>
Assemblages boulonnés non dissipatifs	Il convient de s'assurer de la sur-résistance des boulons (pas de plastification). La résistance de calcul au cisaillement des boulons doit être supérieure à la résistance de calcul à la pression diamétrale et à la rupture par traction et/ou cisaillement des pièces assemblées. Il y a lieu d'utiliser des boulons à haute résistance (de classe 8-8 ou 10-9) dans les assemblages des éléments primaires.	11.7
Assemblages soudés non dissipatifs	Les assemblages soudés doivent être plus résistants que les éléments assemblés. Il convient de se prémunir d'une rupture fragile des assemblages situés à proximité des zones dissipatives.	11.7
Assemblages dissipatifs	Ces assemblages sortent du domaine d'application du présent <i>Manuel</i> .	
Éléments structuraux dissipatifs	La limite d'élasticité maximale doit être spécifiée et il y a lieu de s'assurer qu'elle n'est pas dépassée de plus de 10%. Il convient de respecter les exigences relatives à la classe des sections transversales.	11.2.1 Tableau 11.3
Ossatures en portique	Les rotules plastiques doivent se former principalement dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Les restrictions relatives aux valeurs de calcul des efforts normaux et tranchants dans les poteaux et les poutres doivent être respectées. Les assemblages doivent être correctement conçus afin de s'assurer que la réponse d'ensemble de la structure est ductile.	11.8

**Table 11.1 Summary of requirements for dissipative structures additional to EC3**

Component	Requirement	Section in <i>Manual</i>
Non-dissipative bolted connections	Ensure the bolts are overstrength (do not yield). Bolt shear strength to be higher than bearing strength of connected ply. Use high strength bolts (grade 8.8 or 10.9) in connections of primary members.	11.7
Non-dissipative welded connections	Ensure the weld itself is stronger than the connected member. Guard against brittle failure in connections adjacent to dissipative regions.	11.7
Dissipative connections	Not covered by the <i>Manual</i> .	
Dissipative members	Specify maximum steel strength and ensure this is not exceeded by more than 10%. Comply with requirements for cross section class.	11.2.1 Table 11.3
Moment resisting (unbraced) frames	Ensure that dissipative regions are formed predominantly in the beams rather than columns. Observe additional restrictions on axial load and shear in columns and beams. Connection design should be adequate to ensure that the overall response of the structure is ductile.	11.8

Tableau 11.1 Suite

Composant	Exigence	Section du <i>Manuel</i>
Palées de stabilité triangulées avec diagonales centrées (en V ou en X)	<p>Sous les inversions d'efforts, la résistance latérale de la structure doit être quasiment identique.</p> <p>Il convient de respecter les valeurs maximales d'élançement pour les diagonales des palées triangulées en X et en V et la valeur minimale d'élançement pour les diagonales des palées triangulées en X.</p> <p>Dans les palées triangulées en V, les poutres doivent être dimensionnées en tenant compte du flambement des diagonales comprimées.</p> <p>Les poutres et poteaux soumis à des efforts normaux doivent respecter les principes de dimensionnement en capacité.</p> <p>Les poutres et poteaux de la structure doivent être dimensionnés pour résister à la totalité des charges gravitaires, c'est-à-dire en ignorant la présence des diagonales des palées de stabilité.</p> <p>L'analyse globale et le dimensionnement doivent permettre d'assurer une contrainte sensiblement égale dans les diagonales de contreventement situées sur l'ensemble des niveaux de la structure.</p>	11.9  Equation 11.16
Ossatures en portique avec remplissages en maçonnerie	<p>L'influence des remplissages sur la réponse au séisme de la structure doit être prise en compte, notamment l'augmentation de la rigidité en résultant et qui peut se traduire par une augmentation des efforts sismiques et/ou rendre la structure irrégulière.</p> <p>Il convient de prendre en compte les efforts locaux de cisaillement qui sont susceptibles d'être transmis aux poteaux de l'ossature par les remplissages en maçonnerie.</p> <p>Les panneaux de maçonnerie doivent être correctement maintenus hors de leur plan et leur stabilité doit être vérifiée.</p>	11.10 15.3.2

Table 11.1 Continued

Component	Requirement	Section in <i>Manual</i>
Concentrically braced frames (V or X bracing)	<p>Lateral resistance of frame must be essentially the same in both positive and negative displacement directions.</p> <p>Comply with maximum slenderness for diagonal bracing in X- and V-braced frames and minimum slenderness for diagonal bracing in X-braced frames.</p> <p>Horizontal members in V braced members should resist unbalanced bracing load after buckling of diagonal brace.</p> <p>Axial loads in columns and beams should be designed following capacity design principles.</p> <p>The columns and beams of the frame should be designed to resist gravity actions ignoring the presence of the bracing.</p> <p>Analysis and design should ensure that the design seismic stress in diagonal bracing at all levels in the structure does not vary significantly.</p>	11.9  Equation 11.16
Moment resisting frames with masonry infill	<p>Potential adverse effects on seismic response need to be considered – especially with respect to increased structural stiffness which may increase loads or cause irregularity.</p> <p>Account for additional local shear loads that masonry infill may apply to columns.</p> <p>Panels should be adequately restrained out of plane and their stability should be checked.</p>	11.10 15.3.2

## 11.5 Types de bâtiments métalliques et coefficients de comportement

### 11.5.1 Ossatures en portique

Les trois types d'ossatures en portique considérés sont représentés sur la Figure 11.1 :

- Portique à une travée et à un niveau,
- Portique à une travée comportant plusieurs niveaux,
- Portique comportant plusieurs travées et plusieurs niveaux.

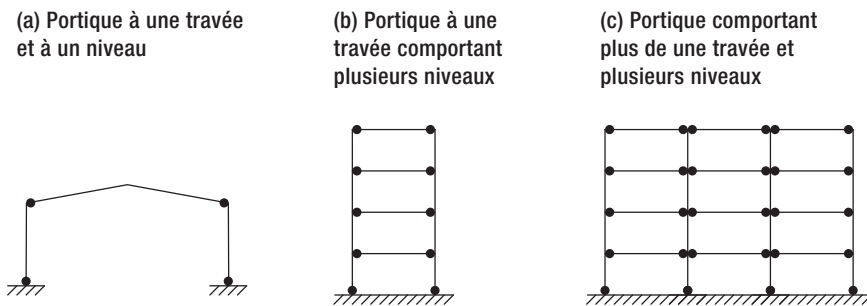


Fig 11.1 Ossatures en portique (zones dissipatives situées aux extrémités des poutres et à la base des poteaux)

### 11.5.2 Palées de stabilité avec triangulation centrée

Les trois types de palées de stabilité triangulées considérés sont représentés sur la Figure 11.2 :

- Triangulation avec diagonales disposées en X,
- Triangulation avec diagonales découplées,
- Triangulation avec diagonales disposées en V (ou V inversé).

Les triangulations en K (voir Figure 11.3) ne sont pas autorisées.

### 11.5.3 Coefficients de comportement

Les coefficients  $q$  de comportement pour les structures de classes de ductilité DCM et DCH sont donnés dans le Tableau 11.2.

## 11.5 Types of steel buildings and behaviour factors

### 11.5.1 Moment resisting frames

Three types of moment resisting frame are considered, as shown in Figure 11.1:

- Portal frames
- One bay multi-storey frames
- Multi bay multi-storey frames

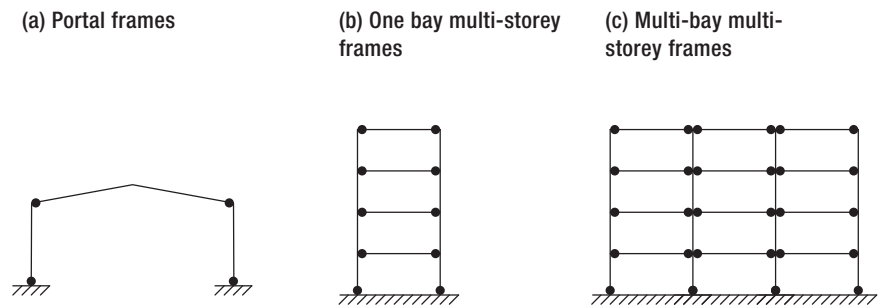


Fig 11.1 Moment resisting frames (dissipative zones in beams and column bases)

### 11.5.2 Concentrically braced frames

Three types of concentric braced frame are considered, shown in Figure 11.2.

- X bracings
- Decoupled diagonal bracings
- V (or inverted V) bracings

K bracings are not allowed – see Figure 11.3.

### 11.5.3 Behaviour factors

Behaviour factors  $q$  for DCM and DCH structures are given in Table 11.2.

11.5 Bâtiments en acier

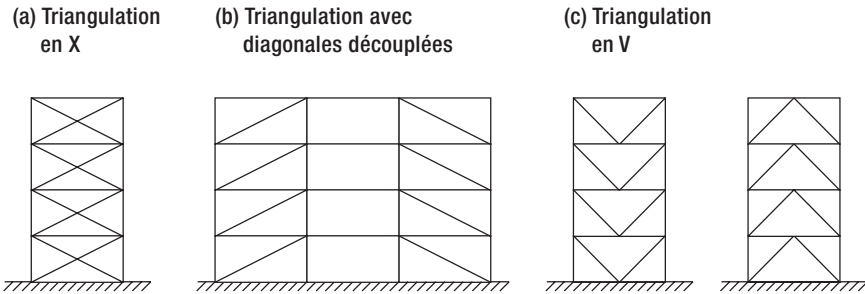


Fig 11.2 Palées de stabilité triangulées avec diagonales centrées (zones dissipatives dans les diagonales tendues)

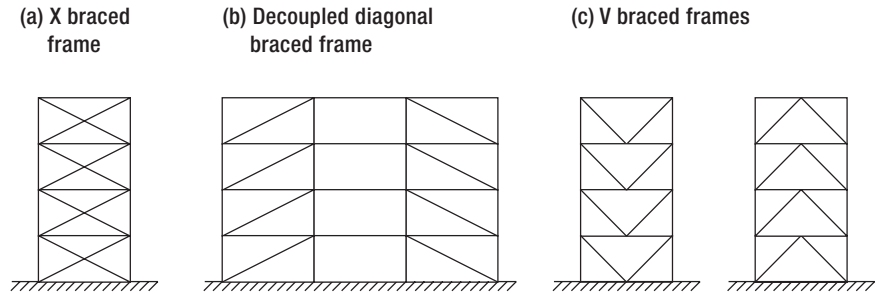


Fig 11.2 Concentrically braced frames (dissipative zones in tension braces)

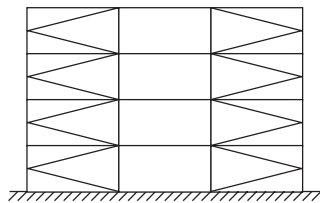


Fig 11.3 Palée de stabilité triangulée en K (non autorisée)

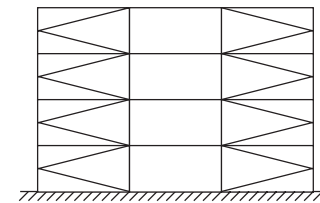


Fig 11.3 K Bracing (not allowed)

Tableau 11.2 Coefficients  $q$  de comportement

(i) Structures régulières

Type de structure	Régulière en plan et en élévation	
	DCM	DCH
Ossatures en portique (voir Figure 11.1)		
Portique à une travée et à un niveau	4,0	5,5
Portique à une travée comportant plusieurs niveaux	4,0	6,0
Portique à plusieurs travées et plusieurs niveaux	4,0	6,5
Palées de stabilité triangulées avec diagonales centrées (voir Figure 11.2)		
Triangulation en X ou avec diagonales découplées	4,0	4,0
Triangulation en V	2,0	2,5
Ossatures en portique avec remplissages en maçonnerie	2,0	2,0

Table 11.2 Behaviour factors  $q$

(i) Regular structures

Structural type	Regular in plan and elevation	
	DCM	DCH
Moment resisting frame (see Figure 11.1)		
Single storey portal	4.0	5.5
One bay multi-storey	4.0	6.0
Multi-bay, multi-storey	4.0	6.5
Concentrically braced frame (see Figure 11.2)		
Diagonal bracings	4.0	4.0
V bracings	2.0	2.5
Frame with masonry infill panels	2.0	2.0



**Tableau 11.2 Suite**  
**(ii) Structures modérément irrégulières**

Type de structure	Modérément irrégulière			
	DCM	DCH		
	En élévation <sup>d</sup>	En plan seulement	En élévation seulement	En plan et en élévation
Ossatures en portique (voir Figure 11.1)				
Portique à une travée et à un niveau	3,2	5,25	4,4	4,2°
Portique à une travée comportant plusieurs niveaux	3,2	5,5	4,8	4,4°
Portique à plusieurs travées et plusieurs niveaux	3,2	5,75	5,2	4,6°
Palées de stabilité triangulées avec diagonales centrées (voir Figure 11.2)				
Triangulation en X ou avec diagonales découplées	3,2	4,0	3,2	3,2
Triangulation en V	1,6	2,5	2,0	2,0
Ossatures en portique avec remplissages en maçonnerie	1,6	2,0	1,6	1,6
<b>Notes</b>				
<b>a</b> L'utilisation des Tableaux 11.2(i) et 11.2(ii) nécessite le choix de classes de section transversale appropriées telles que définies dans le Tableau 11.3.				
<b>b</b> Les irrégularités modérées en plan et en élévation sont définies dans les Sections 6.3.4 et 6.4.2. Une irrégularité élevée est autorisée (mais pas conseillée) par l'EC8, mais les structures fortement irrégulières ne sont pas traitées dans le présent Manuel.				
<b>c</b> Les valeurs de $q$ indiquées dans les tableaux prennent en compte des valeurs approximatives du rapport $\alpha_v/\alpha_1$ , ce rapport étant représentatif de l'hyperstaticité présente dans la structure (voir Clauses 6.3.2 (3) et (4) de l'EC8 Partie 1 <sup>3</sup> ).				
<b>d</b> Une irrégularité modérée en plan n'a pas d'influence sur les valeurs du coefficient de comportement $q$ données pour les structures métalliques de classe de ductilité DCM.				

**Table 11.2 Continued**  
**(ii) Moderately irregular structures**

Structural type	Moderately irregular			
	DCM	DCH		
	In elevation <sup>d</sup>	In plan only	In elevation only	In plan and elevation
Moment resisting frame (see Figure 11.1)				
Single storey portal	3.2	5.25	4.4	4.2°
One bay multi-storey	3.2	5.5	4.8	4.4°
Multi-bay, multi-storey	3.2	5.75	5.2	4.6°
Concentrically braced frame (see Figure 11.2)				
Diagonal bracings	3.2	4.0	3.2	3.2
V bracings	1.6	2.5	2.0	2.0
Frame with masonry infill panels	1.6	2.0	1.6	1.6
<b>Notes</b>				
<b>a</b> Tables 11.2(i) and 11.2(ii) assume the use of the appropriate class of sections shown in Table 11.3.				
<b>b</b> Moderate irregularity in plan and elevation are defined in Sections 6.3.4 and 6.4.2. High irregularity is permitted (but not encouraged) by EC8, but highly irregular structures are beyond the scope of this Manual.				
<b>c</b> The values indicated here take account of approximate values of $\alpha_v/\alpha_1$ , coefficient representative of the redundancy of the structure (see EC8 Part 1 <sup>3</sup> , clauses 6.3.2 (3) and (4)).				
<b>d</b> Moderately irregularity in plan does not affect the $q$ factors of DCM steel structures.				

## 11.6 Exigences relatives à la classe des sections dans les zones dissipatives

Une ductilité locale suffisante des éléments dissipatifs doit être assurée en limitant le rapport largeur sur épaisseur  $b/t$  des parois des sections transversales selon les classes de section spécifiées dans l'EC3 Partie 1-1<sup>53</sup>, Clause 5.5. Le Tableau 11.3 précise les classes de section appropriées pour les différentes classes de ductilité.

Tableau 11.3 Exigences relatives à la classe des sections dans les zones dissipatives

Classes de ductilité	Coefficient $q$	Classe de section requise
DCM	$1,5 < q \leq 2$	Classe 1, 2 ou 3
	$2 < q \leq 4$	Classe 1 ou 2
DCH	$q \geq 4$	Classe 1
<b>Note</b> Les valeurs du coefficient de comportement $q$ données dans le Tableau 11-3 ne tiennent pas compte de l'abattement de 20% pour irrégularité structurale.		

## 11.7 Règles générales de dimensionnement des assemblages

- Les assemblages boulonnés des éléments de la structure primaire doivent comporter des boulons à haute résistance de classe 8-8 ou 10-9. Pour les assemblages boulonnés sollicités au cisaillement, il convient de plus que la résistance de calcul au cisaillement des boulons soit 1,2 fois supérieure à la résistance de calcul en pression diamétrale.
- La résistance  $R_d$  des assemblages non dissipatifs soudés ou boulonnés doit satisfaire au critère de sur-résistance défini par l'Equation 11.2. (Les assemblages dissipatifs ne sont pas traités dans le présent Manuel).

$$R_d \geq 1,1\gamma_{ov}R_{fy} \quad (11.2)$$

$R_{fy}$  est la résistance plastique de l'élément dissipatif assemblé ;  
 $\gamma_{ov}$  est le coefficient de sur-résistance :

- $\gamma_{ov} = 1,20$  [1,25] pour les aciers de nuance S235,
- $\gamma_{ov} = 1,15$  [1,25] pour les aciers de nuance S355,
- $\gamma_{ov} = 1,05$  [1,25] pour les aciers de nuances S420 et S460.

Les assemblages réalisés par des soudures bout à bout à pleine pénétration peuvent être considérés comme satisfaisant au critère de sur-résistance.

- Il convient d'utiliser les catégories B et C (assemblages résistant au glissement) pour les assemblages boulonnés sollicités au cisaillement

## 11.6 Requirements for compactness of sections in dissipative zones

Local ductility of dissipative members should be ensured by restricting the width-thickness ratio  $b/t$  according to EC3 Part 1-1<sup>53</sup> Clause 5.5. Table 11.3 shows the section classifications appropriate to the various ductility classes.

Table 11.3 Requirements for cross-sectional class of dissipative elements

Ductility class	$q$ factor	Required cross-sectional class
DCM	$1.5 < q \leq 2$	Class 1, 2 or 3
	$2 < q \leq 4$	Class 1 or 2
DCH	$q \geq 4$	Class 1
<b>Note</b> The $q$ factor in the above table is the $q$ factor before any reductions to take account of irregularity.		

## 11.7 General rules for connection design

- In bolted connections of primary seismic members, high strength bolts grade 8.8 or 10.9 should be used. In addition the bolt shear strength should be at least 20% higher than the bearing strength of the connected ply.
- Design resistance  $R_d$  of non-dissipative welded or bolted connections should satisfy the overstrength criterion of Equation 11.2. (It should be noted that dissipative connections are not covered in this Manual).

$$R_d \geq 1.1\gamma_{ov}R_{fy} \quad (11.2)$$

$R_{fy}$  is the plastic resistance of connected member.  
 $\gamma_{ov}$  is the overstrength factor = **1.25 [1.25]**.

The use of full penetration butt welds may be deemed to satisfy this overstrength criterion.

- Categories B and C (slip resistant) bolted joints in shear in accordance with EC3 Part 1-8<sup>54</sup>, Clause 3.4.1 and Category E (preloaded) bolted joints in tension in accordance with EC3 Part 1-8, Clause 3.4.2 should be used. Shear joints with fitted bolts to EC3 Part 1-8, Clause 3.6.1 are also allowed. Friction surfaces should belong to class A or B as defined in ENV 1090-1<sup>55</sup>.
- The design of connections in dissipative zones (adjacent to plastic hinge regions in moment frames or yielding braces in braced frames) should

- conformément à l'EC3 Partie 1-8<sup>54</sup>, Clause 3.4.1, et la catégorie E (assemblages avec boulons précontraints) pour les assemblages boulonnés sollicités en traction conformément à l'EC3 Partie 1-8, Clause 3.4.2. Les assemblages sollicités au cisaillement et comportant des boulons calibrés sont également autorisés. Les surfaces de frottement doivent être de classe A ou B, telles que définies dans l'ENV 1090-1<sup>55</sup>.
- La conception des assemblages situés dans les zones dissipatives (c'est-à-dire voisins d'une zone de formation d'une rotule plastique dans une ossature en portique ou situés à une des extrémités d'une diagonale de contreventement dans une palée de stabilité) doit être effectuée en vue de se prémunir de l'apparition locale de déformations plastiques élevées, d'éviter les contraintes résiduelles importantes résultant du façonnage pendant la fabrication et de minimiser les risques de défauts de fabrication. Des règles spécifiques pour la conception des assemblages dans les ossatures en portique sont données dans la Section 11.8.4.
  - *Il est noté qu'un des moyens pour réduire la résistance de calcul à la traction d'un contreventement, tout en maîtrisant le comportement inélastique, est de pratiquer une encoche qui en réduit la section sur une certaine longueur. Cette méthode permet de satisfaire la prescription visant à protéger les assemblages et les éléments devant être dimensionnés pour rester élastiques lorsque la structure subit des déformations plastiques. En l'absence de règle appropriée dans l'EC8, il est noté que des dispositions constructives pour la conception de tels éléments de contreventement peuvent être trouvées dans les règles néo-zélandaises NZS 3404: Partie 1: 1997<sup>56</sup> clause 12.12.7.*
  - *Il est recommandé que les assemblages soient conçus, dimensionnés et détaillés par le concepteur de la structure. Il n'est en effet pas suffisant de spécifier la résistance des assemblages, puis de confier leur conception et leur dimensionnement à un autre intervenant.*

be such as to prevent high plastic strains occurring locally, to limit high residual stresses from forming during fabrication and to minimise the risk of fabrication defects. Special rules for connections in moment resisting frames are given in Section 11.8.4.

- *It is observed that notching of braces, whereby a length of brace is reduced in area, is a means of reducing the design tension capacity of the brace, while maintaining dependable inelastic action. This may assist in satisfying the requirement to protect the connections and other elements designed to respond elastically from experiencing plastic strains. In the absence of direct advice in EC8, it is observed that suitable guidance on detailing of such brace elements may be found in NZS 3404: Part 1: 1997<sup>56</sup> clause 12.12.7.*
- *It is recommended that connections are specified in detail by the designer. It is not sufficient to specify connection resistance (strength) alone and leave the detailing of connections to another party.*

## 11.8 Ossatures en portique (poutres, poteaux, nœuds « poteau-poutre »)

### 11.8.1 Généralités

*Il est noté que, dans les ossatures en portique, la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par flexion des éléments structuraux.*

*Il est recommandé, lors de la conception des ossatures en portique, de porter une attention particulière à la présence d'éléments considérés comme non structuraux et qui sont susceptibles de modifier significativement la rigidité de l'ossature en portique, comme par exemple des cloisons séparatives non structurelles. Ces éléments peuvent participer au système de contreventement et modifier le comportement de la structure, par exemple en rendant cette dernière irrégulière en plan et/ou en élévation.*

### 11.8.2 Zones dissipatives

Les ossatures en portique doivent être conçues de telle sorte que les rotules plastiques (zones dissipatives) se forment principalement dans les poutres. Dans ce but, il convient de respecter les Equations 11.8 à 11.11.

Des schémas de localisation acceptable des rotules plastiques dans des ossatures en portique sont représentés sur la Figure 11.1.

*Il est noté que les règles données dans ce Manuel n'excluent pas la formation de rotules plastiques dans les poteaux, mais visent à éviter un mécanisme dans lequel des rotules plastiques se forment simultanément à chacune des deux extrémités des poteaux d'un étage donné.*

### 11.8.3 Poutres

La conception des ossatures mixtes en portique comportant des poutres en acier et un plancher en béton nécessite le respect d'exigences spécifiques qui ne sont pas abordées dans le présent *Manuel*. Pour ce type d'ossature, il convient de se reporter à la Clause 7 de l'EC8 Partie 1<sup>3</sup>.

Les poutres doivent disposer d'une résistance suffisante vis-à-vis du flambement latéral et du déversement conformément à l'EC3, en supposant qu'une rotule plastique se forme à chaque extrémité des poutres.

Dans les sections des poutres où sont susceptibles de se former des rotules plastiques, il convient de vérifier que le moment plastique résistant et la capacité de rotation ne sont pas diminués par l'effort normal de compression et l'effort tranchant. Pour les sections transversales de classes 1 et 2, cet objectif peut être atteint en limitant l'effort tranchant dans les

## 11.8 Moment resisting frames (beams, columns and joints)

### 11.8.1 General

*It may be observed that moment resisting frames (also called unbraced frames) are those where horizontal forces are mainly resisted by members acting in a flexural manner.*

*In the design of moment resisting frames, it is recommended that particular attention should be paid to the possible presence of unintentional stiffening that may be provided to the structure, for example by 'non-structural' partition walls. These could act as bracing and may adversely affect the behaviour of the structure, for example by introducing irregularity in plan and/or in elevation. Further discussion is provided in Section 11.9.*

### 11.8.2 Dissipative regions

Unbraced frames should be designed to ensure that plastic hinges (dissipative zones) form predominantly in the beams. Equations 11.8 to 11.11 are intended to achieve this.

Figure 11.1 illustrates a number of acceptable options for the position of plastic hinges.

*It may be observed that the rules in the Manual do not preclude hingeing in columns but aim to avoid a mechanism where hinges form simultaneously at both the top and bottom of the columns of a given storey.*

### 11.8.3 Beams

Moment resisting frames where the steel beams act compositely with concrete flooring need special design consideration not covered in this *Manual*. The reader is referred to Clause 7 of EC8 Part 1<sup>3</sup>.

Beams should be shown to have adequate resistance against lateral and lateral-torsional buckling to EC3, assuming a plastic hinge forms at one end of each beam.

At the location of the plastic hinges, the plastic moment capacity and the rotation capacity should not be decreased by compression and shear forces. For class 1 or 2 sections this may be demonstrated by restricting the maximum shear at the plastic hinge locations to 50% design resistance and restricting the maximum compression to 15% of the design resistance, based on plastic limits, as shown in the following equations.

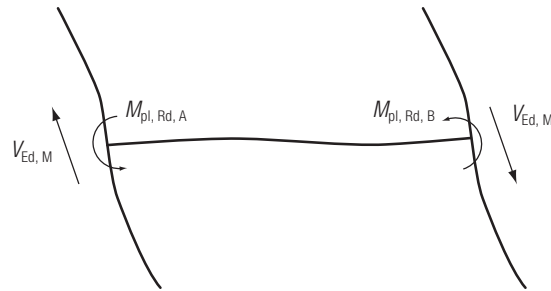
rotules plastiques à 50% de la résistance de calcul et la compression à 15% de la résistance de calcul, en se basant sur les limites plastiques, ce qui se traduit par les relations suivantes :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (11.3)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad (11.4)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (11.5)$$

L'effort tranchant de calcul  $V_{Ed}$  dans la poutre doit être déterminé sur la base du dimensionnement en capacité (voir Figure 11.4) :



**Fig 11.4** Comportement d'un portique en situation sismique montrant l'effort tranchant résultant des moments de flexion imposés aux extrémités de la poutre.

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} \quad (11.6)$$

et

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}) / L \quad (11.7)$$

où :

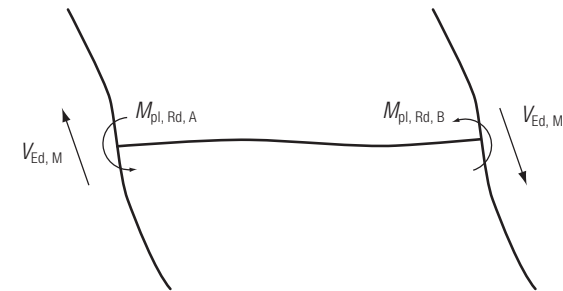
- $L$  est la portée de la poutre entre les zones plastiques situées à ses extrémités ;
- $M_{pl,Rd,A}$  est le moment plastique de calcul dans la zone dissipative située à l'origine A de la poutre ;
- $M_{pl,Rd,B}$  est le moment plastique de calcul dans la zone dissipative située à l'extrémité B de la poutre ;
- $V_{Ed,G}$  est la valeur de calcul de l'effort tranchant dû aux actions non sismiques ;
- $V_{Ed,M}$  est la valeur de calcul de l'effort tranchant dû à l'application des moments plastiques  $M_{pl,Rd,A}$  et  $M_{pl,Rd,B}$  avec des signes opposés aux sections d'extrémité A et B de la poutre.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (11.3)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad (11.4)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (11.5)$$

The design shear force considered in the beam is calculated on a capacity design basis as follows (see Figure 11.4):



**Fig 11.4** Behaviour of moment resisting frame showing shear arising from seismically induced moments in the beam ends

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} \quad (11.6)$$

and

$$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B}) / L \quad (11.7)$$

where:

- $L$  is the length of the beam between the plastic regions at either end of the beam
- $M_{pl,Rd,A}$  is the design plastic resistance moment at the left end of the beam
- $M_{pl,Rd,B}$  is the design plastic resistance moment at the right end of the beam
- $V_{Ed,G}$  is the design shear force due to the non-seismic actions
- $V_{Ed,M}$  is the design shear force resulting from plastic moments with opposite signs being developed at the dissipative regions at both ends of the beam.

### 11.8.4 Assemblages

Les assemblages adjacents aux zones dissipatives doivent être dimensionnés de telle sorte que la capacité de rotation de la zone de rotule plastique  $\theta_p$  ne soit pas inférieure à 35mrd pour les structures appartenant à la classe de ductilité DCH et de 25mrd pour les structures appartenant à la classe de ductilité DCM pour lesquelles  $q > 2$ . La rotation  $\theta_p$  est prise égale à  $\delta/0,5L$  ( $L$  et  $\delta$  étant respectivement la portée et la flèche à mi-portée de la poutre, voir Figure 11.5). La démonstration de la capacité de rotation des rotules plastiques n'est pas requise pour les ossatures de classe de ductilité DCM pour lesquelles  $q \leq 2$  et qui satisfont à toutes les autres exigences décrites dans le présent *Manuel* pour les structures de classe de ductilité DCM. *Il est noté que le FEMA 350<sup>57</sup> section 2.5.3 donne des indications complémentaires pour le calcul de  $\theta_p$ .*

L'EC8 ne fixe pas de règles relatives à la conception des assemblages pour lesquels une capacité minimale de rotation est exigée. La conception des assemblages peut être effectuée à partir de données existantes (« assemblages préqualifiés ») ou de résultats d'essais réalisés sur des prototypes. Une justification de la conception basée sur des résultats de calculs obtenus à l'aide de modèles analytiques n'est pas autorisée. Lorsque des essais sont réalisés pour déterminer la valeur de  $\theta_p$ , la résistance du panneau d'âme du poteau situé dans le prolongement de la poutre doit être telle que :  $V_{wp,Ed}/V_{wp,Rd} \leq 1,0$  (voir la Section 11.8.6) et la rotation due à la déformation de ce panneau ne doit pas représenter plus de 30% de la valeur de  $\theta_p$ .

*En l'absence d'indications dans l'EC8, il est recommandé d'utiliser une méthodologie appropriée pour réaliser de tels essais, cette dernière pouvant être établie en se basant sur l'ANSI/AISC 358<sup>58</sup>.*

*Pour les ossatures en portique de classe de ductilité DCH ou DCM qui sont conçus sur la base du présent Manuel, il est recommandé l'utilisation d'assemblages préqualifiés pour les ossatures en portique spéciales (« Special Moment Resisting Frames » ou « SMF ») tels que définis dans les références ANSI/AISC 358<sup>58</sup> et FEMA 350<sup>57</sup>. La préqualification de ces assemblages leur confère une capacité minimale de rotation de 40mrd. Les assemblages préqualifiés pour les ossatures en portique intermédiaires (« Intermediate Moment Resisting Frames » ou « IMF ») tels que définis dans les références ANSI/AISC 358 et FEMA 350 ont une capacité minimale de rotation de 20mrd et leur utilisation n'est donc pas recommandée.*

*Il est noté que les assemblages encastrés standards représentés sur la Figure 11.6, qui restituent la capacité de résistance en flexion des poutres attachées, ne sont pas recommandés car ils ne permettent pas d'obtenir la capacité de rotation requise avec une fiabilité suffisante. Des exemples d'assemblages préqualifiés selon les références ANSI/AISC 358<sup>58</sup> et FEMA 350<sup>57</sup>, issus de la référence ANSI/AISC 358, sont représentés sur les Figures 11.7 et 11.8. L'affaiblissement local de la section de la poutre à*

### 11.8.4 Connections

Connections adjacent to dissipative zones should be designed such that the rotation capacity of the dissipative zones  $\theta_p$  should be at least 35mrad for DCH, or at least 25mrad for DCM with  $q > 2$ , where  $\theta_p$  is calculated as  $\delta/0,5L$  ( $\delta$  is the beam deflection at midspan and  $L$  is beam span, see Figure 11.5). Demonstration of rotation capacity is not required in DCM moment frames designed for  $q \leq 2$  which satisfy all the other requirements of this *Manual* for DCM structures. *It may be observed that FEMA 350<sup>57</sup> section 2.5.3 provides further discussion of the calculation of  $\theta_p$ .*

EC8 does not provide normative application rules for the design of connections to achieve these rotation capacities. Connection designs can be based either on existing data ('prequalified connections') or on prototype tests; justification of design on the basis of analytical models is not permitted. Where prototype testing is performed to establish  $\theta_p$ , the column web panel resistance should conform to:  $V_{wp,Ed}/V_{wp,Rd} \leq 1,0$  (see Section 11.8.6) and the web panel shear deformation should not contribute more than 30% of  $\theta_p$ .

*In the absence of direct advice in EC8, it is recommended that suitable guidance for carrying out such testing may be found in ANSI/AISC 358<sup>58</sup>.*

*It is recommended that the 'prequalified connections' for Special Moment Resisting Frames (SMFs) defined in ANSI/AISC 358<sup>58</sup> and FEMA 350<sup>57</sup> may be used for DCH or DCM frames designed to this Manual. These connections are prequalified to a minimum rotation capacity of 40mrad. The prequalified connections in ANSI/AISC 358 and FEMA 350 for Intermediate Moment Resisting Frames (IMFs) are prequalified to a minimum of 20mrad and are therefore not recommended as suitable.*

*It may be observed that standard full strength moment connections as shown in Figure 11.6 are unlikely to achieve the required rotation capacity with sufficient reliability, and are not recommended. Examples of prequalified connections from ANSI/AISC 358<sup>58</sup> and FEMA 350<sup>57</sup> are shown in Figures 11.7 and Figure 11.8, taken from ANSI/AISC 358. The Reduced Beam Section (RBS) connection prevents brittle failure in the region of the weld by local weakening of the adjacent part of the beam (Figure 11.7), the Bolted Stiffened End Plate connection prevents brittle failure in the region of the weld by strengthening in the region of the connection (Figure 11.8). Such connection details vary considerably from normal full strength connections e.g. the Reduced Beam Section connection shown in Figure 11.7 requires reduction in flange width of typically 20% to 50%.*

proximité de l'assemblage (« Reduced Beam Section » ou « RBS ») permet de protéger les soudures contre la rupture fragile (voir Figure 11.7). Le renforcement d'une platine d'extrémité boulonnée par ajout d'un raidisseur soudé permet également de protéger les soudures contre la rupture fragile (voir la Figure 11.8). De tels détails d'assemblages présentent des différentes importantes par rapport aux assemblages normaux restituant la capacité de résistance de la pièce assemblée : par exemple, une réduction de l'ordre de 20 à 50% de la largeur des semelles est nécessaire pour réaliser un assemblage avec affaiblissement de la section de la poutre tel que celui représenté sur la Figure 11.7.

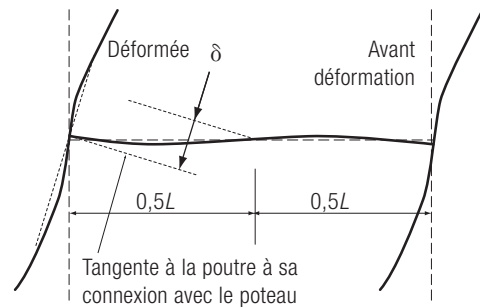
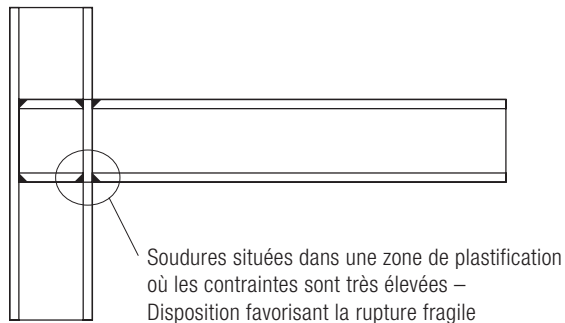


Fig 11.5 Flèche de la poutre à considérer pour le calcul de la capacité de rotation plastique  $\theta_p$



**Note**

Cet assemblage ne doit pas être utilisé lorsque les zones dissipatives sont situées aux extrémités des poutres.

Fig 11.6 Assemblage encastré standard restituant la capacité de résistance en flexion de la poutre

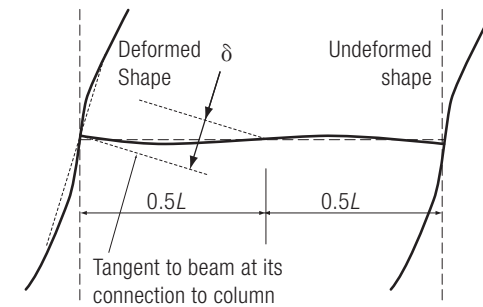
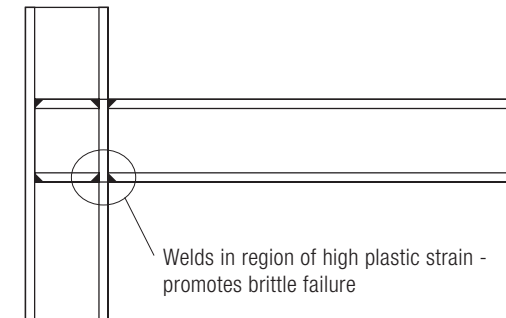


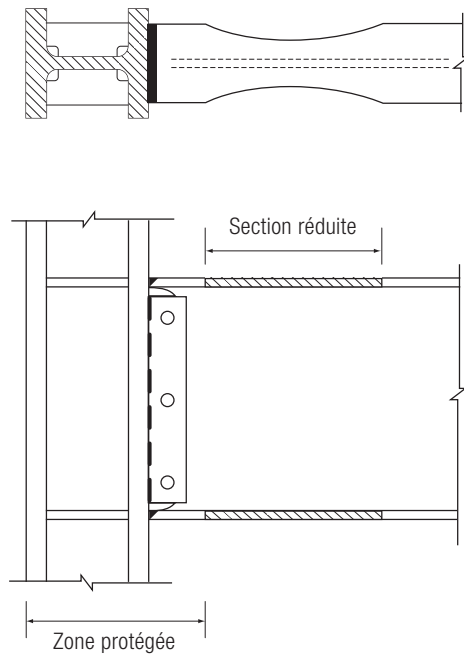
Fig 11.5 Beam deflection for the calculation of plastic rotation capacity  $\theta_p$



**Note**

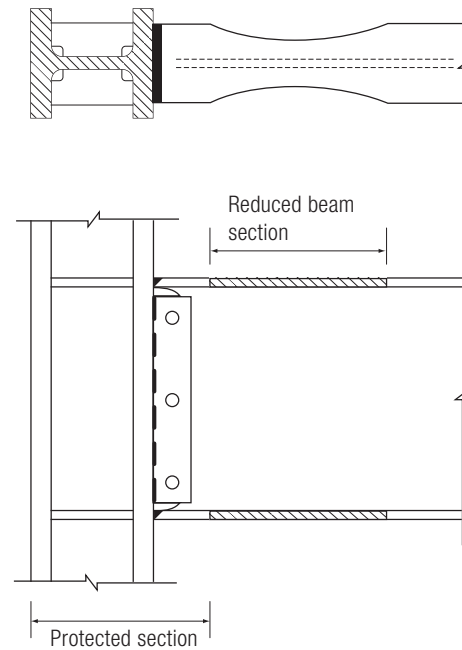
The above detail is inadequate where the beam end is in a dissipative region.

Fig 11.6 Standard full strength moment connection

**Note**

Cette figure a été établie en se basant sur l'ANSI/AISC 358<sup>58</sup>. Le guide des dispositions constructives parasismiques de l'AFPS<sup>20</sup> donne également des indications sur la conception de ce type d'assemblage. La section affaiblie de la poutre protège les soudures d'extrémité des semelles contre la rupture fragile.

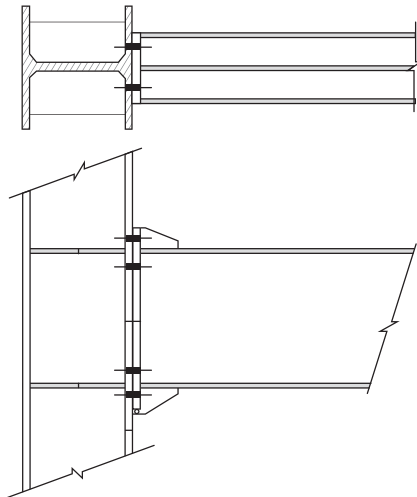
**Fig 11.7** Assemblage d'une poutre dont la section est affaiblie

**Note**

This figure is adapted from ANSI/AISC 358<sup>58</sup>. The AFPS guide<sup>20</sup> also gives advice on the design of this type of connection. The reduced beam section protects the weld region against brittle failure.

**Fig 11.7** Reduced beam section (RBS) connection



**Note**

Cette figure a été établie en se basant sur l'ANSI/AISC 358<sup>58</sup>. Le renforcement de la poutre par des raidisseurs dans la section où elle est assemblée sur le poteau permet de protéger la zone de jonction entre poutre et poteau contre la rupture fragile.

**Fig 11.8** Platine d'extrémité boulonnée avec raidisseurs

**11.8.5 Poteaux**

L'Equation 11.8 doit être satisfaite à tous les nœuds des poteaux primaires :

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (11.8)$$

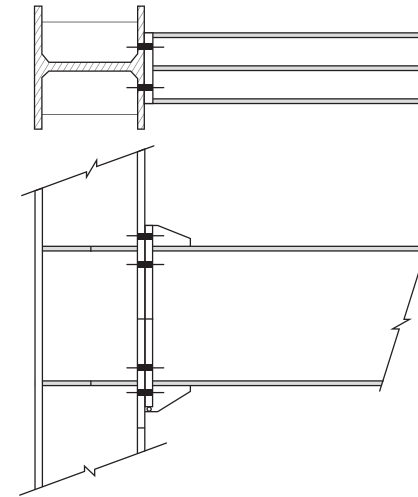
où :

$\sum M_{Rc}$  est la somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poteaux connectés au nœud ;

$\sum M_{Rb}$  est la somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poutres connectées au nœud.

L'Equation 11.8 ne s'applique pas au dernier étage des bâtiments à plusieurs étages.

*Il est noté que le respect de l'Equation 11.8 permet de s'assurer que les rotules plastiques se formeront principalement dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Bien que cela ne soit pas exigé dans l'EC8, il est recommandé de satisfaire à la fois les Equations 11.8 et 11.10.*

**Note**

This figure is adapted from ANSI/AISC 358<sup>58</sup>. The strengthening of the beam with stiffeners at the connection section protects the beam column junction region against brittle failure.

**Fig 11.8** Bolted stiffened end plate connection

**11.8.5 Columns**

The resistance of primary columns should satisfy Equation 11.8.

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb} \quad (11.8)$$

where:

$\sum M_{Rc}$  is the sum of design values of the flexural strengths of the columns connected to the joint.

$\sum M_{Rb}$  is the sum of design values of the flexural strengths of the beams connected to the joint.

Equation 11.8 need not apply at the top of multi-storey buildings.

*It may be observed that that Equation 11.8 is intended to ensure that yield occurs primarily in the beams in preference to the columns. Although not required by EC8, it is recommended that Equation 11.8 should be satisfied in addition to Equation 11.10.*

## 11.8 Bâtiments en acier

Les poteaux doivent être vérifiés en compression en prenant en compte la combinaison la plus défavorable de l'effort normal et des moments de flexion. Dans ces vérifications, il convient de calculer  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$  et  $V_{Ed}$  comme suit :

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \quad (11.9)$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E} \quad (11.10)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E} \quad (11.11)$$

où :

- $N_{Ed,G}$  est l'effort de compression dans le poteau, dû aux actions non sismiques incluses dans la combinaison d'actions pour la situation sismique de calcul ;
- $M_{Ed,G}$  est le moment fléchissant dans le poteau, dû aux actions non sismiques incluses dans la combinaison d'actions pour la situation sismique de calcul ;
- $V_{Ed,G}$  est l'effort tranchant dans le poteau, dû aux actions non sismiques incluses dans la combinaison d'actions pour la situation sismique de calcul ;
- $N_{Ed,E}$  est l'effort de compression dans le poteau, dû à l'action sismique de calcul ;
- $M_{Ed,E}$  est le moment fléchissant dans le poteau, dû à l'action sismique de calcul ;
- $V_{Ed,E}$  est l'effort tranchant dans le poteau, dû à l'action sismique de calcul ;
- $\gamma_{ov}$  est le coefficient de sur-résistance (voir la Section 11.2) ;
- $\Omega$  est la valeur minimale de  $\Omega_i = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$  de toutes les poutres dans lesquelles se situent des zones dissipatives ;  $M_{Ed,i}$  est la valeur de calcul du moment fléchissant dans la poutre  $i$  dans la situation sismique de calcul et  $M_{pl,Rd,i}$  est le moment plastique correspondant.

*Il est noté que les Equations 11.9 à 11.11 peuvent sous estimer les effets de l'action dans les poteaux lorsque les moments de flexion dus aux actions non sismiques représentent une part importante des moments dans les zones dissipatives, comparativement à celle due à l'action sismique, voir Elghazouli<sup>69</sup>.*

L'effort tranchant de calcul  $V_{Ed}$  dans les poteaux doit être inférieur à 50% de la résistance de calcul :

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (11.12)$$

où  $V_{pl,Rd}$  est la valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement du poteau.

Columns should be checked in compression under the worst combination of axial force and bending moments. In these checks  $N_{Ed}$ ,  $M_{Ed}$  and  $V_{Ed}$  should be calculated as follows:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \quad (11.9)$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E} \quad (11.10)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E} \quad (11.11)$$

where:

- $N_{Ed,G}$  is the compression force in the column due to the non-seismic actions included in the combination of actions for the seismic design situation
- $M_{Ed,G}$  is the non-seismic bending moment
- $V_{Ed,G}$  is the non-seismic shear force
- $N_{Ed,E}$  is the compression force in the column due to the design seismic actions
- $M_{Ed,E}$  is the seismic bending moment
- $V_{Ed,E}$  is the seismic shear force
- $\gamma_{ov}$  is the overstrength factor (see Section 11.2)
- $\Omega$  is the minimum value of  $\Omega_i = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$  of all the beams in which dissipative zones are located;  $M_{Ed,i}$  is the design value of the bending moment in beam  $i$  in the seismic design situation and  $M_{pl,Rd,i}$  is the corresponding plastic moment.

*It is observed that Equations 11.9 to 11.11 may underestimate the action effects in columns in cases where the moments in the dissipative beams represent a high proportion of moments due to gravity, compared with seismic – see Elghazouli<sup>69</sup>.*

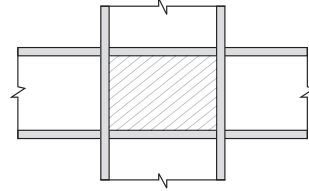
The design shear in the column should be less than 50% of design shear resistance:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (11.12)$$

where  $V_{pl,Rd}$  is the design plastic shear resistance of a steel beam.

### 11.8.6 Panneaux d'âme

Les panneaux d'âme situés dans les nœuds "poteaux-poutres" doivent avoir également une résistance suffisante vis-à-vis du cisaillement et du voilement. Un panneau d'âme est représenté sur la Figure 11.9.



**Fig. 11.9** Panneau d'âme encadré par des raidisseurs horizontaux et les semelles du poteau

L'effort tranchant de calcul  $V_{wp,Ed}$  correspondant à l'atteinte de la capacité de résistance des poutres ne doit pas excéder la résistance plastique en cisaillement du panneau d'âme du poteau.

$$V_{wp,Ed} \leq V_{wp,Rd} \quad (11.13)$$

où :

$V_{wp,Ed}$  est l'effort tranchant susceptible de solliciter le panneau d'âme lorsque les poutres assemblées atteignent leur capacité de résistance en flexion dans les zones dissipatives situées de part et d'autre du poteau (voir l'Equation 11.14) ;  
 $V_{wp,Rd}$  est la résistance plastique en cisaillement du panneau d'âme définie dans la Clause 6.2.6 de l'EC3 Partie 1-8<sup>54</sup>.

Il est recommandé de déterminer la valeur de l'effort tranchant  $V_{wp,Ed}$  en utilisant l'équation 11.14.

$$V_{wp,Ed} = M_{pl,Rd,left}/z_{left} + M_{pl,Rd,right}/z_{right} \quad (11.14)$$

où :

$z$  est le bras de levier défini dans la Clause 6.2.7. de l'EC3 Partie 1-8 ;  
 $M_{pl,Rd,left}$  est le moment plastique de la poutre située à gauche du panneau ;  
 $M_{pl,Rd,right}$  est le moment plastique de la poutre située à droite du panneau ;

L'effort tranchant  $V_{wp,Ed}$  ne doit également pas excéder la résistance au voilement par cisaillement  $V_{bw,Rd}$  du panneau d'âme :

$$V_{wp,Ed} < V_{bw,Rd} \quad (11.15)$$

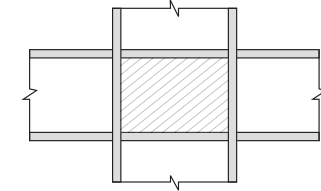
où :

$V_{bw,Rd}$  est défini dans la Clause 5.2 de l'EC3 Partie 1-5<sup>60</sup>.

Il est noté que, dans le cas où le renforcement de panneaux d'âme s'avérerait nécessaire, il est possible de prévoir des plats formant doublures d'âme soudés entre les semelles et les raidisseurs horizontaux.

### 11.8.6 Web panels

Web panels (the parts of the column web in the beam-column joint regions) should also be designed to ensure adequate shear resistance and shear buckling resistance. A web panel is shown in Figure 11.9.



**Fig 11.9** Web panel framed by flanges and stiffeners

The design shear assuming plasticity in the beams  $V_{wp,Ed}$  should not exceed the web panel plastic resistance to shear  $V_{wp,Rd}$ :

$$V_{wp,Ed} \leq V_{wp,Rd} \quad (11.13)$$

where:

$V_{wp,Ed}$  is the shear developing in the web panel corresponding to the development of plastic moments in the dissipative zones to either side of the web panel (see Equation 11.14)  
 $V_{wp,Rd}$  is the plastic shear resistance of the web panel according to EC3 Part 1-8<sup>54</sup> Clause 6.2.6.

It is recommended that  $V_{wp,Ed}$  should be calculated according to Equation 11.14.

$$V_{wp,Ed} = M_{pl,Rd,left}/z_{left} + M_{pl,Rd,right}/z_{right} \quad (11.14)$$

where:

$z$  is the lever arm defined in EC3 Part 1-8 Clause 6.2.7  
 $M_{pl,Rd,left}$  is the plastic moment resistance of the beam on the left hand side  
 $M_{pl,Rd,right}$  is the plastic moment resistance of the beam on the right hand side.

$V_{wp,Ed}$  should also not exceed the buckling resistance of the web panel  $V_{wb,Rd}$ :

$$V_{wp,Ed} < V_{wb,Rd} \quad (11.15)$$

where:

$V_{wb,Rd}$  is the shear buckling resistance of the web defined as  $V_{bw,Rd}$  in EC3 Part 1-5<sup>60</sup> Clause 5.2.

It may be observed that if strengthening is required to the web panel, extra plates in parallel to the web can be welded between the framing flanges and stiffeners.

## 11.9 Dimensionnement des palées de stabilité triangulées avec diagonales centrées

### 11.9.1 Généralités

*Il est noté que, dans les palées de stabilité triangulées avec diagonales centrées, la résistance aux forces horizontales est principalement assurée en sollicitant axialement les éléments structuraux.*

### 11.9.2 Distribution de la résistance des diagonales de contreventement

Il convient de respecter les deux conditions suivantes :

- (a) En désignant par  $\Omega_i$  le rapport de la résistance de calcul à la valeur de calcul de l'effort normal dans la situation sismique dans la diagonale  $i$  et par  $\Omega_{i\_min}$  la valeur minimale de ce rapport dans la structure, les valeurs de  $\Omega_i$  doivent rester comprises entre  $\Omega_{i\_min}$  et  $1,25\Omega_{i\_min}$ .

*Il est noté que cette règle a pour but d'obliger le concepteur à réduire les sections des diagonales de contreventement sur la hauteur de la structure. Son objectif est d'obtenir que les mécanismes plastiques qui se développent impliquent des diagonales réparties sur toute la hauteur de la structure. Il est noté que l'utilisation de poteaux de raiders relativement constantes permet d'atteindre un objectif similaire, même avec des diagonales dont les sections ne sont pas réduites sur la hauteur – voir Elghazouli<sup>59</sup>.*

- (b) L'Equation 11.16 doit être satisfaite à chaque étage et dans chaque sens, et dans les deux directions principales.

*Il est noté que cette équation a pour but de s'assurer que, sous chargement latéral, les performances de la structure sont similaires à la fois dans les phases de déplacement positif et négatif qui résultent du chargement cyclique.*

$$\frac{A^+ - A^-}{A^+ + A^-} \leq 0,05 \quad (11.16)$$

où  $A^+$  et  $A^-$  sont les aires des projections horizontales des sections droites des diagonales tendues, lorsque les actions sismiques horizontales sont respectivement dans le sens positif et dans le sens négatif.

Le calcul doit être effectué dans les deux directions principales et à chaque niveau.

*Il est noté que les conditions présentées ci-avant visent à s'assurer que les éléments conçus comme dissipatifs sont mobilisés en nombre suffisant lors de la formation d'un « mécanisme plastique global ».*

## 11.9 Design of concentrically braced frames

### 11.9.1 General

*It may be observed that frames with concentric bracing are those in which the horizontal forces are mainly resisted by members subject to axial forces.*

### 11.9.2 Distribution of bracing strength

The following two conditions apply.

- (a) Denoting the ratio of plastic strength to design seismic load in the  $i^{\text{th}}$  diagonal brace as  $\Omega_i$ , and the minimum value of this ratio in the structure as  $\Omega_{i\_min}$ , all values of  $\Omega_i$  should be in the range  $\Omega_{i\_min}$  to  $1.25\Omega_{i\_min}$ .

*It may be observed that this tends to force the designer to reduce the sections of the diagonal members over the height of the structure. The objective is to ensure that the yielding mechanisms that develop involve diagonal braces well distributed over the height of the structure. It may be observed that the use of continuous relatively stiff columns can achieve a similar objective, even with diagonal members whose cross section does not reduce with height – see Elghazouli<sup>59</sup>.*

- (b) Equation 11.16 should be satisfied at every storey and in both principal directions.

*It may be observed that this is intended to ensure that similar performance is achieved under lateral loading in both positive and negative displacement phases of the loading cycle.*

$$\frac{A^+ - A^-}{A^+ + A^-} \leq 0.05 \quad (11.16)$$

Where  $A^+$  and  $A^-$  are the areas of the horizontal projections of the cross sections of the tension diagonals resisting seismic load in the two directions.

The calculation should be performed in both principal directions, at every storey level.

*It may be observed that the conditions listed above are intended to ensure that a large enough number of dissipative members are mobilised upon formation of a 'global plastic mechanism'.*

### 11.9.3 Poteaux et poutres

Les poutres et poteaux soumis à des efforts normaux doivent respecter l'exigence de résistance minimale suivante :

$$N_{b,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \quad (11.17)$$

où :

$N_{b,Rd}(M_{Ed})$  est la résistance de calcul vis-à-vis du flambement de la poutre ou du poteau, calculée conformément à l'EC3, en tenant compte de l'interaction de la résistance au flambement avec le moment fléchissant  $M_{Ed}$  défini par sa valeur de calcul dans la situation sismique de calcul ;

$N_{Ed,G}$  est l'effort normal dans la poutre ou le poteau, dû aux actions non sismiques incluses dans la combinaison d'actions, pour la situation sismique de calcul ;

$N_{Ed,E}$  est l'effort normal dans la poutre ou le poteau, dû à l'action sismique de calcul ;

$\gamma_{ov}$  est le coefficient de sur-résistance ;

$\Omega$  est la valeur minimale de  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$  sur toutes les diagonales du système de triangulation, où :

$N_{pl,Rd,i}$  est la résistance de calcul de la diagonale  $i$  ;

$N_{Ed,i}$  est la valeur de calcul de l'effort normal dans la même diagonale  $i$  dans la situation sismique de calcul.

### 11.9.4 Assemblages

Les règles énoncées dans la Section 11.7 sont applicables sans exigence supplémentaire aux assemblages des éléments des palées de stabilité triangulées avec diagonales centrées.

*Il est noté que le présent Manuel couvre l'étude des palées de stabilité dans lesquelles les zones dissipatives sont principalement constituées par les diagonales de contreventement. Les assemblages dissipatifs des éléments situés dans des palées de stabilité triangulées doivent répondre à d'autres exigences qui ne sont pas traitées dans le présent Manuel.*

### 11.9.5 Règles supplémentaires spécifiques aux différents types de triangulation

#### 11.9.5.1 Triangulation en X (Figure 11.2(a))

Dans les ossatures à triangulation en X, seules les diagonales tendues doivent être prises en compte. Lors de l'analyse, il convient par conséquent de ne pas considérer les diagonales comprimées. Le dimensionnement des poteaux doit être effectué en capacité, c'est-à-dire qu'ils doivent être en mesure de résister aux efforts normaux obtenus en considérant que les diagonales tendues sont sollicitées à leurs résistances plastiques.

### 11.9.3 Columns and beams

Columns and beams with axial forces should meet the following minimum resistance requirement:

$$N_{b,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \quad (11.17)$$

where:

$N_{b,Rd}(M_{Ed})$  is the design buckling resistance of the beam or the column in accordance with EC3, taking in account the interaction of the buckling resistance with the bending moment  $M_{Ed}$ , defined as its design value in the seismic design situation

$N_{Ed,G}$  is the axial force in the beam or in the column due to non-seismic actions included in the combination of actions for the seismic design situation

$N_{Ed,E}$  is the axial force in the beam or in the column due to the design seismic action

$\gamma_{ov}$  is the overstrength factor

$\Omega$  is the minimum value of  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$  over all the diagonals of the braced frame system; where

$N_{pl,Rd,i}$  is the design resistance of the diagonal  $i$

$N_{Ed,i}$  is the design value of the axial force in the same diagonal  $i$  in the seismic design situation.

### 11.9.4 Connections

No additional rules apply to connections in concentrically braced frames, beyond those given in Section 11.7.

*It may be observed that the Manual only covers braced frames in which the dissipative zones are primarily in the bracing members. Dissipative joints in braced frames are subject to additional rules and are not covered by the Manual.*

### 11.9.5 Additional rules for specific types of concentrically braced frames

#### 11.9.5.1 X bracing (Figure 11.2(a))

X bracings should be designed as tension-only bracing. Analysis thus assumes buckling of half of the braces. Columns should be capacity designed to ensure that they are able to resist the actions applied by the tension diagonals at yield.

L'élançement réduit  $\bar{\lambda}$  des diagonales doit respecter les valeurs limites données dans le Tableau 11.4.

*Il est noté que, dans une triangulation en X, le respect de la limite inférieure de l'élançement réduit ( $\bar{\lambda} = 1,3$ ) permet de s'assurer que, d'une part, le flambement des diagonales se produit à un niveau d'accélération sismique relativement faible et, d'autre part, qu'il n'y a pas de charges excessives dans les poteaux pendant la phase précédant le flambement des diagonales ( $\bar{\lambda}$  est l'élançement réduit défini dans la partie 1-1 de l'EC3<sup>53</sup>). Après initialisation du flambement et l'obtention de déformations permanentes dans ces dernières, il est en effet exigé que le développement ultérieur du flambement des diagonales se produise sous un niveau de chargement plus faible. Le respect de la limite supérieure de l'élançement réduit ( $\bar{\lambda} = 2,0$ ) donnée dans le Tableau 11.4 permet de s'assurer qu'il n'y a pas de remise en charge brutale au moment de l'inversion des efforts dans les diagonales et d'éviter une dégradation excessive de la capacité de résistance des diagonales au cours du chargement cyclique. Ces limites ne s'appliquent pas aux structures comportant au plus deux étages, ce qui autorise pour ces structures l'utilisation de ronds ou de câbles pour la réalisation des diagonales de contreventement.*

**Tableau 11.4 Elançements réduits limites des diagonales de contreventement**

Type de triangulation	Limites de l'élançement réduit ( $\bar{\lambda}$ )	
	Bâtiments comportant au plus deux étages	Bâtiments comportant plus de deux étages
Triangulation en X	Pas de limite requise en supplément de celle éventuellement fixée par l'EC3	$1,3 < \bar{\lambda} < 2$
Triangulation avec diagonales découplées		$\bar{\lambda} < 2$
Triangulation en V		$\bar{\lambda} < 2$

#### 11.9.5.2 Triangulation avec diagonales découplées (Figure 11.2(b))

Dans les ossatures à triangulation avec diagonales découplées, seules les diagonales tendues doivent être prises en compte. Lors de l'analyse, il convient donc de ne pas tenir compte des diagonales comprimées. Le dimensionnement des poteaux doit être effectué en capacité, c'est-à-dire qu'ils doivent être en mesure de résister aux efforts transmis par les diagonales tendues à la plastification.

Il n'y a pas de valeur minimale à considérer pour l'élançement réduit des diagonales. En revanche, il convient de respecter la valeur maximale de l'élançement réduit donnée dans le Tableau 11.4.

*Il est noté que la plupart des règles de conception des palées de stabilité avec diagonales découplées sont similaires à celles des palées de stabilité triangulées en X. Cependant, le problème de l'éventuelle sur-résistance des diagonales comprimées avant flambement est traité différemment.*

The bracing should comply with the slenderness limits of Table 11.4.

*It may be observed that the lower limit of  $\bar{\lambda} = 1.3$  for X bracing is intended to ensure that the diagonals buckle at a relatively low seismic acceleration, and thus ensure that excessive load is not developed in the columns before buckling. ( $\bar{\lambda}$  is the non-dimensional slenderness as defined in EC3 Part 1-1<sup>53</sup>). It is expected that after initial buckling and some permanent deformation, subsequent buckling would take place under lower loads. The upper limit  $\bar{\lambda} = 2$  in Table 11.4 is to ensure that the diagonals do not produce 'shock effects' during load reversal and to avoid excessive strength degradation during cyclic loading. This limitation does not apply to structures up to 2 storeys, allowing rods or cables to be used as tension bracings for these cases.*

**Table 11.4 Slenderness limits for bracing members**

Frame type	Limits of non dimensional slenderness ( $\bar{\lambda}$ )	
	Buildings of 1 or 2 storeys	Buildings of $\geq 3$ storeys
X bracing	No limits additional to EC3	$1.3 < \bar{\lambda} < 2$
Decoupled diagonal bracing	No limits additional to EC3	$\bar{\lambda} < 2$
V bracing	No limits additional to EC3	$\bar{\lambda} < 2$

#### 11.9.5.2 Decoupled diagonal bracings (Figure 11.2(b))

Decoupled diagonal bracings should be designed as tension-only bracing. Analysis thus assumes buckling of half of the braces. Columns should be capacity designed to ensure that they are able to resist the actions applied by the tension diagonals at yield.

There is no lower limit on  $\bar{\lambda}$  for decoupled diagonal bracings, but the upper limit shown in Table 11.4 should be observed.

*It may be observed that in most respects design of decoupled diagonal bracings is similar to X bracings. However, the issue of possible overstrength prior to buckling of diagonal compression braces is treated differently.*

## 11.9 Bâtiments en acier

Dans les triangulations en X et avec diagonales découplées, la sur-résistance en compression d'une ou de plusieurs diagonales se traduit par un effort sismique de compression dans un poteau, ce dernier résultant des efforts de compression qui sollicitent les diagonales. L'analyse considère que les diagonales ne sont pas sollicitées en compression au cours d'un séisme et l'effort de compression dans les poteaux est ainsi sous estimé. Dans le cas des triangulations avec diagonales découplées, cet effet se produit aussi, mais les efforts de compression supplémentaires dans les diagonales se répartissent sur deux fois plus de poteaux que dans les triangulations en X – voir la Figure 11.10.

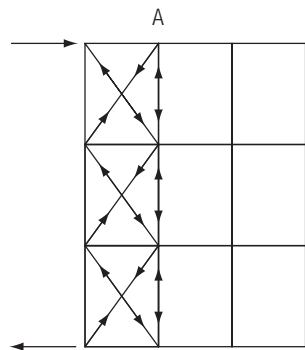
Cependant, il est recommandé que l'effet des diagonales comprimées soit au moins considéré qualitativement et ce afin que le concepteur soit en mesure de s'assurer qu'il n'y a pas d'effets défavorables significatifs liés à la non prise en compte des diagonales comprimées lors de l'analyse (par exemple, une sous estimation significative des sollicitations dans les poteaux et leurs dispositifs d'ancrage – voir la Section 11.9.5.4).

In the case of both X and decoupled diagonal bracings the overstrength of one or more braces leads to a seismic compression load being induced in a column by compression in the bracing. The analysis assumes no seismically induced compression in the bracing and thus compression in the column is underestimated. In the case of decoupled diagonal bracings this effect still occurs but the additional compression in the braces is distributed over twice as many columns, compared with X bracing – see Figure 11.10.

However, it is recommended that the effect of compression in the diagonals should be considered at least qualitatively so that the designer is able to be satisfied that there are no significant adverse effects of neglecting the load in the compression diagonals in the analysis (e.g. significant underestimate of the force in the columns and their anchorage – see Section 11.9.5.4.).

**Triangulation en X**

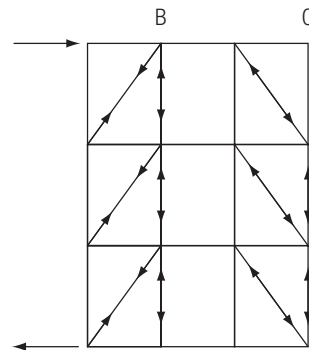
L'effort de compression dans le poteau intérieur A résulte des efforts sollicitant trois diagonales tendues et deux diagonales comprimées.



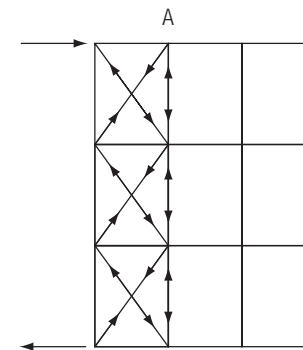
Eléments comprimés  $\longleftrightarrow$   
 Eléments tendus  $\rightarrow\leftarrow$   
 Direction de l'effort sismique  $\longleftrightarrow$

**Triangulation avec diagonales découplées**

L'effort de compression dans le poteau intérieur B résulte des efforts sollicitant trois diagonales tendues. L'effort de compression dans le poteau extérieur C résulte des efforts sollicitant deux diagonales comprimées.

**X Bracing**

Inner column A takes compression from 3 tension braces and in addition 2 compression braces.



Compression members  $\longleftrightarrow$   
 Tension members  $\rightarrow\leftarrow$   
 Direction of shear  $\longleftrightarrow$

**Decoupled diagonal bracing**

Inner column B only takes compression from 3 tension braces. Outer column C only takes load from 2 compression braces.

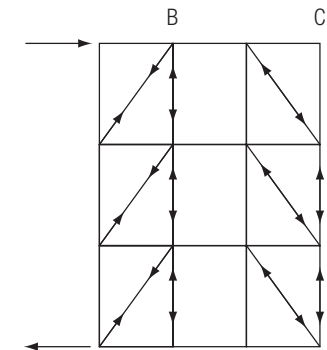


Fig 11.10 Comparaison entre triangulations en X et avec diagonales découplées

Fig 11.10 Comparison between 'X bracing' and 'Decoupled diagonal bracing'

### 11.9.5.3 Triangulation en V (Figure 11.11)

Dans les ossatures avec triangulation en V, les poutres doivent être dimensionnées de telle sorte qu'elles résistent à l'effet de l'action sismique verticale non équilibrée par les diagonales qui résulte du flambement de la diagonale comprimée. Cette effet de l'action est calculé en prenant en compte la résistance de calcul  $N_{pl,Rd}$  pour la diagonale tendue et  $\gamma_{pb} N_{pl,Rd}$  pour la diagonale comprimée, où :

$$\gamma_{pb} = 0,7 \frac{N_{b,Rd}(\bar{\lambda})}{N_{pl,Rd}} \quad [0,3]$$

où  $N_{b,Rd}(\bar{\lambda})$  est la résistance de calcul au flambement de la diagonale comprimée d'élanement réduit égal à  $\bar{\lambda}$ .

Il n'y a pas de valeur minimale à considérer pour l'élanement réduit des diagonales des triangulations en V. En revanche, il convient de respecter la valeur maximale de l'élanement réduit donnée dans le Tableau 11.4.

Vis-à-vis des actions non sismiques, le dimensionnement des poutres et des poteaux doit être effectué en ignorant la présence des diagonales (c'est-à-dire que les poutres soumises à des charges verticales ne doivent pas être considérées comme appuyées sur les diagonales).

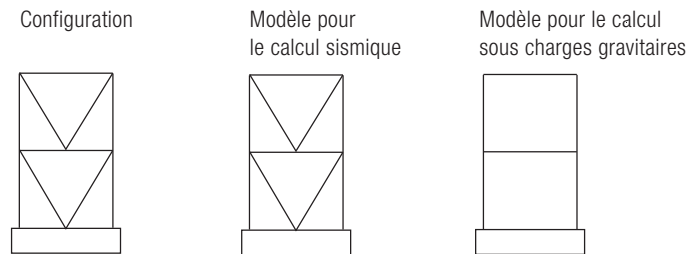


Fig 11.11 Modèles à considérer pour le calcul d'une palée triangulée en V

### 11.9.5.4 Dimensionnement des dispositifs d'ancrage des poteaux des palées de stabilité

Lors du dimensionnement du dispositif d'ancrage des poteaux des palées de stabilité triangulées avec diagonales centrées (dispositif intégrant la platine d'extrémité, les boulons d'ancrage, la bêche,...), il est recommandé de considérer une valeur de l'effort normal dans une diagonale comprimée au moins égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- la capacité de résistance au flambement de la diagonale,
- 30% de la résistance en traction calculée à partir de la section brute de la diagonale.

Cette recommandation vise à se prémunir de la rupture du dispositif d'ancrage des poteaux.

### 11.9.5.3 V bracings (Figure 11.11)

Beams should be designed to resist the seismic loads exerted by the braces when the compression brace buckles – namely the plastic tension load  $N_{pl,Rd}$  in one brace simultaneously with the buckling load  $\gamma_{pb} N_{pl,Rd}$  in the other, where  $\gamma_{pb} = 0.3$  [0.3].

There is no lower limit on  $\bar{\lambda}$  for V bracings, but the upper limit shown in Table 11.4 should be observed.

Beams and columns in V-braced systems should be designed to resist gravity actions ignoring the diagonals (i.e. the diagonals do not provide an intermediate support to beams to resist vertical load).

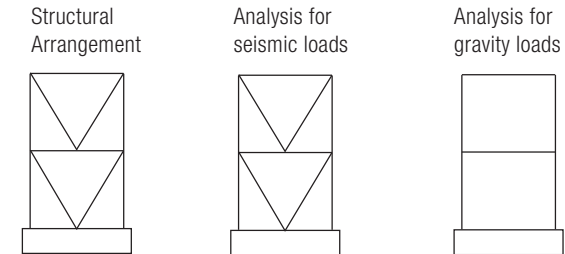


Fig 11.11 Analysis models for gravity loads and seismic loads

### 11.9.5.4 Design of column anchorages for braced frames

In the design of column anchorages for braced frames (including base plates, anchor bolts, shear keys, etc) it is recommended that the maximum compression load in a diagonal brace should be taken as the greater of the following:

- brace buckling capacity
- 30% compression capacity of the brace gross section.

This is to guard against column anchorage failure.



### 11.10 Ossatures en portique avec remplissages en maçonnerie

Des indications générales pour la conception des panneaux de remplissage en maçonnerie sont données dans la Section 15.3.

Lorsqu'un remplissage en maçonnerie est au contact d'une ossature en portique, leur interaction qui est susceptible de se produire sous chargement latéral doit être prise en compte lors de l'analyse si aucune disposition spécifique n'est prévue pour l'éviter. Les sollicitations dans les poutres et les poteaux de l'ossature dues à l'action des bielles diagonales comprimées qui se forment dans les panneaux de remplissage doivent être considérées, en se basant sur les indications données dans la Section 10.11 pour les ossatures en béton.

### 11.10 Unbraced frames with masonry infill

General considerations for the design of masonry infill panels are given in Section 15.3.

Where the masonry infill is in contact with a steel moment frame, without special measures to prevent structural interaction under lateral loading, this interaction should be taken in account. The internal forces in the beams and columns due to the diagonal strut action in the infill panels should be considered, using the assumptions given in Section 10.11 for concrete frames.