

CHAPITRE 9 BATIMENTS EN ACIER.

9.1 Introduction.

Les aciers de construction répondant aux normes sont ductiles. Figure 9.1. L'allongement $\varepsilon_{s,max}$ correspondant à la fin du palier plastique est de l'ordre de 20 à 30. 10^{-3} . L'allongement minimum garanti à rupture ε_u est, au minimum, 15%, soit 150.10^{-3} . ε_u est couramment supérieur à 25%, soit 250.10^{-3} . A titre de comparaison, l'accourcissement du béton à rupture est de $3,5.10^{-3}$.

L'acier « s'écroute » après l'allongement correspondant au palier plastique, c'est à dire que sa résistance augmente jusqu'à f_u , dont la valeur garantie est telle que $f_u / f_y \geq 1,1$ (cfr Eurocode 3-1-1). Cette dernière propriété est nécessaire pour propager l'allongement plastique depuis la première zone plastifiée vers les zones adjacentes.

Ces qualités expliquent pourquoi le calcul plastique des constructions, basé sur le concept de "rotules plastiques", zones où se développent des « moments de flexion plastiques », fut en premier lieu développé pour les constructions en acier. Figures 9.2 et 9.3.

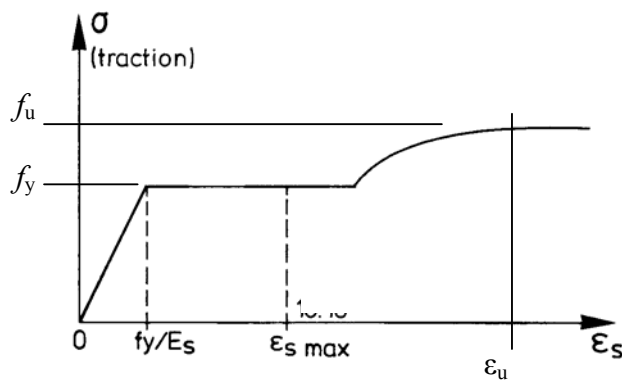


Figure 9.1. Diagramme σ - ε de l'acier

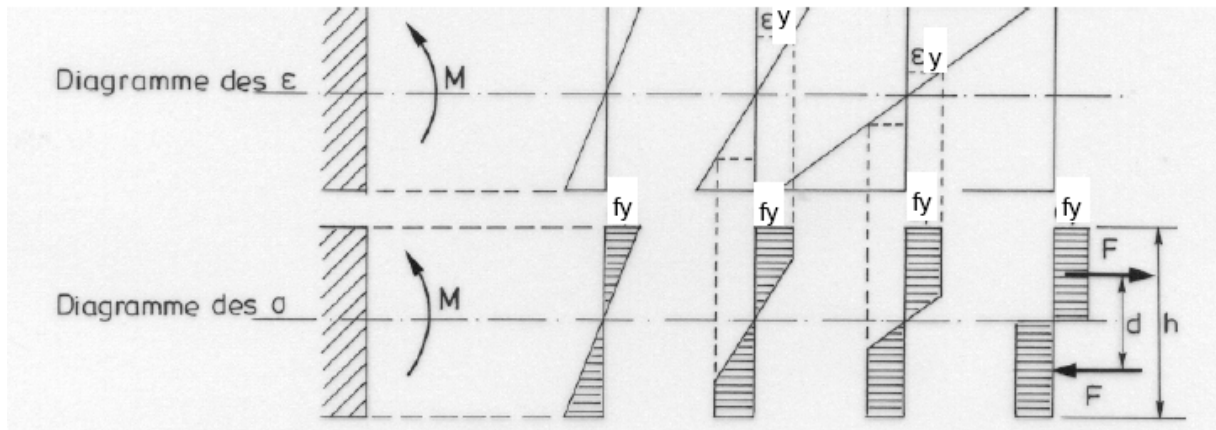


Figure 9.2. Notion de moment plastique. Dans une barre rectangulaire : $M_{pl} = F.d = f_y b h^2 / 4$

Ces caractéristiques de l'acier font à priori des profilés, plats et tôles d'excellents produits pour construire en zone sismique: la dissipation d'énergie peut être très élevée, puisque de nombreux comportements élasto-plastiques sains et fiables peuvent exister. Les observations après tremblements de terre confirment cette bonne tenue des constructions en acier, en particulier par rapport aux constructions en béton armé (voir la discussion à ce sujet en 5.3.3), mais il y a des exceptions, car les constructions métalliques peuvent aussi être le siège de comportements structurels locaux ou globaux moins favorables : instabilité, faible ductilité locale. En particulier, les séismes de Northridge (1994) et Kobe (1995) ont entraîné des fissurations graves dans des dizaines de bâtiments à ossatures en portique acier.

Il n'est donc pas réaliste de considérer toute structure métallique avec un optimisme béat quant à son comportement sous action sismique. Seules des options réfléchies permettent d'assurer un comportement global ductile, par la présence de zones dissipatives nombreuses, saines et bien situées. Les zones dissipatives seront saines si elles font usage des phénomènes locaux ductiles décrits en 9.2 et évitent les phénomènes locaux « fragiles » définis en 9.3.

Les zones dissipatives seront nombreuses et bien situées si le projet respecte des critères de hiérarchie définis pour chaque type d'ossature.

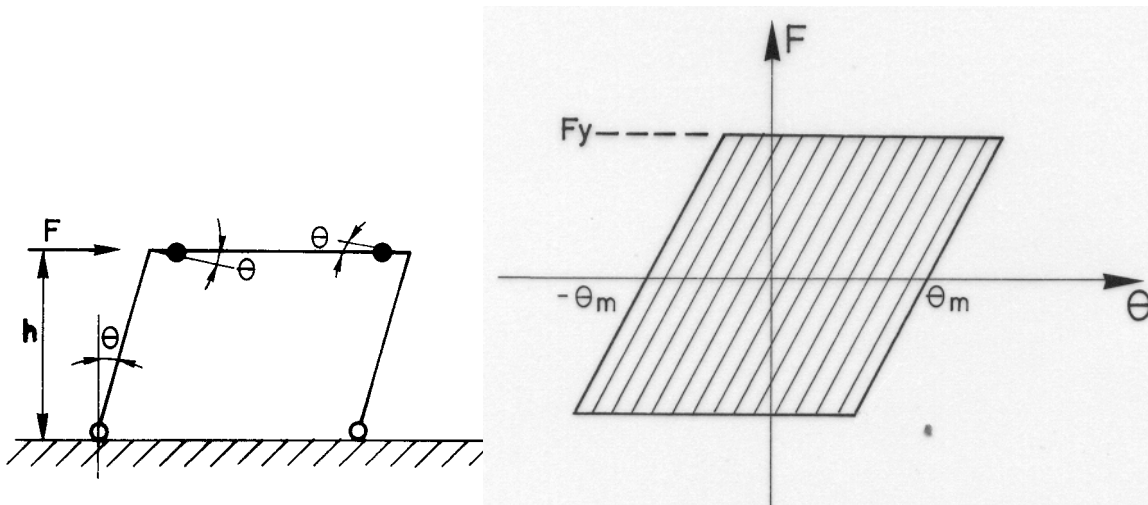


Figure 9.3. Diagramme théorique de comportement élastoplastique d'une structure en portique sous action cyclique correspondant à un tremblement de terre.

9.2 Phénomènes locaux ductiles permettant le développement de zones dissipatives.

Traction plastique d'une barre.

C'est le phénomène plastique le plus simple : la barre **cède** plastiquement ("plastic **yielding**"). C'est le phénomène ductile utilisé dans les treillis diagonaux où les diagonales tendues sont choisies comme zones dissipatives d'énergie. La ductilité implique d'utiliser un matériau adéquat et d'éviter les

concentrations de contraintes ou les réductions excessives de section. Pour ces raisons, les boulons à haute résistance sollicités en traction ne devraient pas intervenir comme éléments dissipatifs, car ils ne sont pas fait d'un matériau très ductile. De plus, ils peuvent être soumis dans les assemblages à des tractions additionnelles résultant de sollicitations « parasites » de flexion ignorées dans l'analyse.

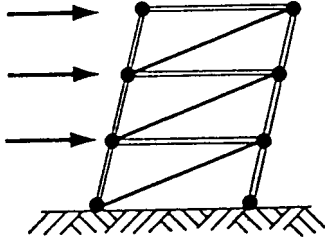


Figure 9.4. Diagonales dissipatives.

Compression plastique d'une barre.

La plasticité en compression se termine inévitablement par du voilement, mais des éléments de section trapue et peu élancés ($\bar{\lambda} < 0,2$) offrent des déformations plastiques assez stables pour qu'ils soient utilisables comme éléments dissipatifs.

Des conceptions récentes utilisent des barres comprimées élancées insérées dans des tubes qui les stabilisent latéralement et empêchent leur flambement comme éléments dissipatifs principaux de bâtiments.

Plaque fléchie plastiquement. Poutre fléchie plastiquement.

Une rotule plastique est dissipative si les dimensions du profil lui permettent de subir des rotations plastiques importantes sans perte de capacité portante prématurée sous des cycles de déformations plastiques alternées. C'est toujours le cas pour les plats fléchis. Pour les profils fléchis, l'Eurocode 8 fait référence aux classes 1, 2 et 3 de sections définies dans l'Eurocode 3. L'appartenance à une classe dépend des élancements c/t des parois du profil. La capacité de rotation à fournir est liée à la demande de rotation présumée dans les rotules plastiques, qui est d'autant plus grande que le facteur de comportement q auquel on prétend est plus élevé.

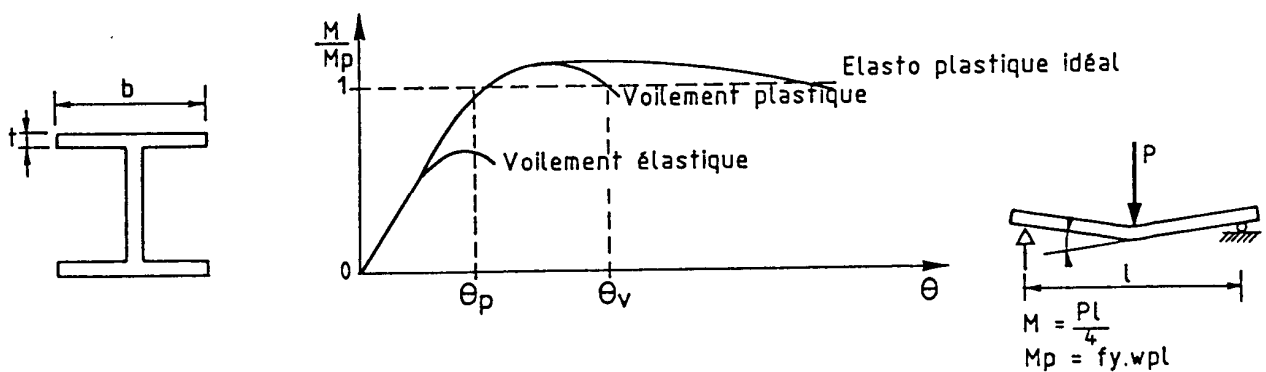


Figure 9.5. Flexion plastique de barres

Ainsi, les sections de classes 1, qui garantissent des capacités de rotation plastique stable de 35 mrad, sont requises pour constituer les poutres des portiques de classe de ductilité DCH (haute, $q > 4$).

Il y a trois types de comportements des profils soumis à flexion jusqu'à la ruine : le voilement d'une paroi en régime élastique (classe 4 ou 3), le voilement à l'atteinte du moment plastique (classe 2), l'absence de voilement jusqu'à une rotation plastique importante (classe 1). Dans une section sollicitée à la fois par flexion et effort normal, la valeur du moment plastique utile peut n'être qu'une fraction du moment plastique, d'autant plus réduite que l'effort normal N est plus grand (courbe d'interaction $M.N$). Pour obtenir des poteaux dont le moment résistant est proche du moment plastique, on doit les dimensionner largement, de manière telle que $N_{Ed} / N_{pl,Rd}$ est de l'ordre de 0,3 au maximum. Les diagrammes d'interaction $M - N$ justifient cette valeur particulière.

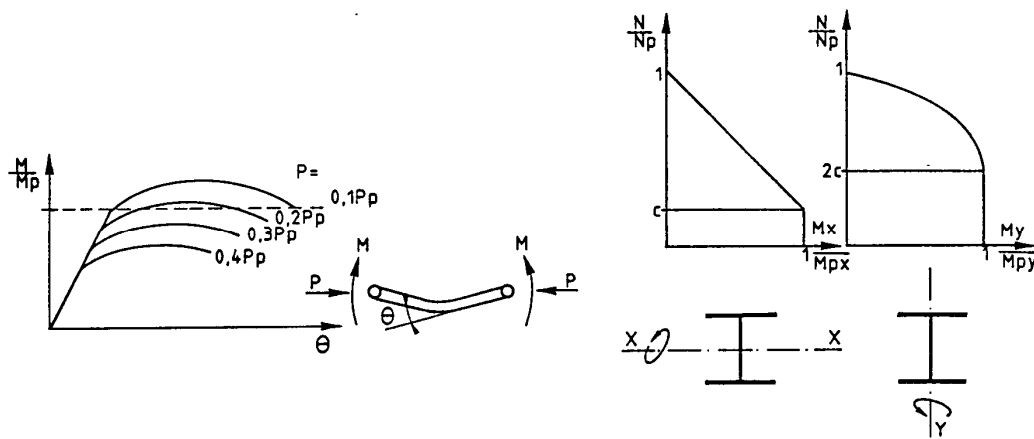


Figure 9.6. Influence de l'effort axial N sur le moment plastique M .

Cisaillement plastique d'une plaque.

Une plaque d'acier cisailée est le siège d'un état de déformation plastique stable, de résistance égale à la pleine résistance en cisaillement si son élancement est inférieur à une valeur limite donnée dans l'Eurocode 3. On rencontre cette circonstance dans les nœuds poutre - poteau des ossatures en portique. L'expérience montre que le comportement plastique cyclique d'une plaque cisailée est plus stable que celui d'un profil formant rotule plastique en flexion.

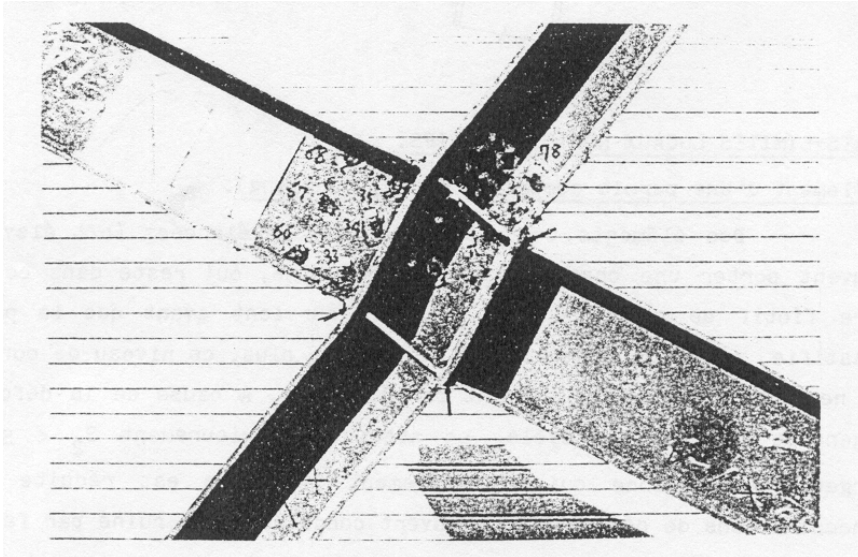


Figure 9.7. Cisaillement plastique d'un panneau d'âme.

La relation $V_{wp,Rd} = h t f_y / \sqrt{3}$ donne la charge de cisaillement plastique d'un panneau de hauteur h et d'épaisseur t . Les essais cycliques montrent que, passé le premier cycle, la résistance offerte devient : $V_{wp,Rd} = h t f_y$ - voir Figure 9.8.

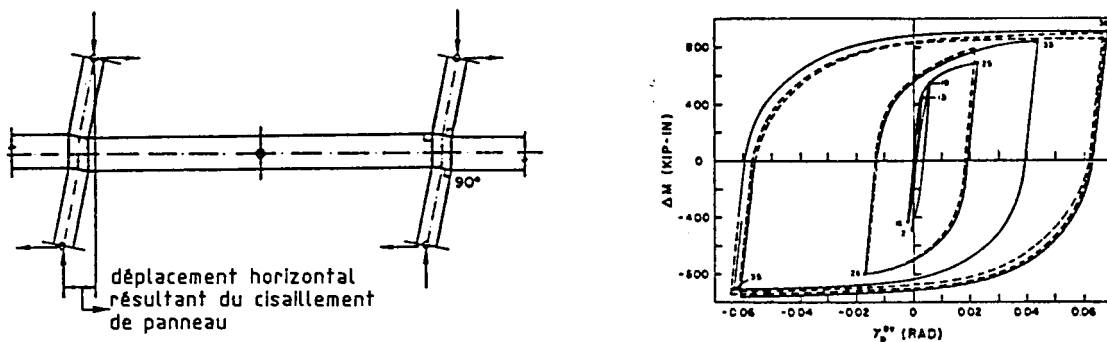


Figure 9.8. Diagramme $V-\gamma$ d'un panneau d'âme de poteau.

Déformation par pression diamétrale et ovalisation de trous.

L'ovalisation d'un trou de boulon par la pression d'un boulon est un phénomène ductile, au contraire de la rupture du boulon. Même dans un assemblage résultant d'un dimensionnement capacitif, qui crée en principe les conditions de développement de la ductilité dans l'élément assemblé, il reste préférable de définir les dimensions des plats et des boulons de telle sorte que la résistance à la pression diamétrale d'au moins un des plats soit inférieure à la résistance des boulons au cisaillement. Ce choix est conseillé pour la raison suivante : même si un assemblage par boulons à haute résistance est calculé pour éviter le glissement relatif des plats, le glissement a en fait lieu, à cause du caractère alterné des sollicitations, de sorte que la résistance à la pression diamétrale est rapidement sollicitée. Ceci justifie

la règle qui demande de vérifier que la résistance à la pression diamétrale est le « maillon faible » de la chaîne des résistances dans l'assemblage.

Frottement entre plats.

La précontrainte, qui applique l'un contre l'autre des plats dans un assemblage par boulons précontraints travaillant en cisaillement, mobilise le frottement entre plats. Comme le frottement dissipe de l'énergie et qu'il empêche aussi des chocs destructifs entre boulons et plats, l'usage de boulons d'assemblage à haute résistance de nuance 8.8 ou 10.9 et leur précontrainte sont donc prescrites par l'Eurocode 8. Les deux influences positives mentionnées ne sont pas considérées dans les analyses de structure, même élasto-plastique, mais il en est tenu compte implicitement dans la valeur du coefficient d'amortissement attribué aux charpentes métalliques.

La catégorie B de joints boulonnés avec boulons cisailés (résistance au glissement assurée sous charge de service, pas à l'ELU) et la préparation de surface de classe B (peinture alcali-zinc appliquée sur une surface préparée) sont admises par la clause 6.5.5(4). En pratique, ceci signifie que le glissement dans l'assemblage est admis en situation sismique, parce qu'il s'agit d'une situation accidentelle.

Déformation plastique des assemblages.

Une dissipation d'énergie fiable peut être réalisée dans les assemblages, plutôt que dans les éléments assemblés. Ceci demande une conception d'assemblage développant dans les assembleurs un des mécanismes dissipatifs décrit ci-dessus. Il n'y a pas encore de règles normatives sur de telles assemblages, qui doivent faire l'objet d'une réflexion particulière basée sur des expériences et calculs spécifiques. Voir Figure 9.9.

9.3 Phénomènes locaux non dissipatifs.

Si l'une des circonstances adverses suivantes est réalisée, la ductilité locale sera faible.

Fissuration prématurée d'une zone constituée d'un matériau faiblement ductile.

Les profils et plats utilisés pour constituer des zones dissipatives doivent correspondre aux exigences relatives aux nuances, à la résilience et à la soudabilité.

Ces exigences concernent aussi le métal d'apport pour les soudures, la zone thermiquement affectée par le soudage, la préparation du soudage, le procédé de soudage et la qualité de l'exécution des soudures.

Si ces exigences ne sont pas respectées, une fissuration prématurée peut survenir.

Lorsque l'usage de composants peu ductile est inévitable, le seul recours est leur surdimensionnement, qui résulte du dimensionnement capacitif et assure que leur travail a lieu dans le domaine élastique.

Localisation des déformations plastiques dans une zone restreinte.

Même si les matériaux et l'exécution sont corrects, la conception en particulier des assemblages peut être telle que les allongements plastiques se développent dans une zone très restreinte. L'allongement, même très grand par unité de longueur, d'une zone très petite peut correspondre à une faible capacité de déformation globale apparente d'un composant structural. Cette capacité est alors largement inférieure à l'attente du projeteur et aux exigences du projet. On qualifie souvent ce comportement de « fragile », mais cette fragilité qui ne doit rien au matériau ne correspond pas à un manque de ténacité de celui-ci.

On explicite ce problème en 9.7.

Voilement prématuré. Flambement. Déversement.

L'Eurocode 8 prémunit contre le risque de voilement en définissant les « classes de section » utilisables, c'est à dire des limites d'élancement des parois des profils.

Plusieurs relations écartent le risque de flambement ; elles définissent des valeurs sécuritaires des sollicitations de calcul des éléments comprimés, en appliquant le concept de dimensionnement capacitif, comme Cl 6.6.3(1) et (2) pour les poteaux des portiques et Cl 6.7.4(1) pour les poutres et poteaux des treillis centrés.

Le déversement d'une poutre empêche les rotules plastiques d'offrir une résistance stable et il doit être combattu par la mise en place de supports latéraux convenables des semelles des profilés. Figure 9.27.

MECANISMES LOCAUX

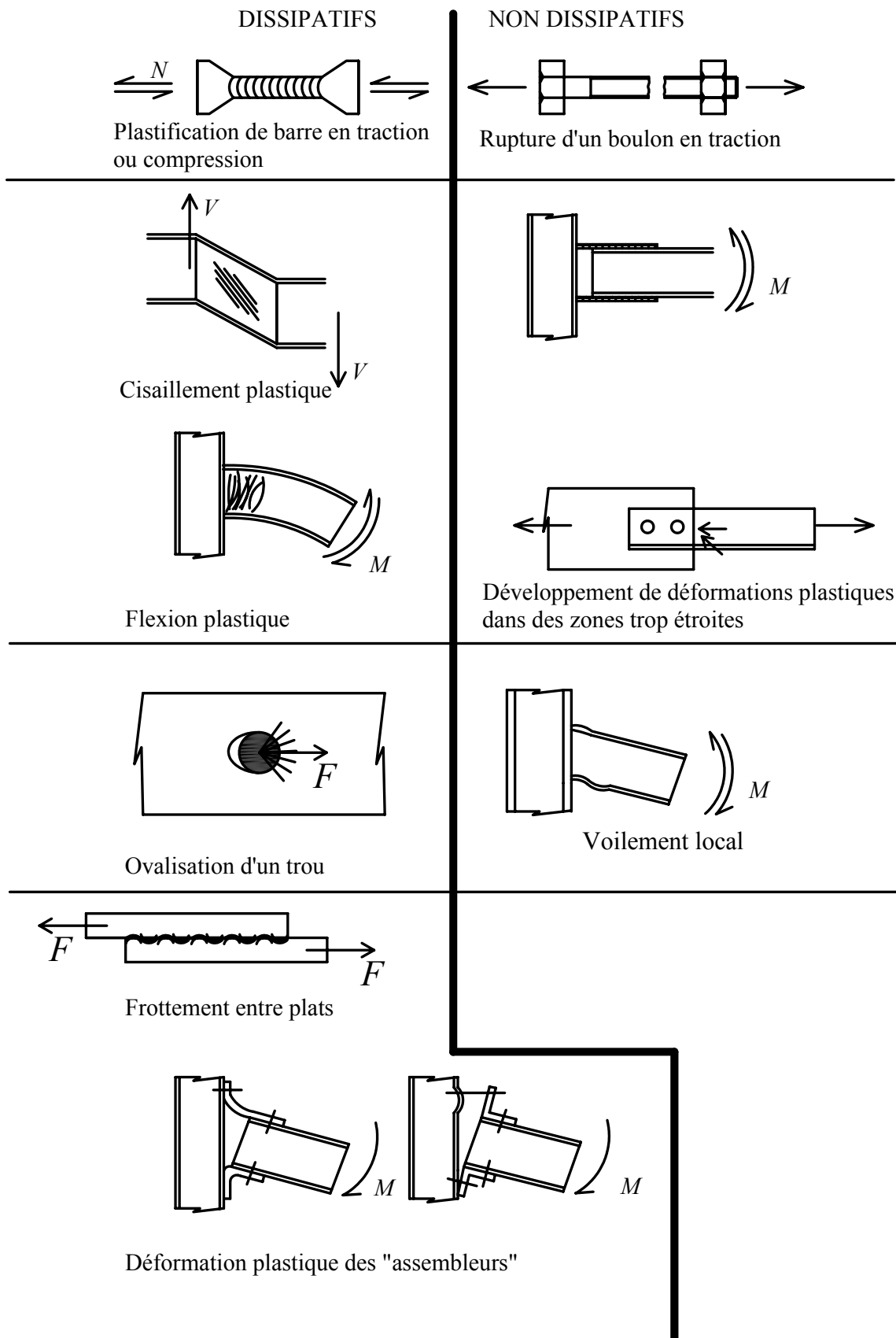


Figure 9.9. Mécanismes locaux dissipatifs et non dissipatifs.

9.4 Caractéristiques requises des aciers.

Les aciers et soudures utilisés en zone sismique sont des matériaux de construction classiques.

Ils doivent respecter une imposition sur la ténacité, soit une énergie absorbée minimum de 27 J à la température d'utilisation de la construction (Eurocode 3-1-10, nuance JR pour 20°C, J0 pour 0 °C , J2 pour -20° C).

La distribution des propriétés des limites d'élasticité et de la ténacité doivent être telles que, pendant le séisme, les zones dissipatives se situent bien aux endroits prévus dans le dimensionnement et que leur plastification se produise avant que les autres zones ne sortent du domaine élastique.

Cette condition demande que la valeur maximale de la limite élastique **réelle** de l'acier des zones dissipatives ne dépasse pas une valeur **spécifiée** par l'auteur de projet lors de l'étude, ce qui peut poser problème. En effet, les éléments en acier sont normalement commandés sur base d'une valeur minimale garantie de la limite élastique, mais la limite élastique de l'acier livré peut être très supérieure à celle-ci. En situation non sismique, ceci ne pénalise pas la sécurité. En situation sismique, le problème est différent, car le supplément de résistance des parties dissipatives peut conduire à un transfert de la dissipation d'énergie vers des parties du système structural où cette dissipation n'est ni prévue, ni possible. Cfr. Figure 9.10.

Pour les zones dissipatives, il faut donc spécifier non seulement la valeur nominale f_y de la limite élastique, en faisant référence à la nuance de l'acier (S235, S355, S500), mais aussi expliciter une valeur maximale acceptable $f_{y,max}$ de la limite d'élasticité réelle des aciers qui seront fournis pour la construction.

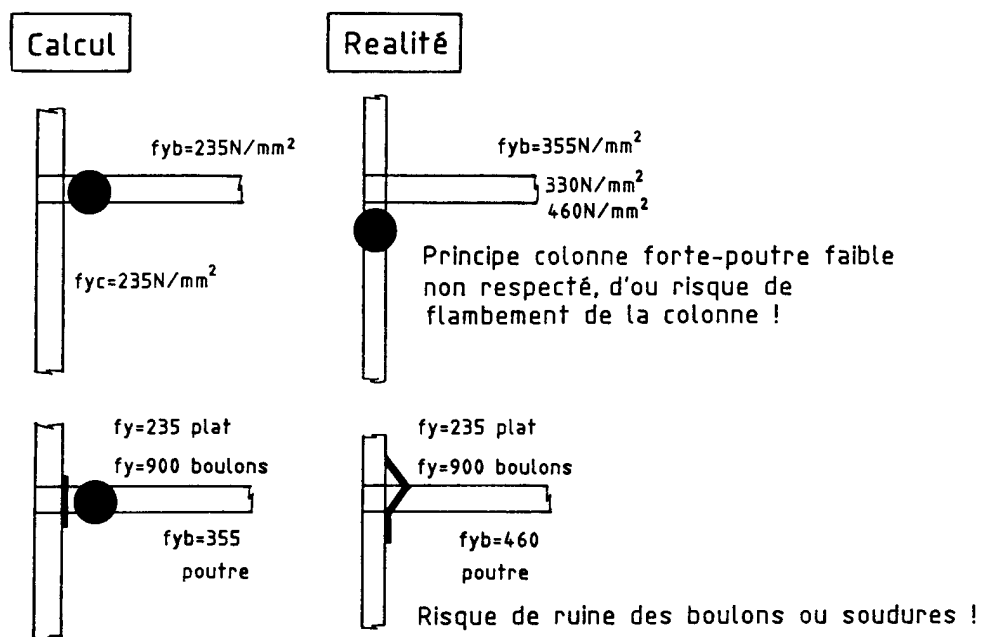


Figure 9.10. Pourquoi la correspondance entre réalité et hypothèses de projet est nécessaire.

L'Eurocode 8 prévoit 3 possibilités de garder la maîtrise de la limite élastique réelle des zones dissipatives en imposant que l'une des alternatives a), b) ou c) suivantes soit utilisée.

a) On borne la limite d'élasticité réelle maximale $f_{y,max}$ de l'acier dans les zones dissipatives à une valeur forfaitaire : $f_{y,max} \leq 1,1\gamma_{ov}f_y$ où γ_{ov} est un coefficient de sur-résistance utilisé dans le calcul pour définir une valeur réaliste de la limite d'élasticité réelle de l'acier qui est fourni pour la construction. Ce coefficient a une base statistique. Pour les profilés laminés en Europe, on estime $\gamma_{ov} = 1,25$ (c'est la valeur conseillée par l'Eurocode 8, mais chaque pays est libre d'en fixer une autre). Dans cette relation, 1,1 est un facteur de sécurité partielle. Pour un acier S235, on a par exemple : $f_{y,max} = 323 \text{ N/mm}^2$.

b) Le calcul de la structure est fait sur la base d'une seule nuance et d'une seule limite élastique f_y pour l'acier des zones dissipatives et non dissipatives ; une valeur supérieure $f_{y,max}$ est spécifiée pour l'acier des zones dissipatives ; la valeur nominale f_y de l'acier spécifié dans les zones non dissipatives excède la valeur supérieure de la limite élastique $f_{y,max}$ des zones dissipatives. Dans ce cas, le coefficient de sur-résistance γ_{ov} peut être pris égal à 1,00 dans les vérifications de dimensionnement des éléments structuraux. Cette alternative consiste par exemple à :

- faire l'analyse de la structure en considérant un acier de nuance S235
- imposer l'utilisation d'aciers de nuance S355 pour les éléments et assemblages non dissipatifs (calculés sur la base de la f_y d'acier S235)
- imposer l'utilisation d'aciers de nuance S235 pour les éléments et assemblages dissipatifs
- la limite d'élasticité supérieure des aciers de nuance S235 est limitée à $f_{y,max} = 355 \text{ N/mm}^2$.

Cette alternative se réfère à la situation où les producteurs d'acier mettraient sur le marché une nuance « sismique » (S235 dans l'exemple donné), pour laquelle à la fois f_y et $f_{y,max}$ seraient garantis.

Cette possibilité existe aux Etats-Unis.

c) La limite d'élasticité réelle $f_{y,ac}$ de l'acier de chaque zone dissipative est déterminée à partir de mesures et le coefficient de sur-résistance est calculé pour chaque zone dissipative comme $\gamma_{ov,act} = f_{y,ac} / f_y$, où f_y est la limite d'élasticité nominale des zones dissipatives. Dans les vérifications de dimensionnement des éléments structuraux, on peut prendre pour γ_{ov} la valeur maximale parmi les $\gamma_{ov,act}$ calculés. Cette condition est applicable lorsque des aciers connus sont pris dans un stock ou lors de l'évaluation de bâtiments existants ou encore lorsque des hypothèses sûres portant sur la limite d'élasticité utilisées pour le dimensionnement sont confirmées par des mesures avant la construction.

9.5 Les types d'ossature, leurs coefficients de comportement et autres spécificités.

Le coefficient de comportement q caractérise la capacité de dissipation d'énergie des ossatures dans des mécanismes plastiques locaux. Ainsi, la Figure 9.11 montre qu'une maille de portique formant 4 rotules plastiques est plus dissipative ($q=6$) qu'une maille de treillis en X où une seule diagonale est en traction plastique ($q=4$), mais qu'une mauvaise topologie de triangulation, comme le treillis en K qui n'est globalement stable que si la diagonale comprimée ne flambe pas, est très peu dissipative ($q=1,5$).

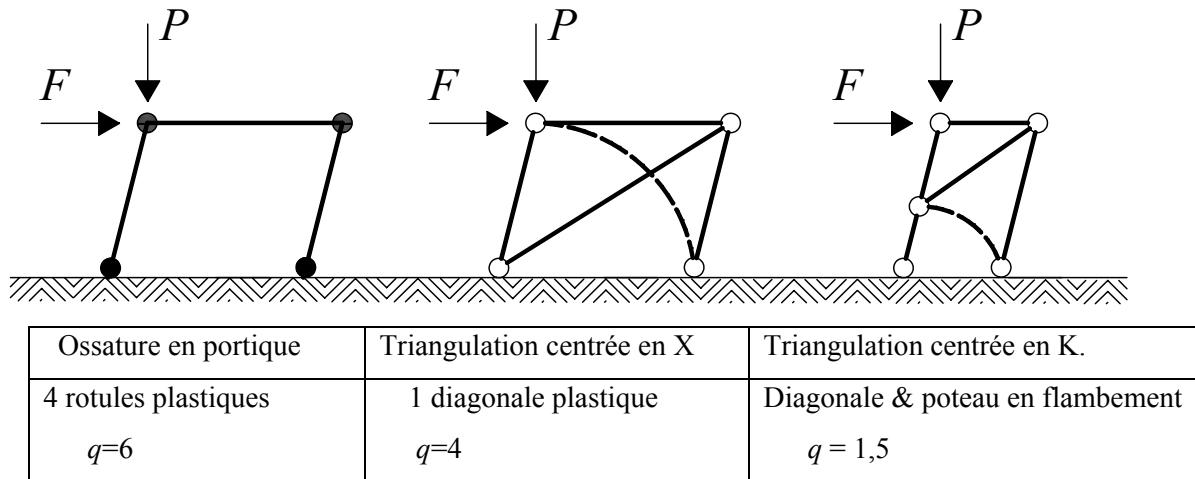


Figure 9.11. Relation entre topologie et ductilité.

Les structures métalliques peuvent être classées dans les types suivants, dont on définit le comportement plus ou moins dissipatif (coefficient q) et d'autres caractéristiques utiles au projet dans le contexte sismique.

Ossatures en portique.

Les ossatures en portique sont des structures dans lesquelles la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des barres. Comme des rotules plastiques sont des mécanismes locaux très dissipatifs et stables, en particulier dans les poutres parce que l'effort axial y est faible, des ossatures en portique bien proportionnées pour développer un nombre élevé de rotules plastiques dans les poutres ou dans les assemblages poteaux - poutres peuvent être très dissipatives. Leur coefficient de comportement q est alors de l'ordre de 5 à 6.

Les zones dissipatives peuvent aussi être situées dans les poteaux :

- à la base de l'ossature, où elles sont inévitables quand les rotations plastiques des poutres deviennent importantes
- au sommet des poteaux dans le dernier étage de bâtiments à plusieurs étages, parce qu'à ce niveau elles ne sont pas associées à un mécanisme d'étage

- au sommet et à la base des poteaux des bâtiments à un seul niveau, si N_{Ed} dans les poteaux respecte la condition : $N_{Ed} / N_{pl,Rd} < 0,3$.

Les structures en portique sont par nature assez flexibles, de sorte que les limitations de déformation sous séisme « de service » et la prise en compte de l'effet $P-\Delta$ à l'ELU font souvent la décision dans le dimensionnement des barres.

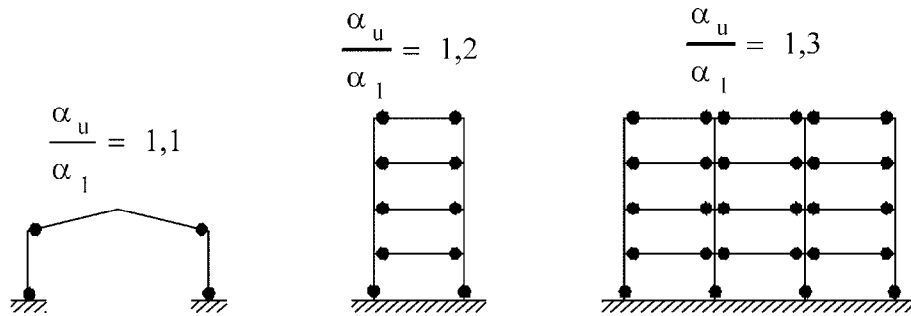


Figure 9.12. Valeurs standard du facteur de redistribution plastique α_u/α_1 d'ossatures en portique.

Des ossatures en portique dans lesquelles 50 % ou plus de la masse est située dans le tiers supérieur de la hauteur de la structure ou dans lesquelles l'essentiel de la dissipation de l'énergie a lieu à la base d'un élément unique du bâtiment sont dénommées « ossatures en pendules inversés »- Figure 9.13. Elles sont peu dissipatives et on leur attribue $q \leq 2,2$.

Ces ossatures en « pendules inversés » peuvent toutefois être considérées comme des ossatures en portique et caractérisées par un facteur q élevé, si la structure primaire possède plus d'un poteau dans chaque plan de résistance et si l'effort normal est limité à $N_{Ed} < 0,3 N_{pl,Rd}$ dans chaque poteau.

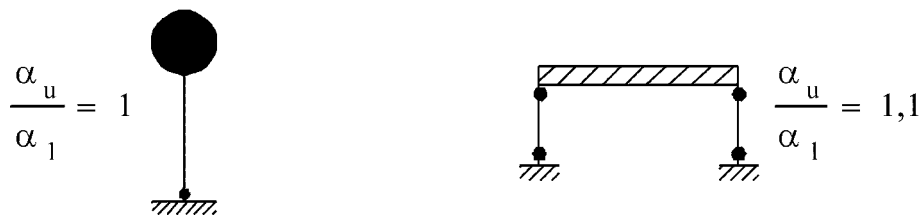


Figure 9.13. Les ossatures en « pendule inversé » et leurs facteurs de redistribution plastique .

Ossatures avec triangulation à barres centrées.

Les ossatures avec triangulation à barres centrées sont des structures dans lesquelles la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par des éléments soumis à des efforts normaux. Il existe de nombreuses topologies possibles de treillis, qui ne sont pas égales entre elles du point de la dissipation d'énergie globale qu'elles permettent. Une bonne topologie est telle que la stabilité de l'ossature soumise à l'application de forces horizontales d'une direction donnée soit assurée même si on enlève de l'ossature toutes les diagonales comprimées par l'application des forces extérieures. Une telle topologie peut aisément être dissipative, car les barres en traction plastiques constituent un

mécanisme dissipatif stable. Si des diagonales de contreventement comprimées sont nécessaires à la stabilité de l'ossature, le coefficient de comportement q est moins élevé. Si le mécanisme de ruine implique la plastification ou le flambement des poteaux de l'ossature, aucune dissipation stable d'énergie n'est possible et on limite q à 1,5.

Les ossatures avec triangulation à barres centrées sont par nature des structures raides. En effet, une poutre de contreventement triangulée a facilement une largeur de plusieurs mètres, alors qu'un poteau de portique est large de moins d'un mètre, en général. Les ossatures avec triangulation à barres centrées permettent d'atteindre au moindre coût une grande raideur et de pleinement bénéficier du facteur q maximum autorisé défini au Tableau 9.1.

On distingue les types d'ossatures avec triangulation à barres centrées suivants.

Les ossatures à triangulation diagonale, dans lesquelles la résistance aux charges horizontales peut être assurée par les seules diagonales tendues et en négligeant dans le calcul l'existence des diagonales en compression. Ce type de triangulation atteint un coefficient de comportement $q = 4$. Il peut s'agir de triangulation en X ou « croix de St André », ou d'autres géométries – voir Figure 9.14.

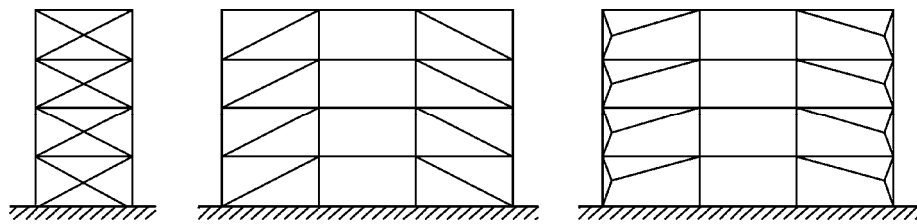


Figure 9.14. Ossatures à triangulation diagonale.

Les ossatures à triangulation en V, dans lesquelles la résistance aux forces horizontales demande de considérer à la fois les diagonales tendues et comprimées. Ce type de triangulation est moins dissipatif ($q \leq 2,5$), car les barres comprimées flambent, mais il possède une certaine ductilité si les poutres sont dimensionnées sans considérer leur appui sur le V pour l'action gravifique.

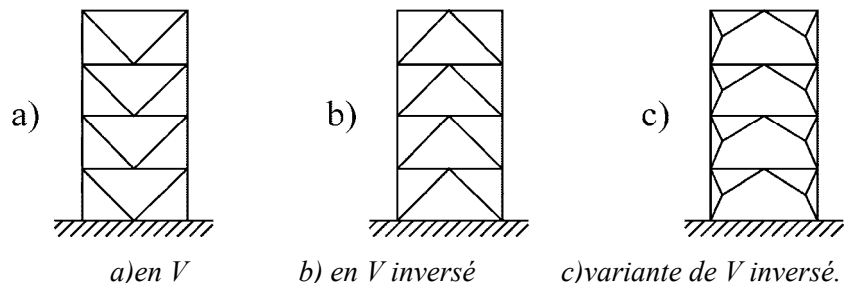


Figure 9.15. Types d'ossatures à triangulation en V.

On note que les ossatures à triangulation en V ont une topologie très voisine de certaines ossatures avec triangulation à barres excentrées ; l'auteur de projet qui recherche une structure à la fois raide et dissipative pourrait utilement préférer cette dernière topologie.

Les ossatures à triangulation en K, dans lesquelles l'intersection des diagonales se trouve sur le poteau. Les ossatures à triangulation en K, dans lesquels l'intersection des diagonales se trouve sur un poteau ne sont pas considérés comme dissipatives, car dès qu'il y a flambement d'une diagonale comprimée, leur résistance correspond à celle d'un portique dans lequel des rotules plastiques se forment à mi-hauteur d'étage dans les poteaux –voir Figure 9.11. Leur utilisation ressort seulement du projet non dissipatif et q est limité à 1,5.

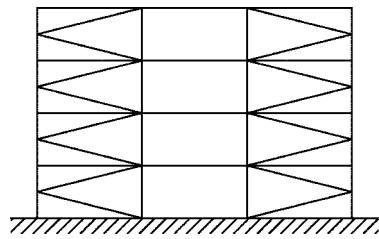
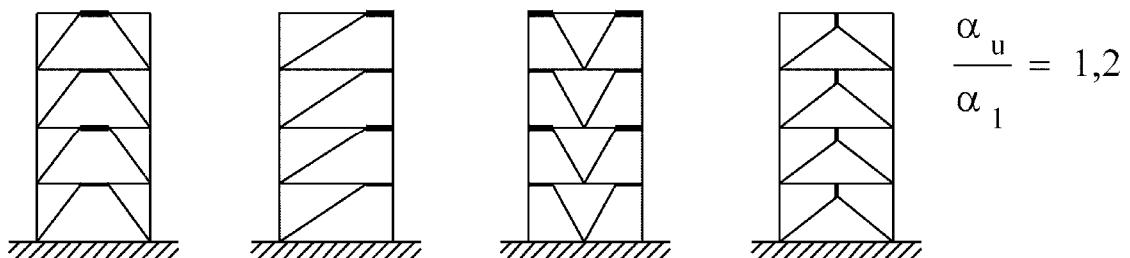


Figure 9.16. Ossatures à triangulation en K.

Ossatures avec triangulation à barres excentrées.

Les ossatures avec triangulation à barres excentrées sont des structures dans lesquelles la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par des éléments soumis à des efforts normaux, mais où l'excentricité de la configuration est telle que des rotules plastiques en flexion ou des panneaux cisailés plastiquement apparaissent sous des forces inférieures à celles requises pour atteindre la charge limite des barres en traction ou en compression. L'énergie est dissipée dans des « tronçons sismiques », soit par flexion cyclique, soit par cisaillement cyclique, deux mécanismes très dissipatifs. Si on utilise des configurations permettant de garantir que tous les tronçons d'excentrement seront actifs, ces structures sont caractérisées par des coefficients de comportement similaires aux portiques ($q = 6$). Elles offrent donc l'avantage de combiner raideur et dissipativité. Il existe de nombreuses topologies possibles, dont certaines proches des types de treillis centrés définis plus haut.



$$\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1,2$$

Figure 9.17. Ossatures avec triangulation à barres excentrées.

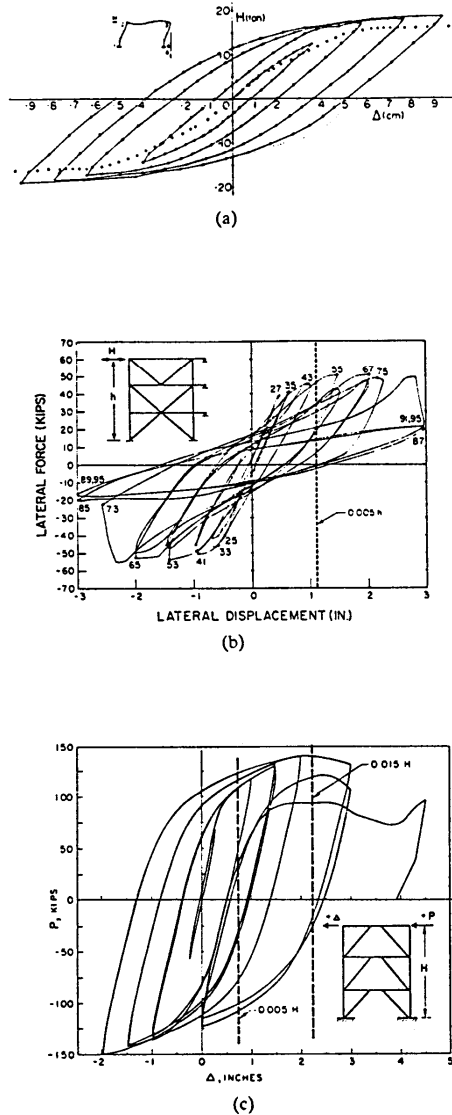


Figure 9.18. Comportement comparé d'ossatures en portique (en haut), d'ossatures à triangulation centrée en X (au milieu) et d'ossatures à triangulation excentrée en V inversé (en bas).

Ossatures en portique, combinées avec des triangulations centrées.

Les structures couplant des portiques et des triangulations centrées agissant dans la même direction sont dimensionnées en utilisant un coefficient q unique. Elles permettent aussi de combiner raideur et dissipativité, évitant la pénalisation habituelle des ossatures en pur portique par les critères sur l'effet $P-\Delta$ et la déformabilité. Les forces horizontales calculées sont réparties entre elles en proportion de leur raideur relative, la structure la plus raide reprenant l'effort le plus grand. L'égal déplacement des 2 types de structure imposé par les planchers diaphragmes justifie cette répartition dans le domaine des déformations élastiques. Cette répartition est cependant critiquable dans le domaine plastique, où il y a simplement sommation des résistances plastiques des diverses structures de contreventement.

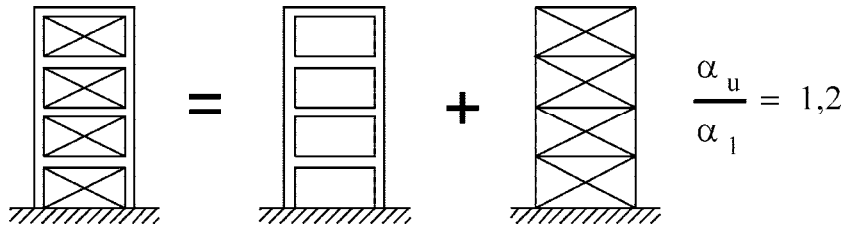


Figure 9.19. Ossatures en portique, combinées avec des triangulations centrées.

Ossatures métalliques comportant des noyaux ou murs en béton.

Dans ce type d'ossature, les noyaux ou murs en béton font partie de la structure **primaire** de contreventement et sont vérifiés comme des structures en béton armé. Ils sont les seuls vérifiés sous séisme si les structures métalliques peuvent être considérées comme **secondaires**, c'est-à-dire reprenant moins de 15% de l'action sismique. Si les structures métalliques participent significativement au contreventement, les éléments en acier ou mixtes acier-béton doivent être aussi vérifiés pour la reprise de l'action sismique.

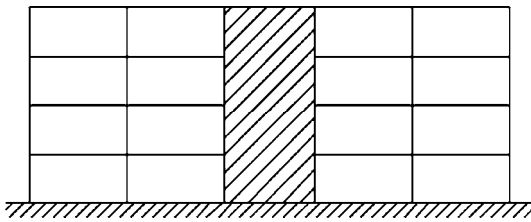


Figure 9.20. Ossatures métalliques comportant des noyaux ou murs en béton.

Ossatures en portique combinées avec des remplissages.

On traite en 9.20 et 12.20 des ossatures en portique acier comportant des remplissages.

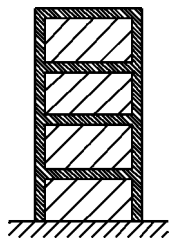


Figure 9.21. Ossatures en portique combinées avec des remplissages.

Tableau 9.1.**Limite supérieure du coefficient q des ossatures acier régulières en plan et en élévation.**

TYPE DE STRUCTURE	Classe de ductilité	
	DCM	DCH
a) Ossatures en portique	4	5 α_u/α_1
b) Ossature avec triangulation à barres centrées		
entretoises diagonales	4	4
entretoises en V	2	2,5
c) Ossature avec triangulation à barres excentrées	4	5 α_u/α_1
d) Pendule inversé	2	2 α_u/α_1
e) Structures avec noyaux ou murs en béton	voir Chapitre 10	
f) Ossature en portique avec triangulation centrée	4	4 α_u/α_1
g) Ossature en portique avec remplissages		
Remplissages en béton ou en maçonnerie non connectés, en contact avec l'ossature	2	2
Remplissages en béton armé connectés	voir Chapitre 12	
Remplissages isolés de l'ossature en portique	4	5 α_u/α_1

Coefficients de comportement q de l'Eurocode 8.

Les coefficients de comportement q de l'Eurocode 8 sont définis au Tableau 9.1. Certains sont fonction des paramètres α_1 et α_u de l'analyse en poussée progressive (voir 3.7 ; α_1 formation de la 1^e rotule ou zone plastique ; α_u , formation du mécanisme de ruine). Pour les bâtiments réguliers en plan, des valeurs par défaut approximatives du rapport α_u/α_1 sont définies aux Figures 9.12, 9.13, 9.17 et 9.19.

Si le bâtiment est irrégulier en élévation, on doit réduire de 20 % les valeurs de q indiquées au Tableau. Si le bâtiment est irrégulier en plan, la valeur approximative de α_u/α_1 à utiliser est la moyenne entre 1,0 et la valeur donnée aux Figures 9.12, 9.13, 9.17 et 9.19.

Des valeurs de α_u/α_1 supérieures aux valeurs approximatives peuvent être utilisées, si on les établit par des analyses globales statiques non linéaires (poussée progressive), mais le maximum autorisé pour le dimensionnement est $\alpha_u/\alpha_1 = 1,6$, même si les analyses indiquent plus.

Choix d'une valeur de q au départ du projet.

Les valeurs de q définies au Tableau 9.1 sont des maxima autorisés sans étude additionnelle. L'auteur de projet peut décider de travailler avec une valeur de q inférieure à ce maximum. L'intérêt de choisir une valeur de q inférieure au maximum vient du fait que les vérifications sismiques du cas « séisme de

calcul » (ELU) ne sont pas nécessairement les plus exigeantes : les limitations de déformation sous séisme « de service » (ELS), les limitations imposées par la prise en compte de l'effet $P-\Delta$ à l'ELU et les limitations de déformation des planchers sous charge gravitaire font souvent la décision dans le dimensionnement des barres. L'utilisation d'un coefficient q élevé n'a alors pas d'intérêt et n'entraîne aucune économie. Au contraire, l'usage de valeurs élevées de q demande de construire avec des profils plus trapus (valeurs plus basses de l'élançement de paroi c/t).

9.6 Critères de projet communs à tous les types d'ossatures en acier.

Ces critères et principes s'appliquent à la structure **primaire**.

Critères relatifs à la ductilité.

Les zones dissipatives peuvent être situées dans les éléments structuraux ou dans les assemblages.

Les zones dissipatives doivent avoir une résistance et une ductilité appropriées.

Lorsque les zones dissipatives sont situées dans les éléments structuraux, les parties non dissipatives et les assemblages des parties dissipatives au reste de la structure doivent avoir une sur-résistance suffisante pour permettre la plastification cyclique des parties dissipatives. Une ductilité suffisante des éléments qui dissipent l'énergie en compression ou en flexion doit être assurée en limitant le rapport largeur sur épaisseur c/t selon les classes de section de l'Eurocode 3. La relation entre les exigences concernant les classes de section des éléments dissipatifs et les valeurs du coefficient de comportement q utilisés pour le dimensionnement sont indiquées au Tableau 9.2.

Il n'y a pas de relation directe entre la classe de ductilité d'une structure et un déplacement cible global qu'elle devrait être capable d'atteindre. Dans le cas des ossatures en portique toutefois une capacité de rotation θ est requise dans la zone d'extrémité des poutres. Cette capacité de rotation θ et l'inclinaison globale de l'ossature sont du même ordre de grandeur, soit 25 mrad en DCM et 35 mrad en DCH.

Tableau 9.2: Exigences relatives à la classe de section des éléments dissipatifs en fonction de la classe de ductilité et du coefficient de comportement de référence

Classe de ductilité	Valeur de référence du coefficient de comportement 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	$q > 4$	classe 1

Lorsque les zones dissipatives sont situées dans les assemblages, les éléments assemblés doivent avoir une sur-résistance suffisante pour permettre la plastification cyclique des assemblages.

Dans un cas comme dans l'autre, cette sur-résistance sera réalisée en appliquant le concept de « dimensionnement capacitif » décrit en 4.6.

Principe de conception des assemblages.

La conception des assemblages, qu'ils soient seulement voisins des zones dissipatives ou qu'ils soient eux-mêmes dissipatifs, doit éviter la concentration ou « localisation » des déformations plastiques dans des zones étroites. On explicite ce problème en 9.7.

Le projeteur doit chercher à concevoir des assemblages auxquels correspond un risque minimal de défauts de fabrication et de faibles contraintes résiduelles. La pertinence du dimensionnement des assemblages doit être justifiée, soit sur base de données d'essais existantes, soit par des essais nouveaux, soit par des règles de dimensionnement acceptées au niveau national.

Assemblages non dissipatifs.

La résistance R_d des assemblages par soudures d'angle et boulonnés non dissipatifs doit respecter la condition de sur-résistance

$$R_d \geq 1,1 \gamma_{ov} R_{fy}$$

qui exprime le dimensionnement capacitif de l'assemblage par rapport à la capacité plastique R_{fy} de la barre assemblée. R_{fy} est calculé sur la base de la limite d'élasticité de calcul du matériau définie dans l'EN 1993 ; γ_{ov} est le coefficient de sur-résistance de l'acier, qui a été défini en 9.4.

L'assemblage n'est pas calculé pour reprendre la sollicitation calculée dans l'analyse élastique, mais pour transmettre avec sécurité la sollicitation correspondant à la pleine résistance plastique R_{fy} de la barre.

Les assemblages par des soudures bout à bout à pleine pénétration sont considérés comme satisfaisant d'office la condition de sur-résistance imposée à l'assemblage non dissipatif.

Cette dernière règle, qui conduit de fait à dimensionner un assemblage sans faire aucun calcul implique le strict respect d'une série de conditions si on veut éviter des ruines de soudure prématurées :

- *il doit s'agir effectivement d'un assemblage bout à bout et pas un assemblage d'angle qui, extérieurement, lui ressemble parfaitement.*
- *La préparation du joint (chanfrein, meulage) doit être bien conçue et bien exécutée.*
- *Le métal d'apport doit être surrésistant par rapport au métal de base. En effet, la section de soudure peut être strictement égale à la section du métal de base dans un assemblage bout à bout ; si le métal d'apport a une résistance inférieure et si l'assemblage est situé dans une zone prévue pour être dissipative (assemblage poutre – poteau de portique, par exemple) , il y aura localisation des déformations plastiques dans le joint soudé ; la capacité de déformation sera faible (voir 9.7).*

- *Le métal d'apport soudé doit être aussi résilient que le métal de base.*

Assemblages boulonnés, dissipatifs ou non dissipatifs.

Dans les assemblages boulonnés travaillant en cisaillement, il convient que la résistance de calcul au cisaillement des boulons soit 1,2 fois supérieure à la résistance de calcul en pression diamétrale d'au moins un des profils ou plats assemblés.

On note que cette règle, appliquée au dimensionnement d'un assemblage déjà prévu pour être surrésistant par rapport aux éléments assemblés, réalise une source de ductilité, et donc de sécurité, additionnelle. Celle-ci n'est pourtant pas valorisée par les codes.

On doit utiliser les catégories B et C pour les assemblages boulonnés travaillant en cisaillement (cfr EN 1993-1-8:2004, 3.4.1) et la catégorie E pour ceux travaillant en traction (EN 1993-1-8:2004, 3.4.2). Les assemblages en cisaillement avec boulons calibrés sont autorisés. Les surfaces de frottement sont de classes A ou B (cfr. ENV 1090-1).

Les assemblages sont préserrés pour éviter les chocs destructeurs dans les assemblages, pas pour pouvoir compter sur la résistance par frottement. La règle précédente indiquait déjà explicitement qu'on ne peut pas compter sur une absence de glissement dans les assemblages soumis à des sollicitations cycliques élevées lors du séisme.

9.7 Conception des assemblages évitant la concentration des déformations plastiques.

L'Eurocode 8 impose en termes généraux que la conception des assemblages évite la concentration ou « localisation » des déformations plastiques [clause 6.5.5(1)], sans formuler de règles particulières relatives à ces assemblages. Il est donc utile d'expliquer ce que peut être un mauvais détail d'assemblage, mais il faut d'abord mentionner qu'il existe dans l'Eurocode 8 des impositions explicites qui ont le même objectif de réalisation d'une bonne ductilité :

1. L'exigence d'un rapport $f_u / f_y > 1$ vise à une « propagation » convenable de la plasticité. En effet, la formation d'une zone dissipative zone implique une « diffusion » de la plasticité, qui rend nécessaire l'existence de l'érouissage : comme l'acier devient plus résistant en se plastifiant, les sections plastifiées deviennent plus résistantes que les sections adjacentes ; pour cette raison, la plasticité s'étend dans ces dernières, ce qui engendre une extension progressive de la zone plastifiée, jusqu'au moment où celle-ci devient suffisamment grande pour réaliser les capacités de déformation exigées. L'érouissage, qui correspond à $(f_u / f_y) > 1$, est une propriété nécessaire pour propager la plasticité et éviter que tout l'allongement plastique se produise dans la zone étroite de la première plastification.

Des aciers conformes à l'EN 10025 sont tels que: $f_u / f_y \geq 1,40$.

2. La Cl. 6.5.4(1) de l'Eurocode 8, qui impose une règle de l'Eurocode 3 pour les barres en traction, vise aussi à empêcher la concentration des déformations plastiques dans une zone étroite. On peut

rappeler cette règle, typique du dimensionnement capacitif, qui impose que la résistance à la rupture d'une section « fragile » avec trou A_{net} soit supérieure à la résistance plastique de la pleine section ductile A (pas de trous, pas de concentration de contraintes et de déformations), de sorte que la plastification de la section sans trou ait lieu avant la rupture de la section avec trous :

$A f_y / \gamma_{M0} < A_{net} f_u / \gamma_{M2}$ γ_{M0} et γ_{M2} sont des coefficients partiels de sécurité dont les valeurs recommandées sont : $\gamma_{M0} = 1,0$ et $\gamma_{M2} = 1,25$ (EN1993-1-1: 2004)

Cette 2^e condition, couplée à $f_u / f_y > 1$, garantit que la plasticité peut affecter la longueur entière de la barre. Elle implique souvent des précautions particulières au niveau des assemblages. Figure 9.22.

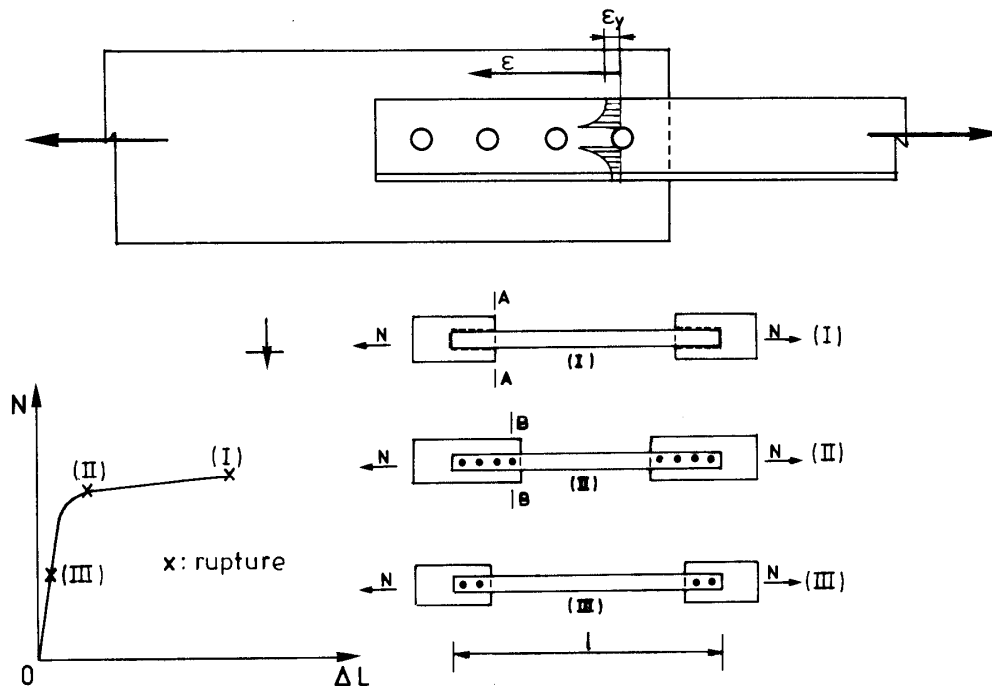


Figure 9.22. Influence de la conception sur la résistance des assemblages.

Dans les assemblages, une conception évitant la concentration des déformations plastiques doit créer les conditions pour que la plasticité s'étende dans une zone de longueur suffisante. On doit donc éviter de plastifier en premier lieu dans une zone courte et de section plus petite que les sections adjacentes.

A la Figure 9.23, on montre sur un exemple une bonne et une mauvaise conception d'assemblage.

Considérons le cas d'une zone dissipative de type rotule plastique en bout d'une poutre de portique, l'assemblage étant non dissipatif. A cause de la forme du diagramme de moment sous séisme, les extrémités de poutres sont inévitablement des zones dissipatives. De nombreux assemblages sont possibles. Sur le dessin a) de la Figure, la plastification peut seulement se développer dans une zone courte de longueur L_y parce que (M_{Ed} / M_{Rd}) dans la section avec plat de renfort ou plus loin, en section courante de poutre, est plus petit que dans l'assemblage, à proximité de l'aile du poteau. Sur le

dessin b), la longueur possible de la zone plastifiée n'est pas limitée et peut atteindre, par exemple, une longueur L_y égale à la hauteur de la poutre.

La capacité de rotation de ces 2 conceptions d'assemblage peut être évaluée dans un cas concret. On considère une poutre de hauteur $d = 400$ mm en acier S500 ($f_y = 500$ MPa) dont l'allongement en bout de palier plastique vaut : $\varepsilon_{y, \max} = 10 \times \varepsilon_y = 10 \times f_y / E = 10 \times 500 / 210000 = 2,38 \%$

Cette valeur correspond à un allongement à rupture supérieur à 20%.

La rotation plastique est égale à : $\theta = \Delta l / (d/2)$ avec $\Delta l = L_y \varepsilon_{y, \max}$ où L_y est la longueur de la zone plastifiée - voir L_{ya} et L_{yb} à la Figure 9.23.

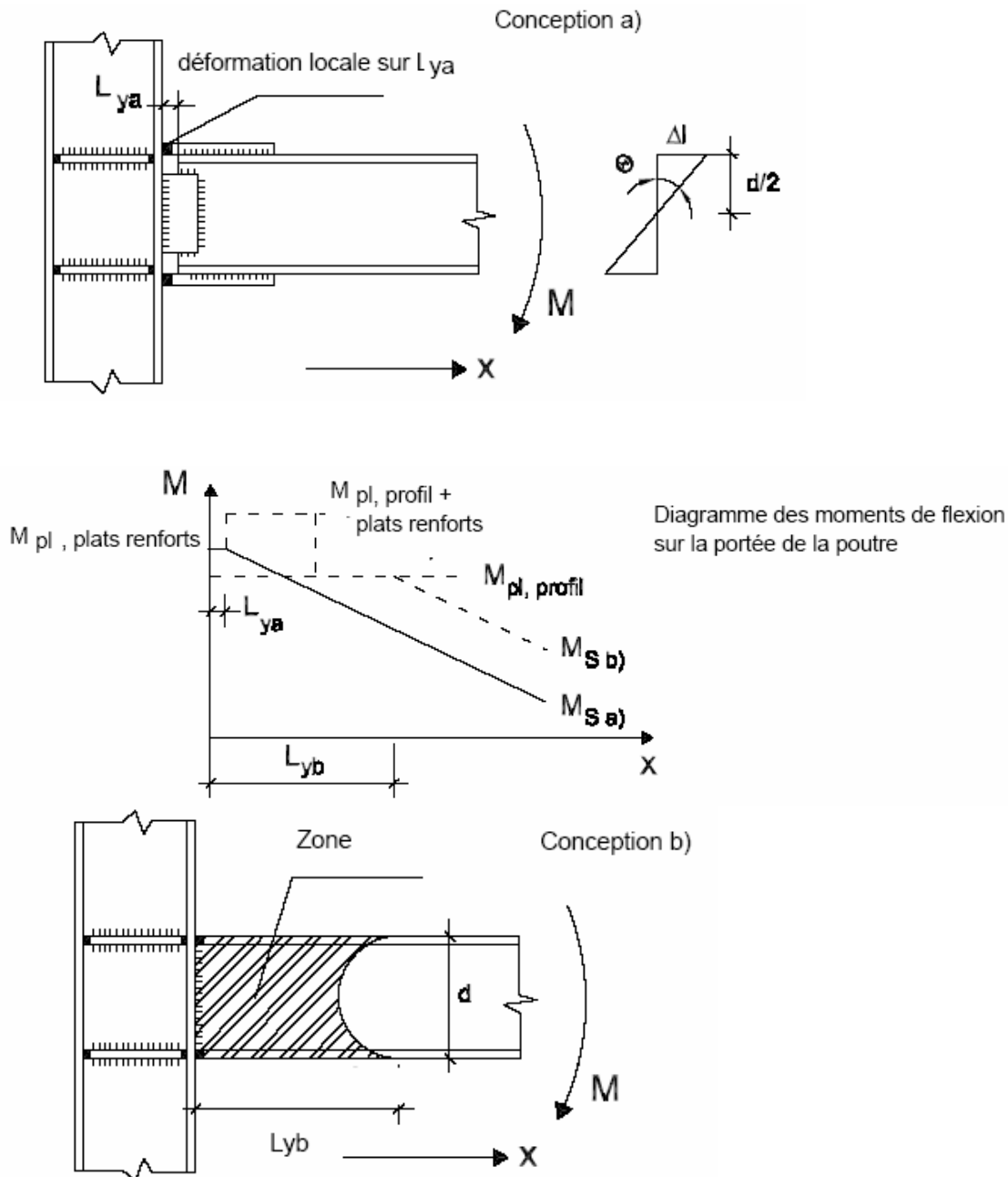


Figure 9.23. Influence de la conception d'assemblage sur la capacité de rotation (d'après Fardis & al, 2005).

Pour la conception a) de la Figure 9.23: $L_{ya} = 10 \text{ mm}$ $\varepsilon_{y, \max} = 2,38 \%$ $\Rightarrow \Delta l = 0,0238 \cdot 10 = 0,238 \text{ mm}$

$\theta = 0,238 / (400/2) = 1,2 \text{ mrad}$ (Note : $1,2 \lll 25 \text{ mrad}$!)

Pour la conception b) de la Figure 9.23: $L_{yb} = 400 \text{ mm}$ $\varepsilon_{y, \max} = 2,38 \%$ $\Rightarrow \Delta l = 9,52 \text{ mm}$

$\theta = 9,52 / (400/2) = 47,6 \text{ mrad}$ (Note: $47,6 \gg 35 \text{ mrad}$)

La conception b) donne une capacité de rotation plastique élevée, supérieure aux 35 mrad exigés pour les portiques de classe de ductilité DCH.

La conception a) est incapable d'assurer cette capacité de rotation.

Les conclusions pratiques de cet exemple sont immédiates:

- une longueur de zone plastifiée de l'ordre de la hauteur de la section de poutre est nécessaire pour former une rotule plastique efficace, ce qui n'est possible que si on évite une concentration des déformations plastiques sur une longueur très inférieure.
- $\varepsilon_{y, \max}$ et f_u / f_y doivent être adéquats
- pour un acier donné, des poutres de hauteur d plus grande ont une capacité de rotation plus faible, puisque $\theta = \Delta l / (d/2)$.

9.8 Effets des règles sur les dimensions des assemblages.

Les assemblages non dissipatifs adjacents aux zones dissipatives satisfont plusieurs conditions qui leur confèrent des dimensions plus importantes qu'en projet non parasismique :

- la condition de sur-résistance par rapport à la résistance plastique de la barre : $R_d \geq 1,1 \gamma_{ov} R_{fy}$
- la condition de ductilité de zone tendue $A f_y / \gamma_{M0} < A_{net} f_u / \gamma_{M2}$
- l'existence d'une inversion de signe des sollicitations de calcul, notamment les moments de flexion en bout de poutres des portiques.

On montre schématiquement aux Figures 9.24 et 9.44 comment ces conditions modifient les dimensions des assemblages, en comparaison à ceux d'une situation non sismique.

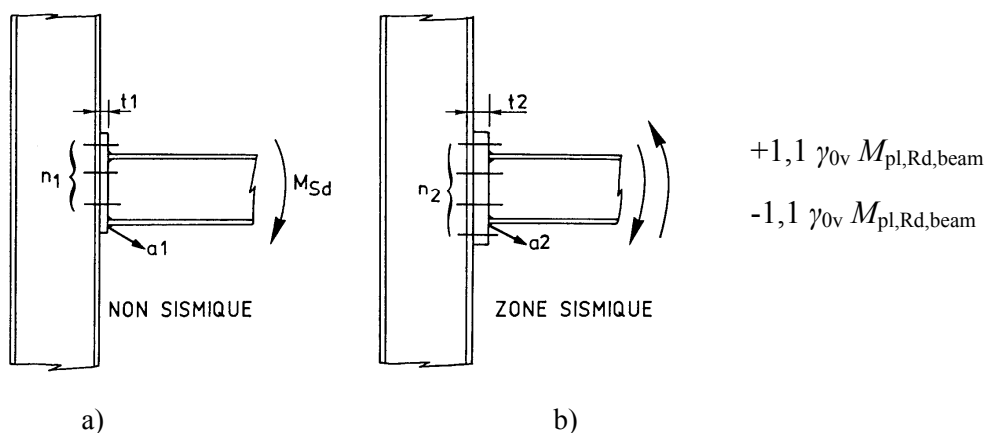


Figure 9.24. Influence des vérifications sismiques sur un assemblage poutre - poteau pleinement résistant.

9.9 Le dimensionnement capacitif dans les règles relatives aux ossatures acier.

Le principe du dimensionnement capacitif est expliqué en 4.6. De nombreuses règles de projets relatives aux divers types d'ossature en concrétisent l'application. Leur logique est toujours d'imposer de la façon suivante une hiérarchie entre les éléments structuraux dissipatifs et non dissipatifs:

- l'analyse élastique sous spectre de projet (spectre élastique réduit par q) fournit les sollicitations de calcul dans les éléments non dissipatifs, soit par exemple l'effort axial N_{Ed} dans un poteau de portique; cet élément n'est pas celui où doit se former une zone dissipative, celle-ci devant être située, par exemple, dans une poutre voisine
- la sollicitation de calcul dans cette poutre, par exemple le moment de flexion M_{Ed} , est trouvée comme résultat de la même analyse
- la section de poutre est choisie en respectant $M_{pl,Rd} \geq M_{Ed}$;
- cette section peut être sur-résistante pour 2 raisons :
 - il y a sur-résistance de section Ω , du fait qu'on ne trouve pas une section strictement telle que $M_{pl,Rd} = M_{Ed}$. Alors: $\Omega = M_{pl,Rd} / M_{Ed}$
 - il y a sur-résistance du matériau fourni par rapport à la valeur nominale, ce qui est pris en compte par le facteur γ_{ov}
- le dimensionnement capacitif du poteau, tel que les rotules plastiques se forment dans les poutres alors que les poteaux restent élastiques doit considérer les 2 sources de sur-résistance décrites. L'effort axial sismique de calcul est donc : $1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$. Dans cette expression, 1,1 est un facteur de sécurité.
- Dans certains types de structure ou d'élément structural, l'effort axial sismique de calcul est combiné aux effets gravitaires: $N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$

Et la vérification du poteau est assurée en contrôlant: $N_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$

De nombreuses relations de l' Eurocode 8 correspondent à cette logique qui retient comme facteurs de majoration des sollicitations de calcul des éléments non dissipatifs les facteurs de sur-résistance des éléments dissipatifs: Cl. (4.29) pour toutes les ossatures en portique ; relations (6.6), (6.12), (6.30), (6.31) pour les ossatures en acier et mixtes.

9.10 Ossatures en portiques. Règles de dimensionnement.

Généralités.

Les structures en portique d'acier, forts en vogue dans les bâtiments de grande hauteur aux Etats Unis et au Japon, possédaient jusqu'en 1994 une réputation de structures très ductiles, donc très sûres et parfaitement adaptées au projet parasismique.

Les tremblements de terre de Northridge (Los Angeles, USA, 1994) et de Kobe (Japon, 1995) ont nuancé cette vision. La ruine locale de centaines d'assemblages soudés a mis en évidence la nécessité de mieux soigner la conception et l'exécution des assemblages en bout des poutres.

Critère de projet.

Comme on l'a vu en 5.2.8, les ossatures en portique doivent être conçues pour que les rotules plastiques se forment dans les poutres et non dans les poteaux, sauf à la base de l'ossature, au plancher supérieur des bâtiments multi-étagés et pour les bâtiments à un seul étage.

Ce critère "poutres faibles-poteaux forts" est satisfait si :

- la condition $\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$ expliquée en 7.8.5 est respectée
- les conditions définies dans les paragraphes suivants sont respectées.

L'acceptation des rotules plastiques dans les poteaux à la base de l'ossature correspond au fait qu'elles sont inévitables dans le mécanisme global souhaité (voir Figure 9.12). Des rotules plastiques peuvent être formées dans les poteaux sous le plancher supérieur des bâtiments parce qu'à cet endroit elles ne correspondent pas à un mécanisme de ruine partielle « d'étage », voir Figure 7. 2.

Poutres.

On veut y former les rotules plastiques. La section des poutres doit être suffisante pour reprendre le moment de flexion M_{Ed} calculé dans l'analyse : $M_{pl,Rd} \geq M_{Ed}$

On doit aussi vérifier que :

- les poutres ont une sécurité suffisante contre le déversement ; cette condition doit être vérifiée en supposant qu'il y a formation d'un moment plastique à une extrémité de la poutre – voir Figure 9.25.
- la résistance et la capacité de rotation des rotules plastiques ne sont pas diminuées par les sollicitations de compression et de cisaillement, ce qu'on réalise en vérifiant qu'à l'emplacement

où l'on attend la formation des rotules :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \qquad \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5$$

M_{Ed} , N_{Ed} et V_{Ed} sont respectivement les valeurs de calcul du moment fléchissant, de l'effort normal et de l'effort tranchant; $N_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ sont les résistances de calcul .

$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$ où $V_{Ed,G}$ est la valeur de calcul de l'effort tranchant dû aux actions non sismiques et $V_{Ed,M}$ 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.

$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,B})/L$ est la condition la plus défavorable ; elle correspond à une poutre de portée L avec des zones dissipatives aux deux extrémités. La logique de ce choix est à trouver dans le concept de structure à capacité dissipative: le dimensionnement des zones adjacentes au mécanisme

plastique s'effectue en se référant non pas aux sollicitations de calcul, mais aux sollicitations correspondant à l'existence du mécanisme plastique dans les zones dissipatives.

Si les sections de poutres sont de classe 3, on vérifie les conditions précédentes en remplaçant $N_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ par $N_{el,Rd}$, $M_{el,Rd}$ et $V_{el,Rd}$. Si la condition $\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15$ n'est pas vérifiée, on tient compte de l'interaction M-N dans le calcul du moment plastique.



Figure 9.25. La stabilisation transversale des zones de rotules plastiques sous M^+ et M^- est nécessaire à leur efficacité.

Redistribution de moments dans les poutres.

Sous la combinaison de l'action gravitaire et de l'action sismique, les sollicitations maximales positives et négatives de flexion dans les poutres calculée dans une analyse élastique de la structure peuvent être assez différentes. La section de poutre doit vérifier $\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$ pour la valeur absolue

la plus élevée de M_{Ed} . Cependant, les règles de l'Eurocode 3, qui autorisent une redistribution de moment limitée, restent d'application – Figure 9.26. Utiliser cette possibilité réduit le surdimensionnement de l'ossature, car l'usage de profil de poutres plus faibles conduit aussi à des sections moins importantes de poteaux, puisque celles-ci sont liées aux sections de poutres par la condition $\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$.

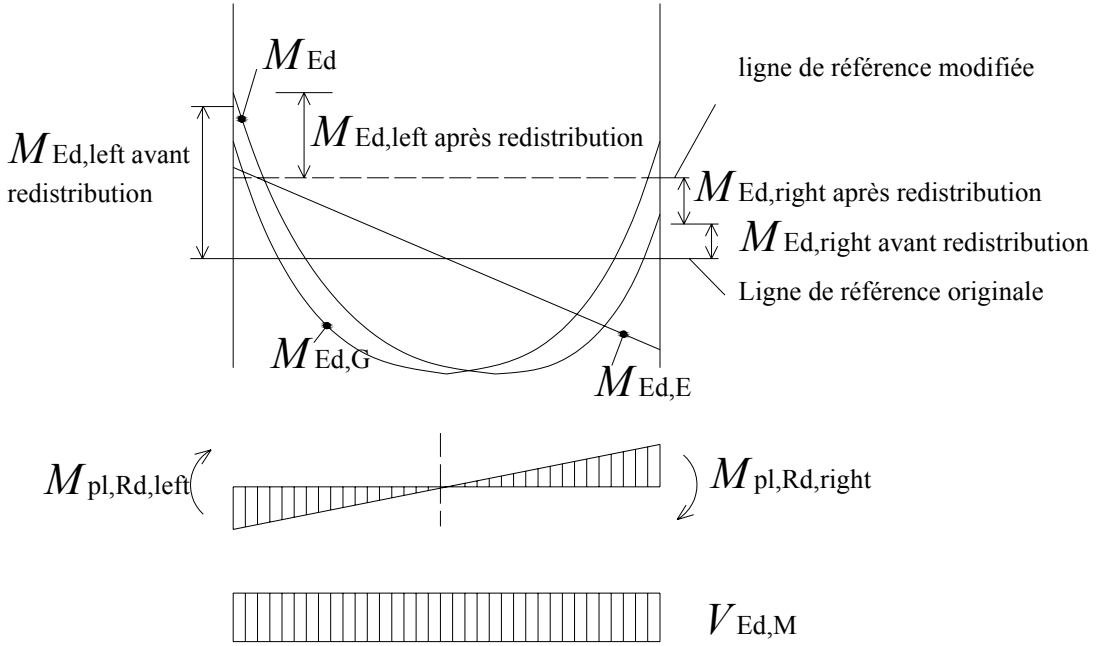


Figure 9.26. Intérêt de la redistribution de moment. Sollicitations dans la situation sismique de calcul. En haut, diagramme : des moments sismiques $M_{Ed,E}$ dûs au séisme, des moments gravitaires $M_{Ed,G}$, de la combinaison $M_{Ed} = M_{Ed,E} + M_{Ed,G}$. En bas : cisaillement sismique $V_{Ed,M}$

Poteaux.

Les poteaux doivent être vérifiés en compression sous la combinaison la plus défavorable de l'effort normal et des moments fléchissants. On calcule N_{Ed} , M_{Ed} et V_{Ed} comme suit :

$$N_{Ed} = 1,1\gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} + N_{Ed,G}$$

$$M_{Ed} = 1,1\gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E} + M_{Ed,G}$$

$$V_{Ed} = 1,1\gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E} + V_{Ed,G}$$

$N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$ et $V_{Ed,G}$ sont respectivement l'effort de compression, le moment fléchissant et l'effort tranchant dans le poteau dûs aux actions non sismiques incluses dans la combinaison d'actions pour la situation sismique de calcul ; $N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$ et $V_{Ed,E}$ sont respectivement l'effort de compression, le moment fléchissant et l'effort tranchant dans le poteau dûs à l'action sismique de calcul ; γ_{ov} est le coefficient de sur-résistance du matériau. Ω est la valeur minimale du coefficient de sur-résistance 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. $M_{pl,Rd,i}$ est le moment plastique de la section choisie pour réaliser la condition $\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$ dans la poutre.

On note que la vérification en flexion du poteau définie ci-dessus est une variante de la condition standard $\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$. Cette variante n'est toutefois utilisable qu'une fois

la structure définie et son analyse effectuée. La condition standard conserve donc tout son intérêt lors du premier dimensionnement.

Dans les zones des poteaux où il est accepté que se forment des rotules plastiques, c'est à dire à la base de l'ossature, au dernier niveau des bâtiments à étages multiples et dans le cas des bâtiments à un seul étage, la vérification doit considérer l'interaction $M-N$, le moment sollicitant dans ces rotules plastiques étant égal à $M_{pl,Rd}$.

L'effort tranchant des poteaux V_{Ed} est limité à: $\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5$

La résistance au cisaillement des panneaux d'âme encadrés des assemblages poutres - poteaux (voir Figure 9.27) doit respecter la condition : $\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1,0$.

$V_{wp,Ed}$ est la valeur de calcul du cisaillement dans le panneau d'âme, dû aux effets des actions, en tenant compte de la résistance plastique des zones dissipatives adjacentes dans les poutres ou les assemblages. $V_{wp,Rd}$ est la résistance plastique au cisaillement du panneau d'âme, calculée en négligeant l'effet de l'effort normal et du moment fléchissant sur cette résistance. Si le panneau d'âme est susceptible de voiler (âme élancée), la condition devient: $V_{wp,Ed} < V_{wb,Rd}$ où $V_{wb,Rd}$ est la résistance au cisaillement vis-à-vis du voilement du panneau d'âme « encadré ».

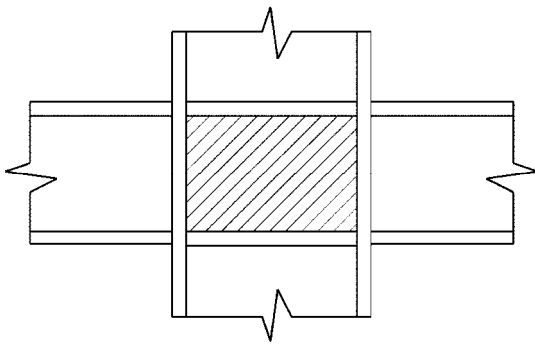


Figure 9.27. Panneau d'âme de poteau « encadré ».

En raison de l'existence en situation sismique de moments de flexion plastiques de signes opposés en bout des poutres aboutissant au nœud -Figure 9.28-, le cisaillement de calcul $V_{wp,Ed}$ appliqué au panneau d'âme du poteau est important.

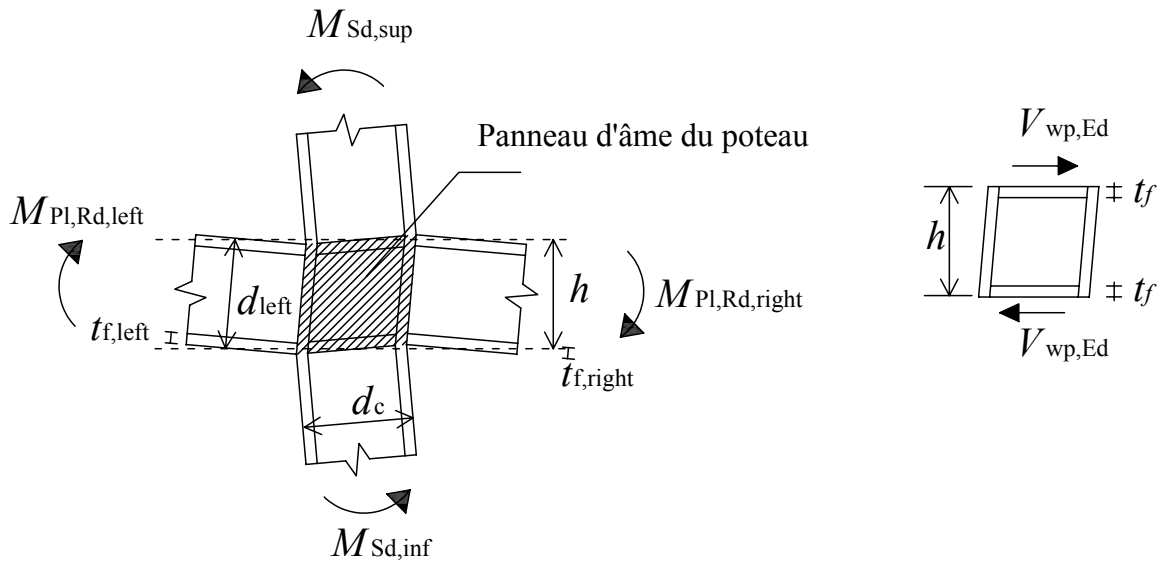


Figure 9.28 . Sollicitation du panneau d'âme raidi d'un poteau.

Si ces moments plastiques se développent dans les sections de poutres directement adjacentes au poteau, la sollicitation de cisaillement du panneau $V_{wp,Ed}$ est égale à :

$$V_{wp,Ed} = M_{pl,Rd, gauche} / (d_{gauche} - 2t_{f,gauche}) + M_{pl,Rd, droite} / (d_{droite} - 2t_{f,droite}) + V_{Sd, poteau}$$

Si ces moments plastiques se développent à une distance D de l'aile du poteau, les moments $M_{pl,Rd}$ de la relation précédente doivent être remplacés par les moments M_{Sd} suivants :

$$M_{Sd,gauche} = M_{pl,Rd, gauche} + V_{Ed,M,gauche} \times D \quad \text{et} \quad M_{Sd,droite} = M_{pl,Rd, droite} + V_{Ed,M,droite} \times D$$

Le cisaillement de calcul $V_{wp,Ed}$ est généralement supérieur à la résistance au cisaillement $V_{wp,Rd}$ du panneau d'âme des poteaux réalisés avec des profils laminés, ce qui oblige à placer des plats de renfort, soit soudés sur l'âme, soit placés parallèlement à celle-ci. Figure 9.29. Les soudures d'assemblage des renforts doivent être au moins aussi résistantes que les renforts eux-mêmes.

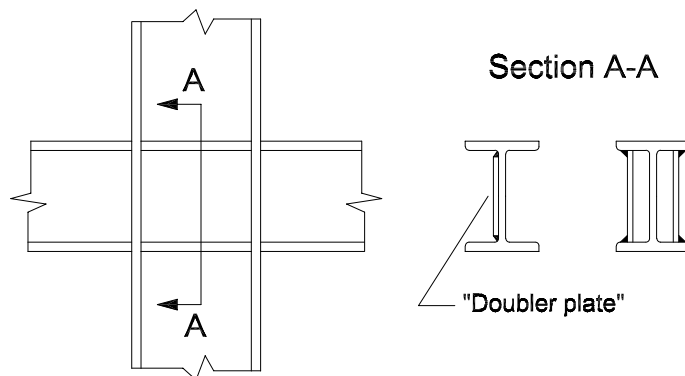


Figure 9.29. Deux options de renfort au cisaillement du panneau d'âme de poteau.

Note. La condition $\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1,0$ reflète une décision quant à l'acceptabilité de déformations

plastiques en cisaillement du panneau d'âme. On sait que ce mécanisme plastique est très

ductile et stable. Toutefois, deux raisons justifient de ne pas le retenir comme phénomène dissipatif de base dans les ossatures en portique:

- le mécanisme global défini comme critère de projet est de type “poutres faibles- poteaux forts”, afin de former des zones plastiques à chaque niveau du bâtiment et d’éviter un mécanisme d’étage (“étage mou”); dans ce concept, les poteaux restent complètement élastique; accepter les plastifications en cisaillement des panneaux d’âme irait à l’encontre de ce concept. Figure 9.30.
- les déformations de cisaillement des panneaux d’âme impliquent la flexion plastique locale des ailes des poteaux au niveau de l’assemblage des raidisseurs transversaux. Si la poutre est soudée au poteau, cette flexion locale ajoute des déformations plastiques dans la zone la plus sollicitée, ce qui peut entraîner des fissurations par excès d’allongement local et la ruine de l’assemblage. Figure 9.31.

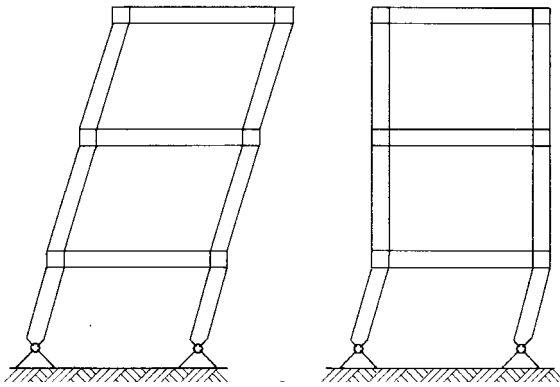


Figure 9.30. Le cisaillement de panneaux donne-t-il un mécanisme global ?

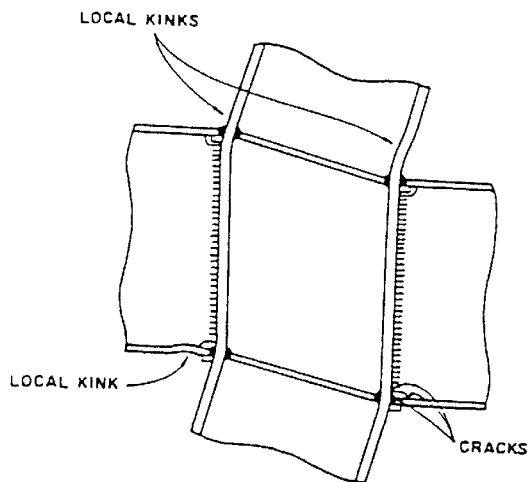


Figure 9.31. La flexion d’aile de poteau résultant de la déformation de cisaillement du panneau d’âme contribue à sur-solliciter les soudures de poutre.

La condition $\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1,0$ signifie en fait qu’on accepte des déformations plastiques limitées

du panneau d’âme, puisqu’on accepte une simultanée de plastification dans la poutre et dans le panneau d’âme. Cette décision est supportée par les essais, qui montrent que les

comportements d'assemblages les plus ductiles sont observés dans ce cas. Toutefois, l'Eurocode 8 impose que, si des expériences sont effectuées pour évaluer la capacité de rotation plastique θ_p , la déformation de cisaillement du panneau d'âme du poteau ne peut pas représenter plus de 30 % de θ_p (voir définition de θ_p ci-après).

On notera enfin que la relation $\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \leq 1,0$ est moins ouverte qu'il ne paraît à des

déformations plastiques du panneau d'âme. En effet, la résistance de calcul de l'acier au cisaillement utilisée pour évaluer $V_{wp,Rd}$ est égale à $f_y / \sqrt{3}$, mais les essais cycliques sur panneaux d'acier cisailé – voir Figure 9.8- montrent que passé le 1^{er} cycle cette résistance est égale à f_y , ce qui réduit la probabilité de déformations de cisaillement trop importantes du panneau d'âme.

Assemblages poutre-poteau.

Les zones dissipatives peuvent se trouver en section courante des poutres ou dans les assemblages poutres-poteaux.

Il faut qu'indépendamment de l'emplacement prévu des zones dissipatives la capacité de rotation de la zone de rotule plastique θ_p soit supérieure à :

- 35 mrad pour les structures appartenant à la classe de ductilité DCH.
- 25 mrad pour les structures de classe de ductilité DCM où $q > 2$.

θ_p est une capacité de rotation sous chargements cycliques, qui doit être assurée sans qu'il y ait dégradation de résistance et de rigidité supérieure à 20 %. La rotation θ_p est définie comme:

$$\theta_p = \delta / 0,5L$$

δ flèche de la poutre au milieu de la travée (voir Figure 9.32)

L portée de la poutre.

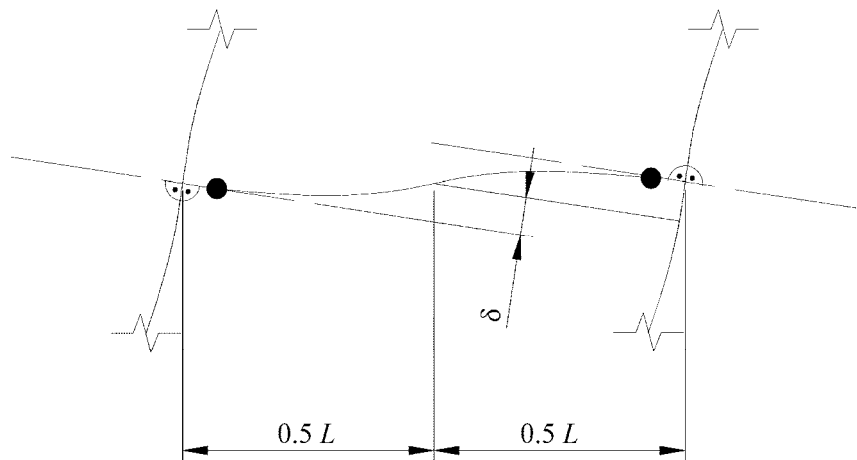


Figure 9.32. Définition de θ_p dans l'Eurocode 8.

Les capacités de rotation requises ainsi définies ne sont pas reliées à la demande de rotation plastique correspondant à une structure particulière dans une zone de séismicité donnée. On peut s'en étonner. En fait elles correspondent à une situation exigeante : séismicité élevée, structures raides. La hauteur des profils utilisés dans la construction de bâtiment en Europe dépasse rarement 500 mm ; dans ce cas, les études expérimentales montrent que les capacités de rotation θ exigées sont atteintes sans difficulté, si les assemblages sont bien conçus et bien exécutés. Les critères fixés (25 mrad, 35 mrad) sont plutôt des seuils séparant les mauvaises conceptions, qui rompent vers 10 mrad, des conceptions saines, qui atteignent 50 mrad et plus.

Si des assemblages à résistance partielle sont utilisés, le dimensionnement en capacité des poteaux se réfère à la capacité plastique de ces assemblages. Il faut aussi que la stabilité des éléments connectés aux assemblages soit démontrée à l'état limite ultime et que l'effet des déformations des assemblages sur le déplacement horizontal soit calculé par une analyse globale statique non linéaire (en poussée progressive) ou une analyse temporelle non linéaire.

Si les zones dissipatives sont dans les poutres, chaque assemblage fait l'objet d'un dimensionnement capacitif par rapport à la poutre qu'il attache : $M_{Rd,connection} \geq \pm 1,1 \gamma_{ov} M_{pl,Rd,beam}$

Cette dernière condition est beaucoup plus exigeante que la condition du projet statique et elle influence significativement les dimensions et le coût des assemblages. Figure 9.24.

La vérification au cisaillement de l'assemblage s'écrit comme suit :

$$V_{Rd,connection} \geq V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E}$$

Ces symboles ont été définis pour les relations de vérification des poteaux.

Les conditions à vérifier pour la résistance en flexion et au cisaillement des assemblages ont une conséquence qu'il faut mettre en évidence, parce qu'elle peut être capitale dans le cas d'assemblage où les ailes de la poutre sont soudées à l'aile du poteau et où l'âme de la poutre est fixée au poteau par l'intermédiaire d'un gousset soudé au poteau. Figure 9.33.

La résistance plastique en flexion de la poutre $M_{pl,Rd,beam}$ est la somme du moment plastique des ailes

$$M_{pl,flanges} = b_f t_f f_y (d + t_f) \text{ et du moment plastique de l'âme } M_{pl,web} = t_w d^2 f_y / 4.$$

Les soudures bout à bout des ailes de poutre à l'aile du poteau ou à un plat d'extrémité assure sans difficulté la transmission du moment $M_{pl,flanges}$, mais il est impératif de dimensionner l'assemblage d'âme pour transmettre $M_{pl,web}$, en respectant la condition :

$$M_{Rd,web,connection} \geq 1,1 \gamma_{ov} M_{pl,web} = 1,1 \gamma_{ov} t_w d^2 f_y / 4$$

Si l'assemblage d'âme est réalisé à l'aide d'un gousset, cette dernière condition implique :

- un gousset plus résistant que l'âme de la poutre ;

- des soudures en haut et en bas du gousset, en plus des soudures d'angle verticales assurant la transmission du cisaillement.

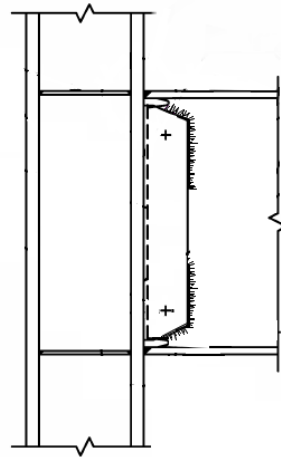


Figure 9.33. Assemblage de poutres où les ailes sont soudées à l'aile du poteau et où l'âme est soudée à un gousset soudé sur l'aile du poteau ; les boulons servent en phase de montage.

Assemblages en travée.

Le dimensionnement en capacité s'applique aussi aux assemblages des poutres en travée : ceux ci doivent transmettre un moment de flexion et un cisaillement cohérent avec l'hypothèse de zones dissipatives d'extrémité. Ainsi, le moment sollicitant dans la section CC de la Figure 9.34 doit être établi en considérant :

$$M_A = M_B = M_{pl,Rd}$$

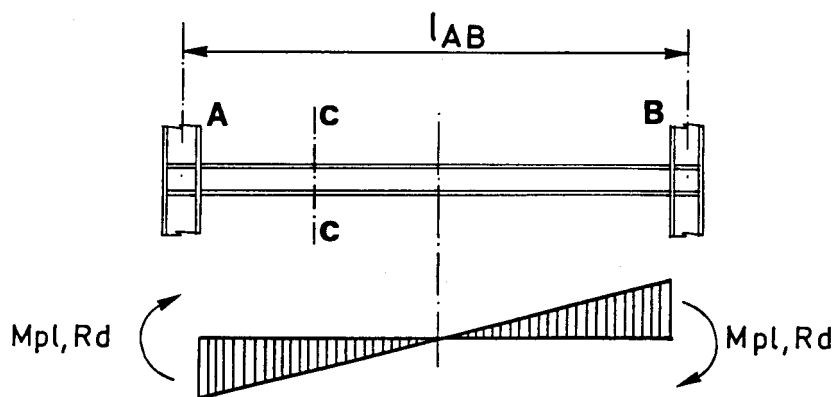


Figure 9.34. Diagramme des moments de flexion à l'ELU sous action sismique horizontale en section courante d'une poutre de portique.

9.11 Conception des assemblages poutre - poteau des ossatures en portique.

Il existe beaucoup de configurations possibles de la zone de bout de poutre et des assemblages poutre - poteau dans les portiques. Une conception saine a pour principe d'éviter les concentrations de contraintes – voir 9.7.

Les zones dissipatives peuvent être situées dans les assemblages, s'ils sont à résistance partielle ou semi-rigides. On utilise alors des composants de diverses natures, platines d'extrémité flexible, cornières, dont on a dit en 9.2 qu'ils possédaient des capacités dissipatives. Il n'existe pas à l'heure actuelle de méthode validée d'évaluation de la capacité de rotation des assemblages à résistance partielle soumis à des déformations plastiques alternées cycliques ; le potentiel de développement est grand.

Les rotules plastiques sont classiquement situées dans les poutres, pas seulement à cause du manque de données sur les assemblages partiellement résistants, mais aussi parce que les ossatures en portique étant par nature très flexibles, l'ajout d'une flexibilité à l'assemblage doit être compensé par l'usage de profils plus raides et donc plus coûteux que si les assemblages sont « rigides ».

Si on utilise des assemblages « rigides », on peut viser deux objectifs différents quant à la localisation de la zone de « rotule plastique » :

1. La rotule plastique est formée dans une section immédiatement adjacente à l'aile du poteau. C'est la situation normale avec des assemblages de conception classique (voir Figure 9.24b).
2. La rotule plastique est déplacée à quelque distance de l'aile du poteau, de manière à séparer les déformations plastiques de la rotule plastique des concentrations de contraintes de l'assemblage.

Des campagnes expérimentales effectuées en Europe ont montré que des assemblages classiques du type montré à la Figure 9.24b permettent d'atteindre sans problème les capacités de rotation plastique requises, à condition d'utiliser des matériaux de base, des soudures, des préparations et procédés de soudage convenables : chanfreins en K des ailes, reprise de soudage au dos, etc. Cependant, aux Etats Unis, où les dégâts consécutifs au séisme de Northridge (1994) ont provoqué une remise en question totale des assemblages soudés, l'accent a été mis sur des conceptions dans lesquelles la rotule plastique est formée à quelque distance de l'aile du poteau. Cet objectif peut être atteint en utilisant 2 stratégies différentes:

- a. le renforcement de l'assemblage. Figure 9.35.
- b. l'affaiblissement de la poutre, dont on réduit la section en retaillant les ailes du profil. Figure 9.36.

Cette 2e idée, originellement développée à l'Université de Liège en 1990 (Plumier, 1990) est largement utilisée aux Etats-Unis, où elle est désignée comme « RBS » (Reduced Beam Section) ou « dogbone » (« os de chien », vu sa forme –Figure 9.36). Des essais ont établi la meilleure géométrie de découpe, voir Figure 9.37.e), ainsi que l'état de surface des coupes nécessaire pour éviter

l'amorçage prématuré de fissures dans la zone de section réduite : meulage à blanc des traces d'oxycoupage.

On montre les stratégies de renforcement et d'affaiblissement aux Figures 9.35 et 9.36.a).

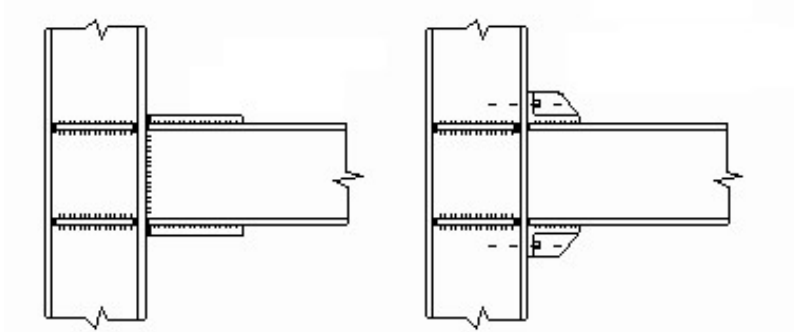


Figure 9.35. Stratégie de renforcement de l'assemblage.

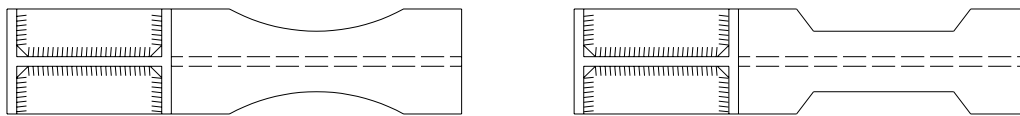


Figure 9.36. Stratégie d'affaiblissement de la poutre par réduction de largeur des ailes.

On peut montrer que la réduction des sections des poutres n'implique pas de passer à des profils de section supérieurs. Ceci est dû :

- au caractère très local des réductions de section, qui influence peu la flexibilité de l'ossature et donc influence peu
 - les périodes de l'ossature
 - les sollicitations
 - l'effet $P-\Delta$
- au fait que les dimensions des barres des ossatures en portique sont presque toujours fixées par la nécessité de donner à l'ossature assez de raideur, ce qui conduit à des ossatures surabondantes en résistance.

Ainsi, dans l'exemple de prédimensionnement d'une ossature en portique présenté au Chapitre 15, les sections de poutres nécessaires pour satisfaire les critères de déformation sont des IPE500:

$$M_{pl,Rd} = 2194 \cdot 10^3 \times 355 = 778,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 591,4 \text{ kNm}$$

Il y a donc surrésistance et une réduction locale de section est possible, par un facteur de l'ordre de $778 / 591 = 1,31$ (un peu plus en réalité, du fait de la position de la rotule plastique écartée du poteau en cas de RBS, voir Figure 9.38 et le paragraphe relatif à la conception des affaiblissements de section).

Cette réduction de section réduit évidemment la résistance de l'ossature, qui reste pourtant surabondante quant à sa résistance plastique globale.

En effet, la résultante horizontale de cisaillement de calcul F_{bX} par file de portique vaut : $F_{bX} = 586 \text{ kN}$

Le mécanisme global plastique implique :

- 4 rotules en pied des poteaux soit 2 suivant l'axe faible et 2 suivant l'axe fort
- 36 rotules plastiques en bout des poutres.

Le travail virtuel de la résultante globale de cisaillement V_u dans la structure inclinée de Ψ vaut :

$$W_e = 2/3 H V_u \Psi$$

$$H = 17,4 \text{ m} = 17,4 \cdot 10^3 \text{ mm} \text{ et } W_e = 11599 V_u \Psi$$

Le travail virtuel intérieur à l'ossature, en supposant toutes les rotations plastiques θ égales dans toutes les rotules plastiques vaut :

$$W_i = 2 \Psi (M_{pl, \text{ poteau, axe faible}} + M_{pl, \text{ poteau, axe fort}}) + 36 \Psi M_{pl, \text{ poutre}}$$

$$M_{pl, \text{ poteau, axe faible}} = 693 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \quad M_{pl, \text{ poteau, axe fort}} = 1674 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \quad M_{pl, \text{ poutre}} = 778 \cdot 10^6 \text{ Nmm}$$

La relation $W_i = W_e$ permet de calculer V_u , résistance du mécanisme global au cisaillement. On

trouve : V_u sans réduction de section des poutres : $V_u = 2825 \text{ kN} \gg F_{bX} = 586 \text{ kN}$

V_u avec réduction de section des poutres : $V_u = 2074 \text{ kN} \gg F_{bX} = 586 \text{ kN}$

Cette évaluation est approchée, car elle ignore l'effet $P-\Delta$, mais elle montre bien pourquoi la réduction locale de sections est une option économiquement intéressante :

- les assemblages transmettent des sollicitations réduites et sont donc moins coûteux
- la sécurité est similaire, car la résistance globale en cisaillement V_u reste largement supérieure à la résultante horizontale de cisaillement de calcul F_{bX}

Conceptions recommandées des détails d'assemblage.

Il existe à l'heure actuelle des guides de conception des assemblages poutre – poteau pour les ossatures en portiques autostables (FEMA2000, CISC2000, AISC2000, Guide AFPS2005). Ils sont le résultat d'importants efforts de recherche développés à ce sujet depuis 1995. Dans le contexte des pays appliquant l'Eurocode 8, les informations explicites se trouvent dans les Annexes Nationales d'application de ce code. Les trois principes de conception définis plus haut (rotule plastique adjacente à l'assemblage, stratégie de renforcement de poutre, stratégie d'affaiblissement de section) peuvent être appliqués.

On associe au Tableau 9.3 conceptions d'assemblage et Classes de Ductilité. On montre ces conceptions d'assemblages aux Figures 9.37a) à 9.37f). Il faut remarquer que :

- d'autres types d'assemblage que ceux du Tableau 9.3 sont acceptables et mentionnés dans les références FEMA2000 et AISC2000, en particulier des assemblages à résistance partielle et des assemblages brevetés ;
- ces références fournissent des indications détaillées à propos du métal de base, du métal d'apport des joints soudés et de la géométrie des détails (lunules dans l'âme de poutres, etc) ;

- certaines références définissent un nombre très restreint d'assemblages adéquats, ceux qui sont de la manière la plus certaine capables d'assurer une ductilité élevée (3 assemblages seulement dans la référence CISC2000 par exemple) ;
- il existe de légères divergences entre les références à propos des assemblages correspondant à une classe de ductilité donnée.

C'est en particulier le cas de l'assemblage où les ailes sont soudées et l'âme boulonnée à un gousset (type marqué * au Tableau 9.3, Figure 9.37 a)). Cette association de composants soudés et boulonnés dans une même section résistante, qui correspond à un mélange de "dur" et de "mou" ; peut entraîner la surcharge du « dur » (les soudures) et une ruine prématurée sans grande capacité de rotation. Ceci explique pourquoi cet assemblage est classé en basse Ductilité DCL (Eurocode 8) ou OMF (AISC).

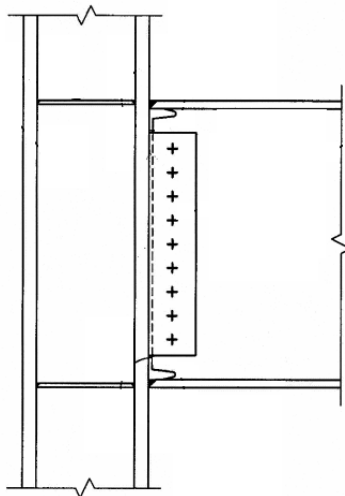


Figure 9.37.a. Type d'assemblage de poutre – poteau peu ductile et peu recommandé: les ailes sont soudées alors que l'âme est boulonnée.

Tableau 9.3. Type d'assemblage et applicabilité dans une Classe de Ductilité

Description de l'assemblage	Classe de Ductilité Maximum autorisé	
	Europe	USA
Ailes de poutre soudées, âme de poutre boulonnée à un gousset d'âme soudé à l'aile du poteau. Fig. 9.37.a	DCL *	OMF*
Ailes de poutre soudées, âme de poutre soudée à un gousset d'âme soudé à l'aile du poteau. Fig. 9.34	DCH	SMF
Ailes de poutre boulonnées, âme de poutre boulonnée à un gousset d'âme soudé à l'aile du poteau. Fig. 9.37.b	DCH	SMF
Platine d'extrémité non raidie soudée à la poutre et boulonnée à l'aile du poteau par 4 rangées de boulons. Fig.9.37.c	DCH	SMF
Platine d'extrémité raidie soudée à la poutre et boulonnée à l'aile du poteau par 8 rangées de boulons. Fig. 9.37.d	DCH	SMF
Poutre avec réduction de section. Ailes soudées, âme de poutre boulonnée à un gousset d'âme soudé à l'aile du poteau. Fig. 9.37.e	DCH	SMF
Poutre avec réduction de section. Platine d'extrémité non raidie soudée à la poutre et boulonnée à l'aile du poteau par 4 rangées de boulons. Comme Fig. 9.37.a, mais avec réduction de largeur des ailes	DCH	SMF

*Toléré en DCM (équivalent à IMF) dans certains pays.

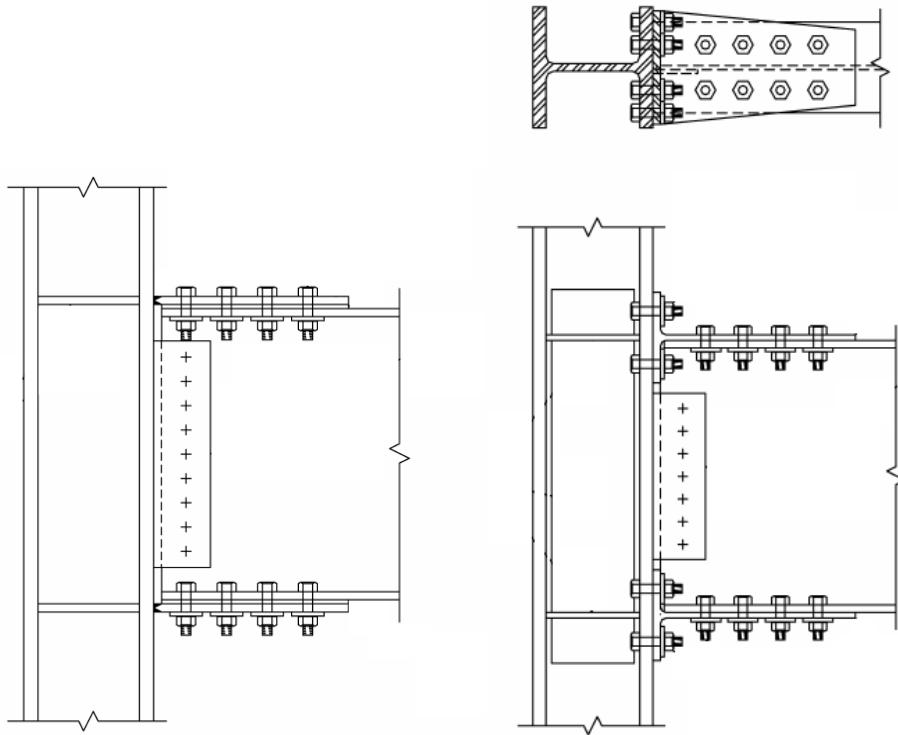


Figure 9.37.b. Ailes boulonnées ; âme boulonnée à un gousset soudé à l'aile du poteau.
A gauche : assemblages avec des plats. A droite : assemblages avec deux T.

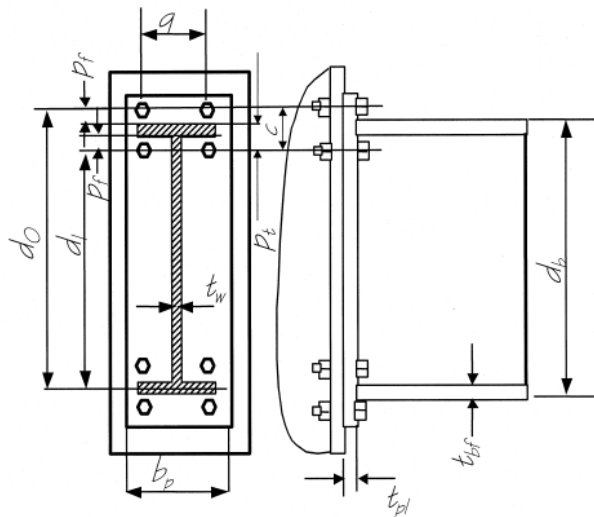


Figure 9.37.c. Assemblage par platines d'à bout non raidies soudées à la poutre et boulonnées à l'aile du poteau par 4 rangées de boulons.

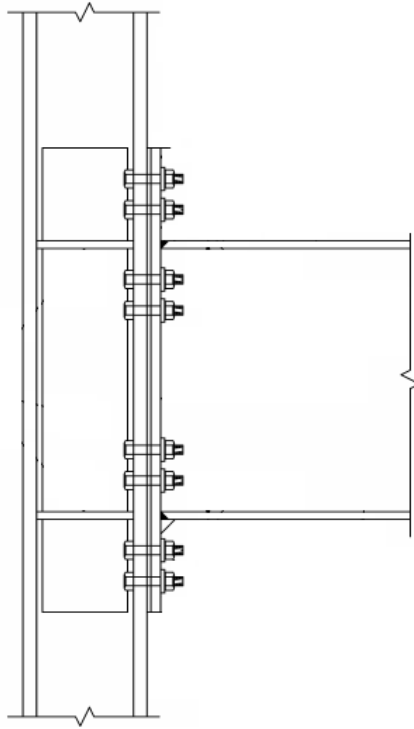


Figure 9.37.d. Assemblage par platines d'à bout raidies soudées à la poutre et boulonnées à l'aile du poteau par 8 rangées de boulons.

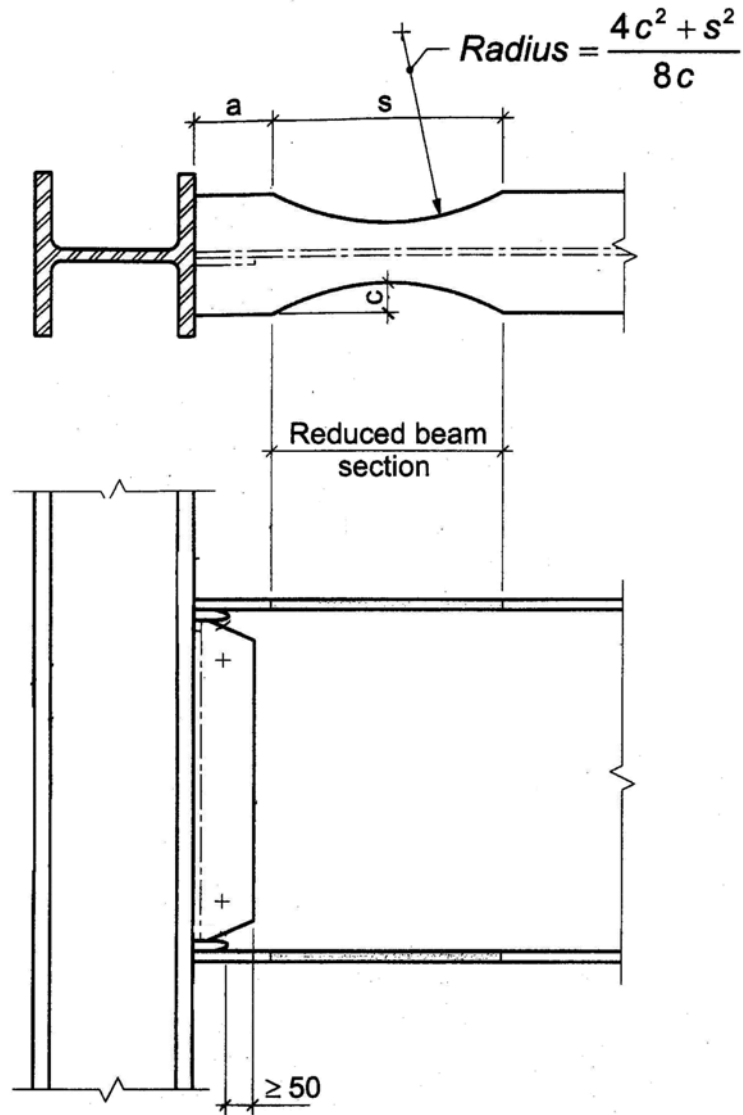


Figure 9.37.e. Poutre avec réduction de section « dogbone » (os de chien, vu sa forme) ou « RBS » (Reduced Beam Section). Ailes soudées, âme soudée à un gousset soudé à la semelle du poteau.

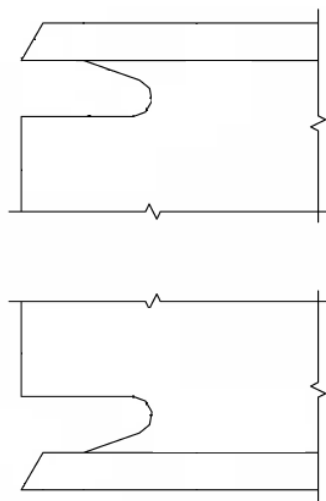


Figure 9.37.f. Détail des lunules suivant FEMA 350 [7].

Conception des affaiblissements de section.

La meilleure découpe d'un affaiblissement de section est circulaire et correspond à la Figure 9.37.e. Cette découpe respecte les conditions géométriques suivantes. La longueur s de la découpe circulaire et la distance a entre le début de la coupe et l'aile du poteau sont définies par :

$$0.5 b \leq a \leq 0.75 b \qquad 0.65h \leq s \leq 0.85h$$

b est la largeur de l'aile de poutre et h la hauteur de la poutre.

La profondeur c de la découpe est telle que : $0.20 b \leq c \leq 0.25 b$

On peut alors calculer le moment de flexion plastique $M_{pl,Rd,RBS}$ de la section réduite, puisque la largeur d'aile réduite vaut : $b_e = b - 2c$

Comme la rotule plastique se forme à une distance $X = a + s/2$ de l'aile du poteau, le moment appliqué à l'assemblage poutre poteau vaut :

$$M_{Ed,connection} = M_{pl,Rd,RBS} + V_{Ed,E} \times X$$

Dans cette expression, $V_{Ed,E} = 2 M_{pl,Rd,RBS} / L'$. L' est la distance entre les rotules plastiques situées aux extrémités gauche et droite de la poutre. – Voir Figure 9.38.

Si $M_{Rd,connection} \geq 1,1 \gamma_{ov} M_{Ed,connection}$, l'assemblage est adéquat.

Si la section critique est située à l'axe du poteau (comme dans le cas du panneau d'âme de poteau), le moment de flexion à prendre en compte vaut :

$$M_{Ed,column} = M_{pl,Rd,RBS} + V_{Ed,E} \times X'$$

Avec: $X' = X + h_c/2$

La vérification de cisaillement à l'assemblage s'écrit : $V_{Rd,connection} \geq V_{Ed} = V_{Ed,G} + I, I \gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E}$

Le panneau d'âme de poteau doit être vérifié sous l'action combinée de $M_{Ed,connection}$ et V_{Ed} .

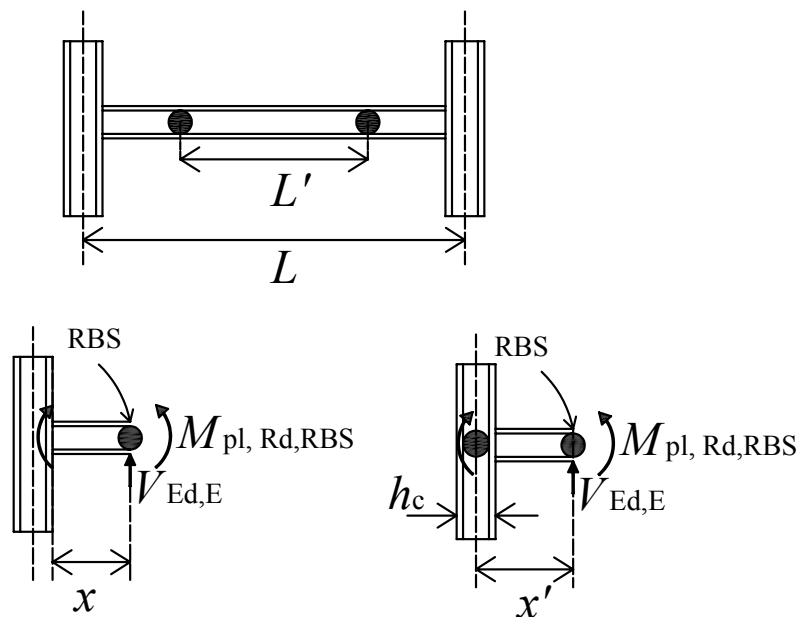


Figure 9.38. Calcul du moment et de l'effort tranchant de calcul dans l'assemblage au voisinage d'une réduction de section de poutre.

9.12 Ossatures avec triangulation à barres centrées.

Aspects spécifiques du comportement des ossatures à triangulations centrées.

Le comportement des mailles triangulées soumises à une action cyclique correspondant à un séisme rend difficile la définition de méthodes d'analyse simples.

Dans le domaine élastique, les diagonales comprimées et tendues participent à la raideur et à la résistance de la maille.

Mais après un premier flambement, le comportement d'une diagonale comprimée se dégrade, tant en raideur qu'en résistance (voir Figure 9.39). Ce comportement est influencé par l'élancement de la barre, la dégradation des boucles d'hystérésis étant plus rapide si la barre est plus élancée.

Ce comportement évolutif en compression au cours des cycles conduit à des approches de projet différentes selon qu'on tient compte ou non d'une collaboration des diagonales comprimées à la résistance du contreventement. Dans l'Eurocode 8, l'analyse standard proposée est du type « diagonales tendues seules présentes » pour les mailles en X, mais pour les mailles en V ou Λ on compte aussi sur les diagonales comprimées.

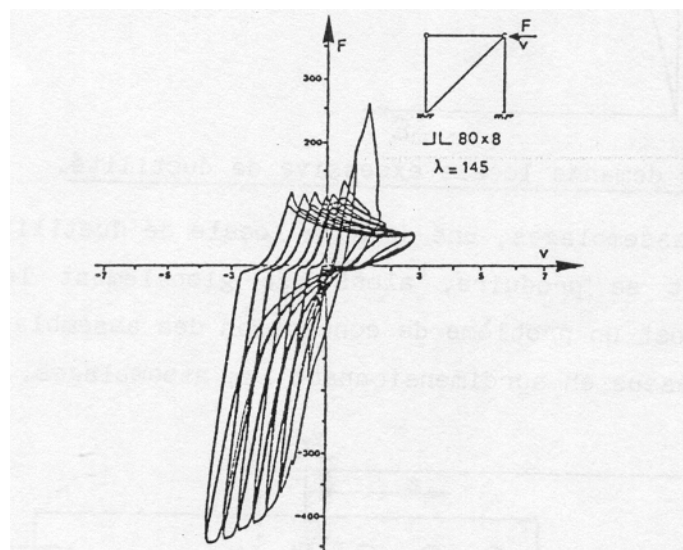


Figure 9.39. Comportement d'une maille triangulée sous action cyclique alternée.

De nouvelles conceptions d'ossatures à triangulations centrées évitent les problèmes d'analyse liés au comportement des diagonales comprimées, en empêchant le flambement de se produire, grâce à :

- des assemblages dissipatifs dont la résistance plastique est inférieure à la résistance des diagonales au flambement. Voir 9.13. et Figure 9.47.
- des sections spéciales de diagonales, où la barre transmettant l'effort est insérée dans un tube, qui ne reprend pas d'effort axial, mais soutient latéralement la section active et empêche son flambement. Voir 9.14 et Figure 9.49.

Objectif du projet dissipatif d'ossatures avec triangulation à barres centrées.

L'objectif du projet est de former un mécanisme global plastique dans lequel:

- les zones plastiques sont les diagonales ou leurs assemblages
- il n'y a ni flambement, ni voilement des poutres et poteaux.

La figure 9.40 a) présente le mécanisme global plastique visé et la Figure 9.40 b) un mécanisme plastique local et donc non souhaitable.

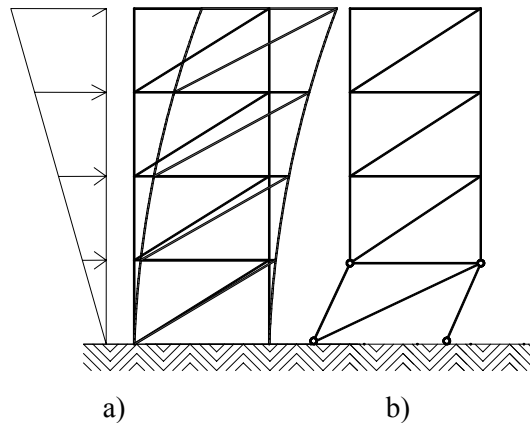


Figure 9.40

- a). Mécanisme global plastique défini comme objectif pour les ossatures à triangulation centrée en X.
 b). Mécanisme d'étage, à éviter (c'est un exemple de mécanisme de ruine partiel que l'on cherche à contrecarrer par la condition d'homogénéité des rapports $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$ des diagonales).

Vu la différence dans la prise en compte des diagonales comprimées dans les triangulations en X et en V ou Λ , l'analyse standard et certains critères proposés dans l'Eurocode 8 sont différents pour ces 2 types de triangulation. On les présente séparément pour ces deux topologies.

Les triangulations en K ne peuvent être dissipatives – voir Figure 9.11.

De façon générale, les éléments diagonaux de triangulation doivent être placés de telle sorte que la structure présente à chaque étage des caractéristiques forces/déplacements semblables pour chaque sens de l'action sismique. Pour cela, on respecte :

- à chaque étage : $\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05$ où A^+ et A^- sont les aires des projections horizontales des sections droites des diagonales tendues, lorsque les actions sismiques horizontales ont respectivement une direction positive et une direction négative (voir Figure 9.41).
- une condition d'homogénéité des surrésistances de section Ω_i des diagonales dissipatives, expliquée plus loin.

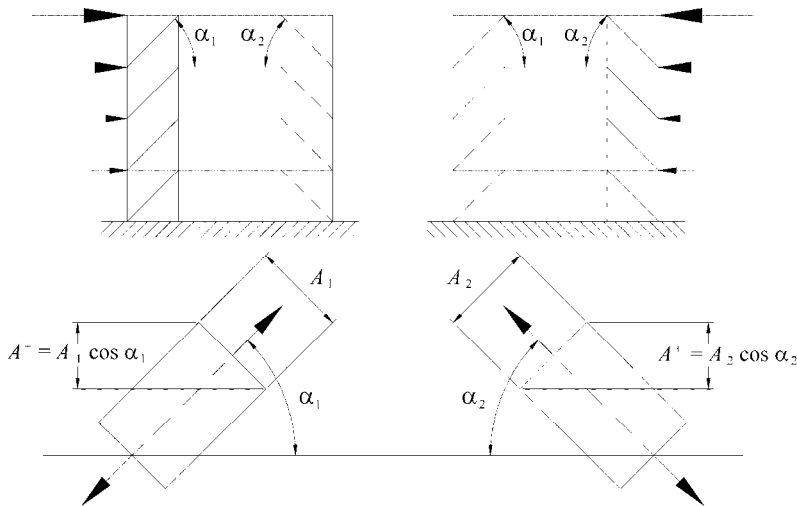


Figure 9.41. Symétrie des contreventements.

Analyse des ossatures à triangulation en X.

L'analyse standard s'effectue en considérant que :

- sous charge gravitaire, seules les poutres et poteaux sont présents dans le modèle ;
- sous l'action sismique, seule la diagonale tendue est présente dans le modèle. Figure 9.45.

Comme la stabilité est réalisée en ne considérant que les diagonales tendues, qui ne sont pas sujettes à instabilité, le coefficient de comportement attribué aux contreventements en X est élevé : $q = 4$.

On peut effectuer l'analyse des contreventements en X en tenant compte aussi des diagonales comprimées, par une analyse non linéaire statique ou dynamique tenant compte des résistances des diagonales avant et après flambement sous des sollicitations cycliques et élasto-plastiques.

Le modèle proposé ci-dessus pour l'analyse élastique de la réponse sismique est « artistique », au sens « art de l'ingénieur ». La raideur d'un modèle de structure dans lequel les diagonales comprimées sont absentes est, aux premiers instants du séisme, inférieure à la raideur réelle, de sorte que les sollicitations calculées sont aussi inférieures à la réalité ; ceci résulte de la forme du spectre de réponse en accélération, qui présente une branche descendante pour des périodes T croissantes.

La structure modèle, où la moitié des diagonales réelles sont absentes, pourrait aussi, si on n'y prenait garde au moyen de conditions adéquates (voir la conditions sur $\bar{\lambda}$ et la Figure 9.42), conduire à la sous-estimation de la résistance globale maximum de la structure réelle, qui est atteinte lors du 1^{er} flambement des diagonales comprimées et des sollicitations correspondantes dans les éléments non dissipatifs (poutres et poteaux). Par contre, la résistance plastique globale de la structure est sous-estimée en négligeant la résistance post élastique des diagonales comprimées.

Dimensionnement des diagonales dans les triangulations en X.

La résistance plastique $N_{pl,Rd}$ de la section brute des diagonales doit vérifier: $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed,E}$

L'élancement relatif $\bar{\lambda}$ est limité: $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$.

Aucune limite ne s'applique à $\bar{\lambda}$ dans les structures ne comportant pas plus de deux niveaux (bâtiment R+1).

La limite inférieure 1,3 est définie pour éviter une surcharge des poutres et poteaux pendant la phase précédant le flambement. A ce moment, tant les diagonales comprimées que tendues sont actives et offrent égales raideurs et résistances. Il y a une limite supérieure à la résistance élastique V_{mit} offerte par une maille triangulée: elle est atteinte lorsque la sollicitation de la diagonale comprimée est égale à sa résistance au flambement. Alors, la réponse de la maille triangulée s'approche de la situation « idéalisée » définie pour l'analyse : c'est la diagonale tendue qui apporte l'essentiel de la raideur et de la résistance, car ces caractéristiques chutent fortement dans la barre comprimée flambée. Si les diagonales sont trop trapues, la résistance maximale élastique V_{max} offerte par la maille triangulée avant flambement de la diagonale comprimée peut être supérieure à la résistance plastique $V_{pl,Rd}$ offerte dans la situation « idéalisée » de l'analyse élastique où une seule diagonale tendue est considérée présente. Figure 9.42. Ce sera le cas si : $\chi = N_{Rd,flambement} / N_{pl,Rd} > 0,5$. La condition $\bar{\lambda} \geq 1,3$ correspond à un facteur de réduction de résistance χ qui vaut au maximum 0,47 et évite une sur-sollicitation des poteaux et poutres lors du 1^{er} flambement des diagonales .

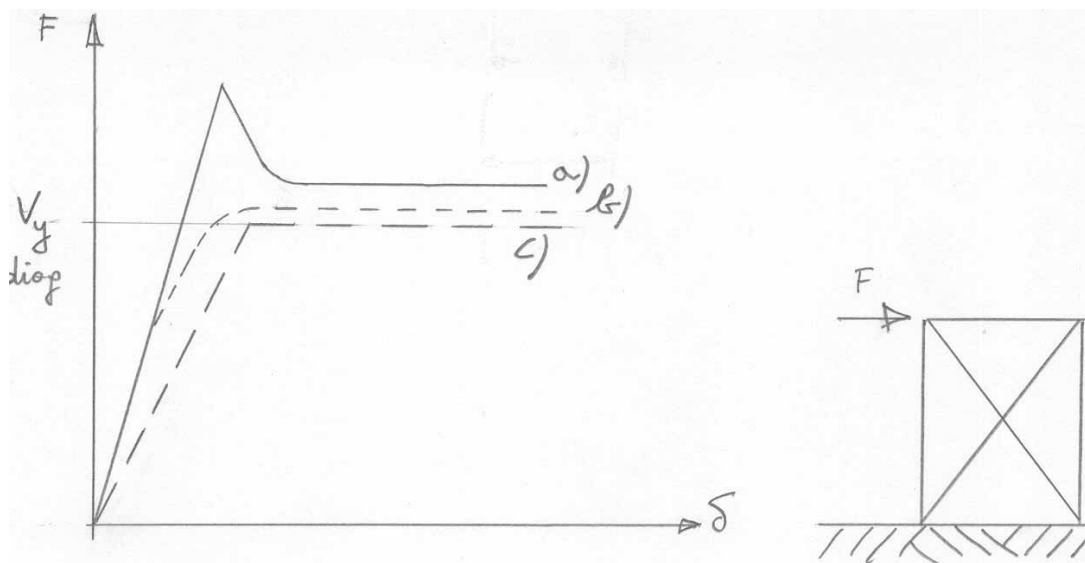


Figure 9.42. Lois de comportement Force F – Déplacement δ d'une maille avec triangulation à barres centrées a) ne respectant pas la condition $\bar{\lambda} \geq 1,3$ b) respectant cette condition c) du modèle de calcul de l'Eurocode 8.

La limite supérieure $\bar{\lambda} = 2,0$ a une justification liée aux phénomènes dynamiques dans la charpente. Lors des oscillations alternées de la structure sous séisme, des diagonales très élancées peuvent subir, après compression et flambement, un déchargement suivi d'une remise en traction brutale impliquant un choc. Les rotules plastiques flexionnelles formées lors du flambement en bout des diagonales à leur encastrement aux assemblages atténuent cet effet, si leur résistance flexionnelle est « suffisante ». On estime qu'il en est ainsi si $\bar{\lambda} \leq 2,0$. On a toutefois considéré cette condition, qui empêche l'utilisation de câbles comme diagonales, comme inutilement contraignante pour les petits bâtiments de type R+I, d'où la règle additionnelle dans ce cas. On pourrait sans doute envisager la même tolérance de façon plus générale pour le 1/3 supérieur des ossatures.

Dans les ossatures où les diagonales sont découplées (voir Figures 9.14, 9.15 et 9.43), une seule condition limite l'élancement des diagonales: $\bar{\lambda} \leq 2,0$.

Le risque de voir $V_{\text{init}} > V_{\text{pl,Rd}}$ dans une maille rectangulaire comportant une seule diagonale n'existe pas et la condition $\bar{\lambda} \geq 1,3$ n'est donc pas nécessaire. Par contre, on doit aussi, dans ce type de topologie, considérer dans le dimensionnement des poteaux et poutres la circonstance où les diagonales sont comprimées jusqu'à un effort de compression égal à leur résistance au flambement car elle peut correspondre à des sollicitations de compression ou de traction plus élevées dans ces poteaux ou poutres que lorsque les mêmes diagonales sont tendues jusqu'à $N_{\text{pl,Rd}}$.

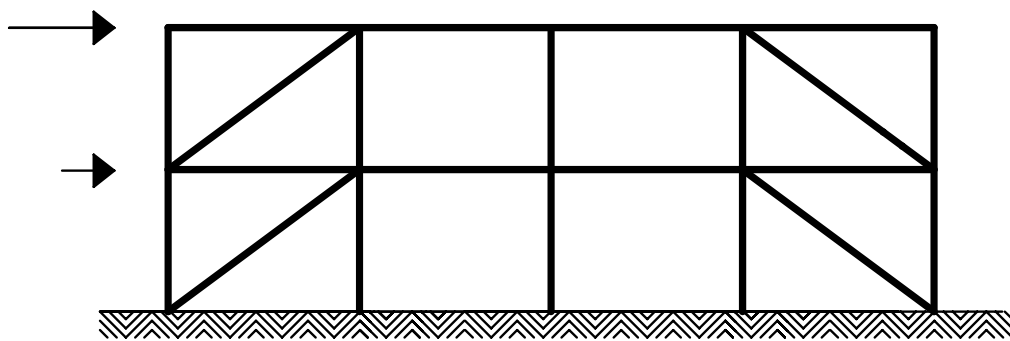


Figure 9.43. Ossature à triangulation à barres centrées où les diagonales sont découplées.

Afin de réaliser un mécanisme plastique global de l'ossature impliquant de nombreuses zones dissipatives, un critère d'homogénéité des valeurs du rapport $\Omega_i = N_{\text{pl,Rd},i} / N_{\text{Ed},Ei}$ de la résistance de chaque diagonale i à la sollicitation de calcul est défini. Il impose de vérifier que la surrésistance

maximale Ω_{\max} ne diffère pas de la valeur minimale Ω_{\min} de plus de 25%. L'effet pratique de cette règle est une réduction progressive des sections des diagonales sur la hauteur de la structure.

Assemblages des diagonales dans les triangulation en X.

Les assemblages des diagonales dissipatives doivent être sur-résistants par rapport aux diagonales assemblées : $N_{Rd} \geq 1,1 \gamma_{ov} N_{pl,Rd,i}$

Si les assemblages sont boulonnés, des pièces additionnelles, telles que plats soudés rapportés ou cornières (voir Figure 9.44), sont toujours nécessaires pour assurer la sur-résistance requise.

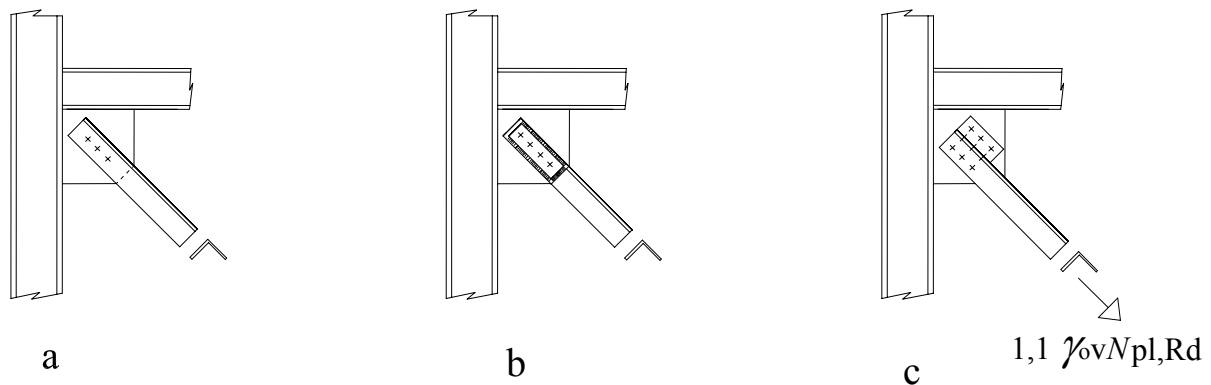


Figure 9.44. Assemblages boulonnés a) classiques et b)c) sur-résistants de diagonales dissipatives.

Les assemblages dissipatifs semi-rigides et/ou à résistance partielle sont admis s'ils ont une capacité d'élongation cohérente avec les déformations globales attendues de l'ossature et si l'effet de la déformation des assemblages sur le déplacement horizontal est pris en compte dans une analyse globale statique non linéaire (en poussée progressive) ou une analyse temporelle non linéaire. On présente des développements relatifs à de tels assemblages en 9.13.

Dimensionnement des poutres et poteaux.

Les poutres et poteaux font l'objet d'un dimensionnement capacitif se référant à la résistance plastique des diagonales (ou de leurs assemblages si ceux-ci sont les zones dissipatives) :

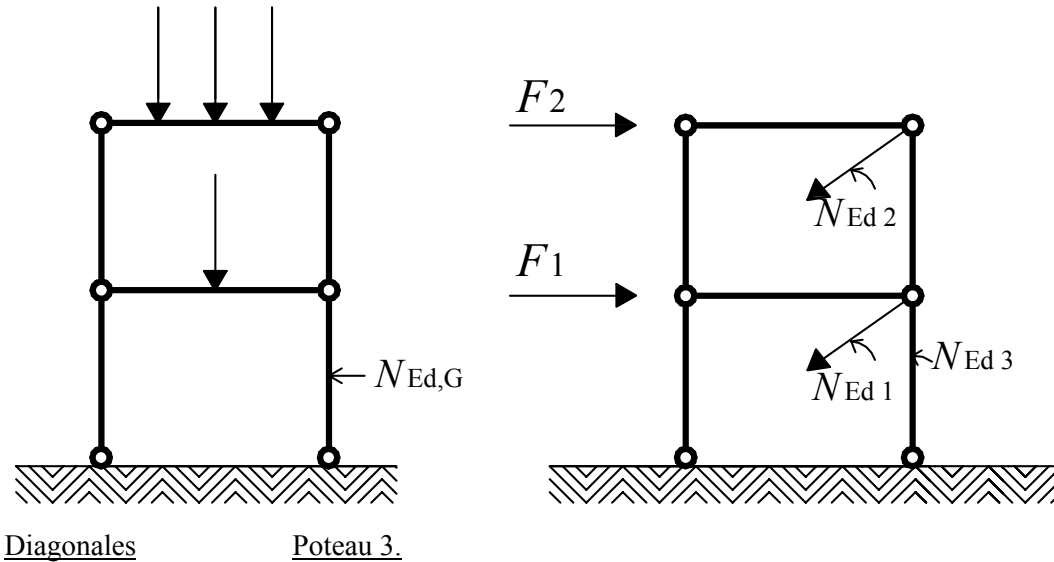
$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

Cette relation correspond à la logique du dimensionnement capacitif expliquée en 9.9.

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ est la résistance au flambement de la poutre ou du poteau tenant compte de l'interaction de la résistance au flambement avec le moment fléchissant M_{Ed} , valeur de calcul de M dans la situation sismique de calcul.

$N_{Ed,G}$ est l'effort normal dans la poutre ou le poteau, du 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, due à l'action sismique de calcul. γ_{ov} est le coefficient de sur-résistance du matériau. Ω est le coefficient de sur-résistance de section, valeur minimale de $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,Ei}$ sur toutes les diagonales du système de triangulation –Figure 9.45. (avec $N_{pl,Rd,i}$ résistance de calcul de la diagonale i et $N_{Ed,Ei}$ valeur de calcul de l'effort normal dans la même diagonale i dans la situation sismique de calcul).



Diagonales

Poteau 3.

Sollicitation résultante N_{Ed3} et résistance requise du poteau 3

$$\Omega_2 = \frac{N_{pl,Rd2}}{N_{Ed,E2}}$$

$$N_{Ed3} = N_{Ed,G3} + 1,1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E3}$$

$$\Omega_1 = \frac{N_{pl,Rd1}}{N_{Ed,E1}}$$

$$N_{pl,Rd3} \geq N_{Ed3}$$

$$\Omega = \min(\Omega_1, \Omega_2)$$

Figure 9.45. Détermination des sollicitations des éléments non dissipatifs poteau ou poutre d'une ossature à triangulation en X selon le concept du projet à capacité dissipative.

On peut débattre de la valeur de Ω_i à considérer dans $N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov}\Omega.N_{Ed,E}$

En effet, il serait plus du côté de la sécurité de prendre Ω_{max} plutôt que Ω_{min} , ce qui conduirait à des valeurs de $N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ plus élevées, d'un facteur 1,25 au maximum. Dans l'Eurocode 8, on a estimé qu'il était exagéré de prendre les 2 facteurs de sur-résistance Ω et γ_{ov} à leur valeur maximale et que $1,1\Omega_{min}$ était une estimation raisonnable d'un Ω moyen dans une population des Ω comprise entre Ω_{min} et $1,25\Omega_{min}$.

On peut aussi critiquer le fait que ce « dimensionnement capacitif » ignore l'existence d'une résistance en compression « post flambement » des diagonales comprimées, alors que cette résistance existe et qu'on peut l'évaluer (voir plus loin). En toute rigueur, il faudrait considérer la résistance en compression « post flambement » des diagonales comprimées lors du dimensionnement capacitif des poteaux et poutres. La relation de calcul serait:

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} (1 + \gamma_{pb}) \Omega \cdot N_{Ed,E} = N_{Ed,G} + 1,43\gamma_{ov} \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

avec $\gamma_{pb} = 0,3$ (voir plus loin)

Cette relation correspond en fait à un surdimensionnement général de l'ossature. On pourrait logiquement dimensionner directement les diagonales en comptant la contribution post flambement des diagonales comprimées. Alors la section des diagonales devrait être telle que : $(1 + \gamma_{pb}) N_{pl,Rd} \geq N_{Ed,E}$

Suivant l'Eurocode 8 EN1998 :2004, cette relation de dimensionnement plus économique est acceptée si une analyse en poussée progressive ou dynamique non linéaire est effectuée.

Analyse des ossatures à triangulation en V ou Λ .

L'analyse standard s'effectue en considérant que :

- sous charge gravitaire, seules les poutres et poteaux sont présents dans le modèle ;
- sous l'action sismique, le modèle comprend à la fois la diagonale tendue et la diagonale comprimée. – Figure 9.46.

Comme les diagonales comprimées participent à la stabilité de l'ossature, mais qu'elles n'ont pas une capacité de dissipation d'énergie par déformation plastique élevée, on attribue aux ossatures à triangulation en V ou Λ un faible coefficient de comportement: $q = 2$ en DCM et $q = 2,5$ en DCH.

Critères de dimensionnement des ossatures à triangulation en V ou Λ .

Les critères sont:

- résistance des diagonales tendues : $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed,E}$
- résistance au flambement des diagonales comprimées : $N_{b,Rd} \geq N_{Ed}$
- homogénéité des sur résistances Ω_i des diagonales sur la hauteur : $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$. Le Ω_i maximum ne doit pas s'écarter du Ω_i minimum de plus de 25 %. Ω est le minimum des Ω_i ;
- résistance $N_{pl,Rd}$ des éléments structuraux non dissipatifs (poutres et poteaux) :

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega \cdot N_{Ed,E}$$

- Limitation de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$: $\bar{\lambda} \leq 2,0$
- Résistance des poutres aux sollicitations gravitaires du cas sismiques calculées sans tenir compte de l'appui intermédiaire réalisé par les diagonales ;

- Résistance des poutres aux sollicitations verticales appliquées à la poutre par les actions verticales en travée et par les diagonales d'un V ; une diagonale est en traction plastique, avec une résistance plastique de calcul $N_{pl,Rd} = 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$; l'autre diagonale est en compression après flambement, avec une résistance rémanente après flambement estimée à $0,3 N_{pl,Rd}$. Figure 9.46.Haut. Cette procédure de dimensionnement assure une dissipation d'énergie dans la diagonale tendue et dans la poutre – Figure 9.46.Bas.

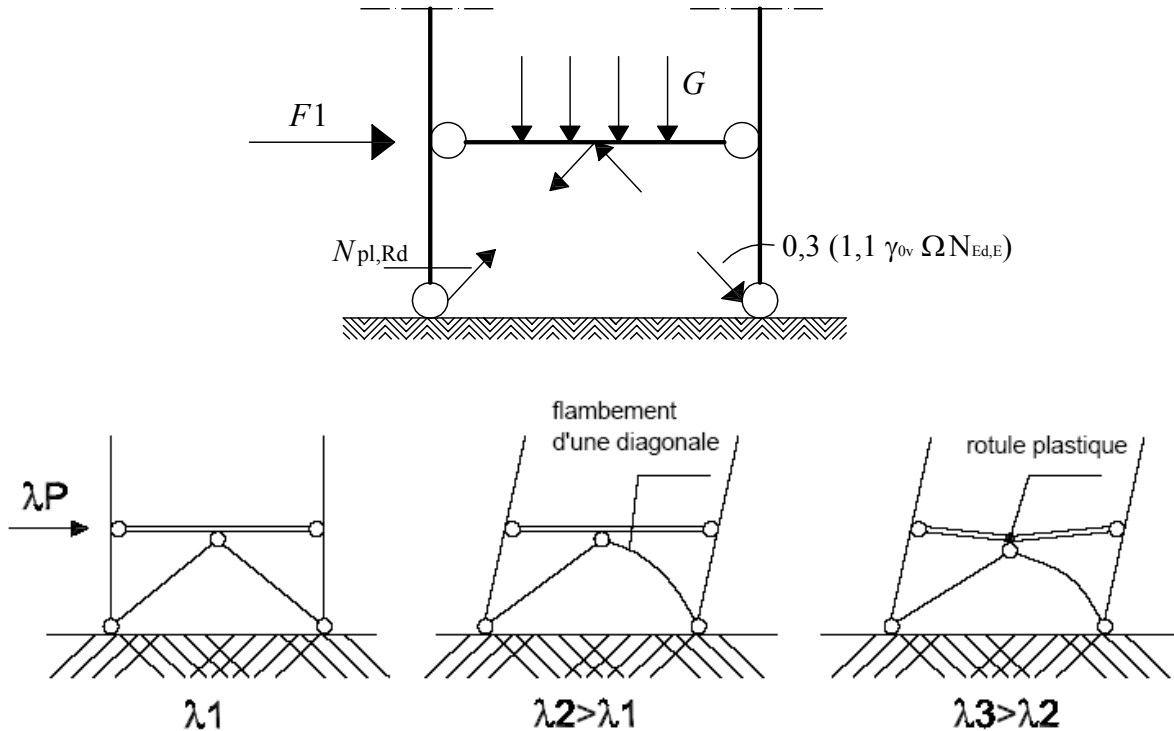


Figure 9.46. Haut : sollicitations d'une poutre par les diagonales dans une triangulation en V inversé. Bas : comportement d'une triangulation en V inversé soumise à poussée progressive λP dimensionnée suivant les indications de l'Eurocode 8.

9.13. Ossatures à triangulation centrée utilisant des assemblages dissipatifs.

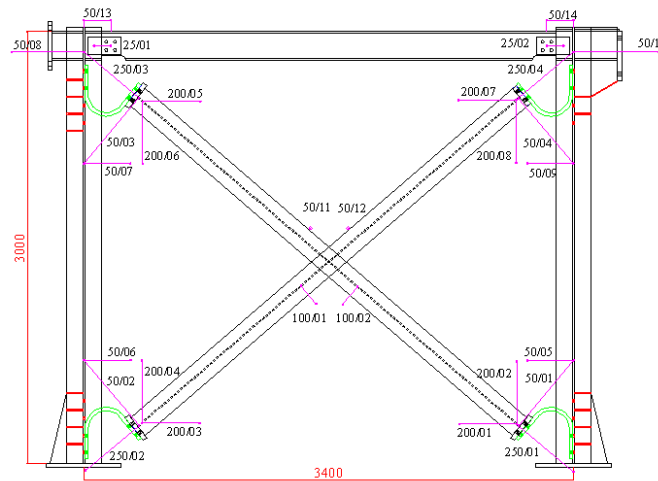
Intérêt des assemblages dissipatifs dans les ossatures à triangulation centrée.

L'utilisation d'assemblages dissipatifs (forcément à résistance partielle), n'est pas une option familière dans les ossatures à triangulation centrée. Pourtant plusieurs raisons en justifient l'intérêt:

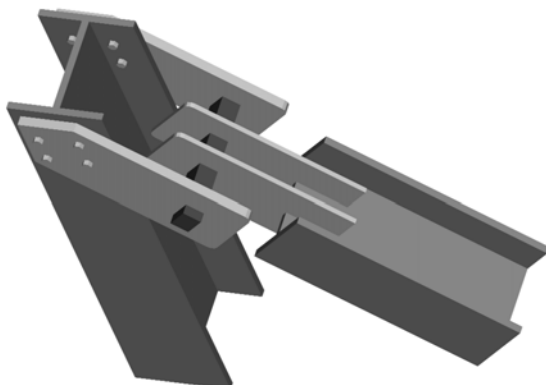
- les ossatures à triangulation centrée sont raides par nature : grande largeur des poutres de contreventement, grande inertie flexionnelle globale de l'ossature; au contraire des ossatures en portiques, une flexibilité additionnelle dans les assemblages n'est pas pénalisée par la nécessité de passer à des barres de plus forte section pour satisfaire les conditions de limitations des déformations et d'effet $P-\Delta$.
- quand des assemblages dissipatifs dont la résistance plastique est inférieure à la charge de flambement des diagonales sont utilisés pour les assemblages d'extrémité des diagonales, on évite

le flambement de ces dernières; alors, les difficultés rencontrées avec un système de raideur et résistance « évolutive » dans l'analyse élastique n'existent plus.

- en particulier ceci signifie que toutes les diagonales peuvent être présentes dans le modèle, ce qui lui donne une raideur plus grande que celle du modèle « diagonales tendues seulement ».
- les assemblages dissipatifs peuvent être fabriqués comme un composant industrialisé de résistance calibrée, ce qui élimine le problème du dimensionnement sur-résistant fondé sur l'ignorance ; Ω et γ_{ov} peuvent pris égaux à 1.
- on peut montrer que le coefficient de comportement q d'ossatures à triangulation centrée avec des assemblages dissipatifs est plus élevé que si les diagonales sont dissipatives. q atteint 6.
- Le remplacement après séisme d'assemblages dissipatifs déformés est plus simple que le remplacement de diagonales, car il ne concerne que des composants très localisés.



a)



b)



c)

Figure 9.47. Assemblages dissipatifs développés dans le projet INERD.

a) Triangulation en X avec assemblages dissipatifs constitués de plats pliés en U.

b) Assemblage dissipatif à barreau en vue 3D c) Le même assemblage en essais.

Déformabilité requise des assemblages dissipatifs.

La capacité de déformation des assemblages dissipatifs doit permettre les déformations globales attendues de l'ossature. Cette condition est exigeante : dans une diagonale dissipative, un faible allongement plastique ε appliqué à la longueur l d'une diagonale donne aisément un allongement $dl = \varepsilon l$ important, mais si c'est l'assemblage qui est dissipatif, il s'agit de réaliser le même allongement dl dans l'assemblage, dont les dimensions sont très inférieures à l .

On peut estimer comme suit la déformation dl requise, en utilisant les résultats de l'analyse modale avec superposition – Figure 9.48:

- le déplacement relatif entre étages d_r à l'ELU est calculé sur base des d_s ($d_s = q_d d_e$)
- On déduit dl : $dl = d_r / \cos\alpha$ avec $\cos\alpha = l / (l^2 + h^2)^{1/2}$

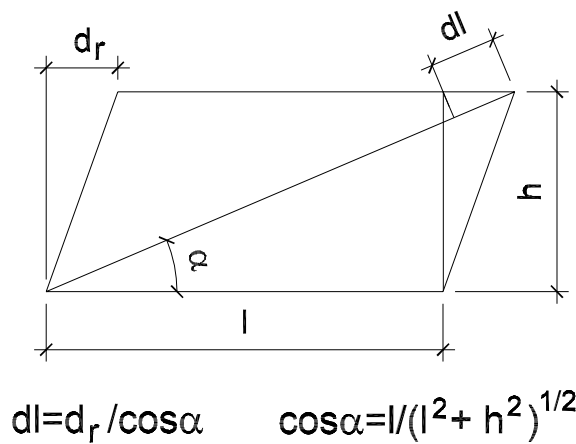


Figure 9.48. Maille triangulée déformée.

Par exemple, si : $d_r / h = 3,5 \%$ $l = 6 \text{ m}$ $h = 3 \text{ m}$

Alors : $\cos\alpha = 0,894$ $d_r = 0,035 \times 3 = 0,105 \text{ m}$ $dl = 0,117 \text{ m} = 117 \text{ mm}$

Si la diagonale est l'élément dissipatif, son extension vaut: $\varepsilon = dl / (l^2 + h^2)^{1/2} = 0,017 = 1,7\%$

Ce faible allongement est toujours réalisable par les aciers de construction, ce qui explique l'absence, dans les codes, d'exigence chiffrée concernant la capacité d'allongement des diagonales dissipatives.

Si les assemblages sont dissipatifs, dl est la somme des capacités d'allongement des assemblages aux 2 extrémités de la diagonale (si on suppose que les 2 travaillent, ce qui demande qu'un écrouissage existe). Il faut que la capacité de déformation dans chaque assemblage soit égale à : $117/2 = 58,5 \text{ mm}$
 Les assemblages capables de ce résultat ne sont pas classiques. En 2001, on a initié à l'Université de Liège une recherche sur ce sujet (INERD Project, Plumier & al, 2006). Ce travail mené en collaboration avec Arcelor - Mittal et 5 universités européennes a abouti au développement de deux

conceptions adéquates: l'assemblage à barreau fléchi ou "pin connection" et l'assemblage en U. Figure 9.47

L'assemblage à barreau fléchi comprend 2 plats d'assemblage qui sont boulonnés ou soudés aux éléments structuraux "poutre ou poteau", un ou deux plats assemblés à la diagonale ; ces plats comportent des ouvertures alignées, dans lesquelles un barreau d'acier est enfilé. Figure 9.47b. Ce barreau travaille en flexion et dissipe de l'énergie par flexion plastique.

L'assemblage en U comporte un ou deux plats épais pliés en U qui relie la diagonale aux autres éléments. Figure 9.47a. La dissipation d'énergie a lieu dans le plat plié.

Les deux assemblages ont une ductilité élevée, avec des capacités de d'allongement supérieures à 50 mm pour un assemblage.

Analyse d'ossatures à triangulation centrée en X, V ou Λ avec assemblages des diagonales dissipatifs.

L'analyse standard est effectuée :

- avec, sous charge gravitaire, la présence dans le modèle des poutres et poteaux seulement ;
- avec, sous action sismique, la présence dans le modèle de toutes les diagonales.

Critères de dimensionnement des ossatures à triangulation centrée en X, V ou Λ et assemblages dissipatifs des diagonales.

Les critères sont les suivants :

- Résistance $R_{pl,Rd}$ des assemblages dissipatifs : $R_{pl,Rd} \geq N_{Ed,E}$
- Résistance au flambement $N_{b,Rd}$ des diagonales : $N_{b,Rd} > R_{pl,Rd} \geq N_{Ed,E}$
- Homogénéité des sur résistances $\Omega_i = R_{pl,Rd,i} / N_{Ed,Ei}$ des assemblages dissipatifs sur la hauteur de l'ossature. Le Ω_i maximum ne peut différer de Ω_i minimum de plus de 25 %. Ω est le minimum des Ω_i ;
- Si $R_{pl,Rd}$ de l'assemblage est établi (production calibrée), $\gamma_{ov} = 1.0$
- Résistance en traction $N_{pl,Rd}$ ou en compression $N_{b,Rd}$ des éléments poutres et poteaux (non dissipatifs) : $N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ ou $N_{b,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$
- Autres critères pour les ossatures à triangulation centrée en X, V ou Λ et assemblages dissipatifs : aucun.

9.14. Ossatures à triangulation centrée utilisant des barres résistant au flambement.

Le principe des barres résistant au flambement est de placer la section active en traction/compression dans un tube, qui ne reprend pas d'effort axial, mais a pour mission de supporter latéralement la

section active et d'en empêcher le flambement. Figure 9.49. Cette conception « BRB » (Buckling Restrained Braces) connaît un large développement et des applications pratiques.

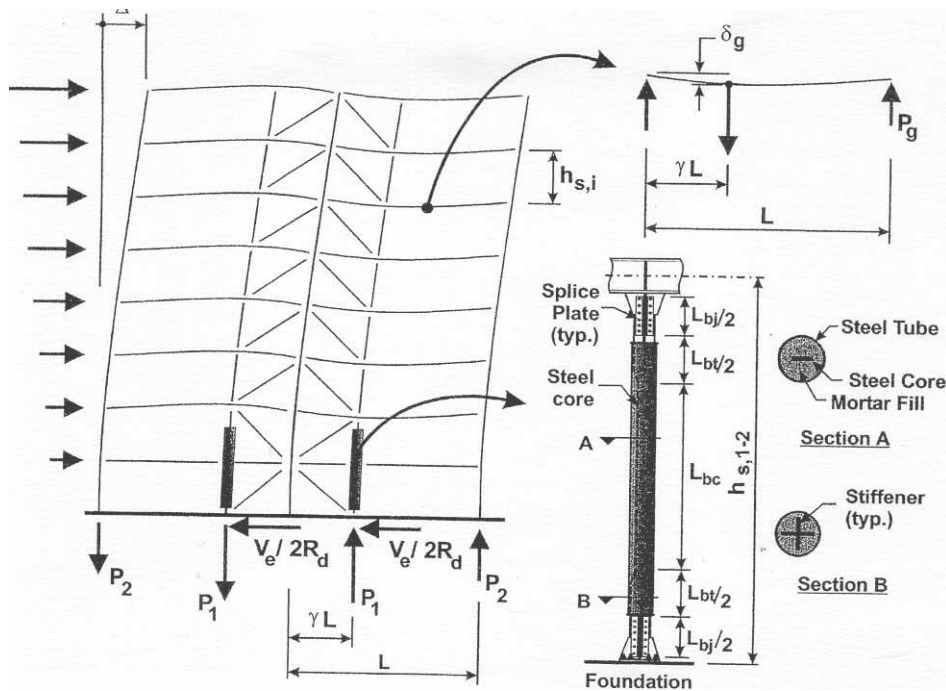


Figure 9.49. Conception nouvelle: barres résistant au flambement.

9.15. Ossatures avec triangulation à barres excentrées.

Généralités.

On a défini en 9.5 ce qu'on appelle des ossatures avec triangulation à barres excentrées. On en voit des exemples à la Figure 9.50.

Leur analyse ne présente pas les difficultés des ossatures à triangulation centrée, car leurs zones dissipatives ne sont pas situées dans des barres soumises, sous action cyclique, à des alternances flambement - traction plastique. Les diagonales sont non dissipatives et sont dimensionnées pour être sur-résistantes par rapport aux « tronçons d'excentrement » ou « liens sismiques » qui plastifient en flexion et/ou cisaillement.

Plusieurs raisons rendent intéressantes les ossatures avec triangulation à barres excentrées:

- elles combinent raideur et dissipativité élevée ($q=6$)
- les assemblages relient seulement 3 barres et non 4 comme dans les ossatures avec triangulation à barres centrées ; les assemblages sont plus simples et le montage plus aisé.

- les diagonales contribuent à la reprise des actions gravitaires, contrairement à l'hypothèse posée pour l'analyse des ossatures avec triangulation à barres centrées ; elles apportent de la raideur dans cette reprise de charge.

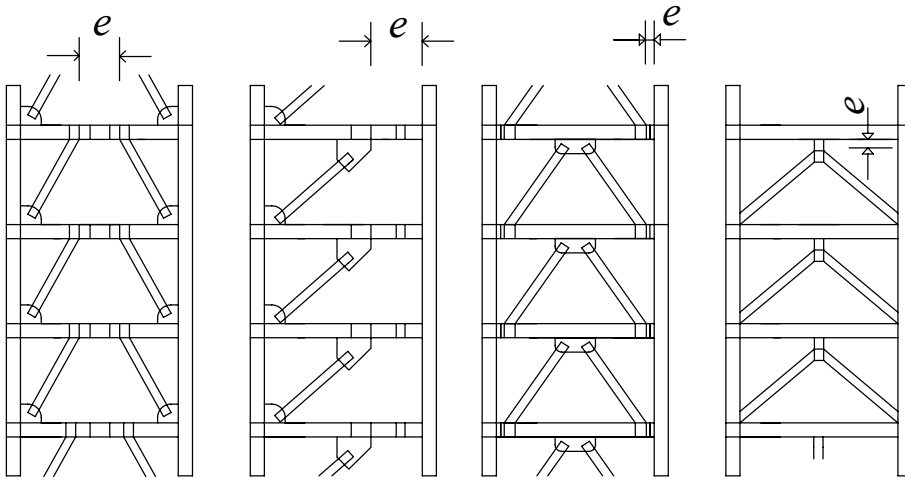


Figure 9.50. Exemples de triangulations excentrées; e est la longueur du « tronçon d'excentrement ».

Il est aussi possible de concevoir des ossatures avec triangulation à barres excentrées dans lesquelles les zones dissipatives sont des assemblages partiellement résistants. Les aspects positifs de cette option ont été définis en 9.15.

9.16. Règles de dimensionnement de l'Eurocode 8 pour les ossatures avec triangulation à barres excentrées.

Critères de dimensionnement.

Les ossatures avec triangulation à barres excentrées doivent être telle que des zones spécifiques appelées tronçons d'excentrement sismiques puissent dissiper l'énergie par la formation de mécanismes plastiques de flexion et/ou de cisaillement. Les tronçons sismiques peuvent être des éléments horizontaux ou verticaux

Le système structural doit être dimensionné de manière à obtenir un comportement dissipatif homogène de l'ensemble des tronçons sismiques.

Les règles indiquées ci-après sont destinées à assurer que les plastifications, incluant les effets d'écrouissage dans les rotules plastiques ou les panneaux cisailés, se produisent dans les tronçons sismiques avant toute plastification ou défaillance en d'autres endroits.

Tronçons d'excentrement sismiques.

Les tronçons d'excentrement sismiques (« link ») sont dimensionnés pour reprendre les sollicitations sismiques et doivent vérifier : $V_{Ed} \leq V_{p,link}$ $M_{Ed} \leq M_{p,link}$

$V_{p,link}$ et $M_{p,link}$ sont respectivement la résistance plastique en cisaillement et en flexion du tronçon.

Dans les profils en H: $V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) t_w (d - t_f)$ $M_{p,link} = f_y b t_f (d - t_f)$

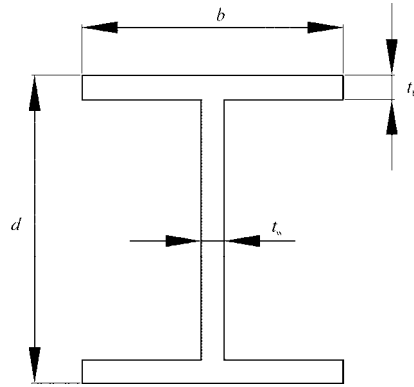


Figure 9.51. Symboles pour les dimensions de profils H ou I.

Le mécanisme plastique réalisé dépend de la topologie de l'ossature. Cette topologie peut être telle que les diagrammes de cisaillement et de flexion dans le tronçon soient symétriques ou dissymétriques – Figures 9.52, 9.53 et 9.55.

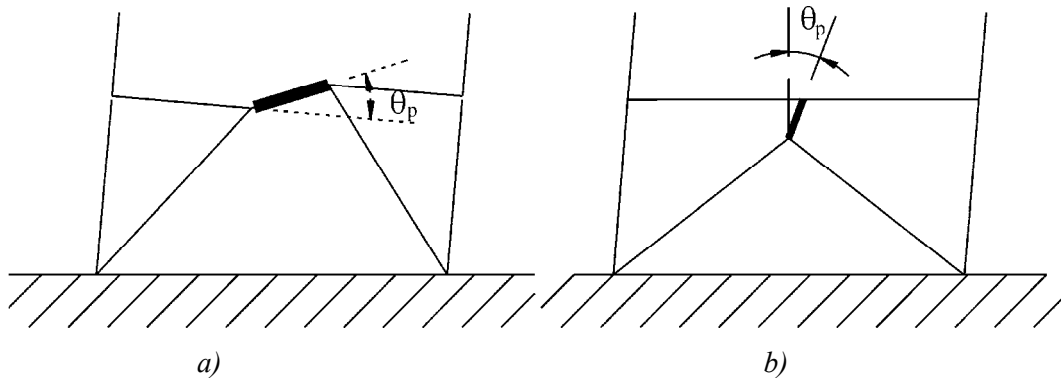


Figure 9.52. Exemples de topologie d'ossature où les moments de flexion sont : a) égaux aux extrémités du tronçon d'excentrement. b) différents aux extrémités du tronçon d'excentrement.

Le mécanisme plastique réalisé dépend aussi de la longueur e du tronçon.

Les tronçons sismiques courts plastifient essentiellement en cisaillement et l'énergie qui y est dissipée est égale à : $W_V = V_{p,link} \theta_p e$ Figure 9.53 a)

Les tronçons sismiques longs plastifient essentiellement en flexion. Si on considère un tronçon long où le diagramme des M est symétrique – voir Figures 9.53 et 9.54, l'énergie dissipée dans un mécanisme plastique est : $W_M = 2 M_{p,link} \theta_p$ Figure 9.53 b)

La limite entre un tronçon sismique « long » et « court » correspond à la situation où la plastification pourrait également être flexionnelle ou de cisaillement :

$$W_M = W_V \quad \Rightarrow \quad 2 M_{p,link} \theta_p = V_{p,link} \theta_p e \quad \Rightarrow \quad e = 2 M_{p,link} / V_{p,link}$$

Cependant, pour des longueurs e de tronçons sismiques proche de cette limite, les sollicitations de flexion et de cisaillement sont toutes deux élevées et leur interaction doit être considérée.

Dans l'Eurocode 8, on considère que le mécanisme plastique est :

- de pur cisaillement si $e < e_s = 1,6 M_{p,link} / V_{p,link}$
- de pure flexion si $e > e_L = 3 M_{p,link} / V_{p,link}$

Entre ces 2 valeurs e_s et e_L , les tronçons ont une longueur dite « intermédiaire » et il faut tenir compte de l'interaction $M-V$.

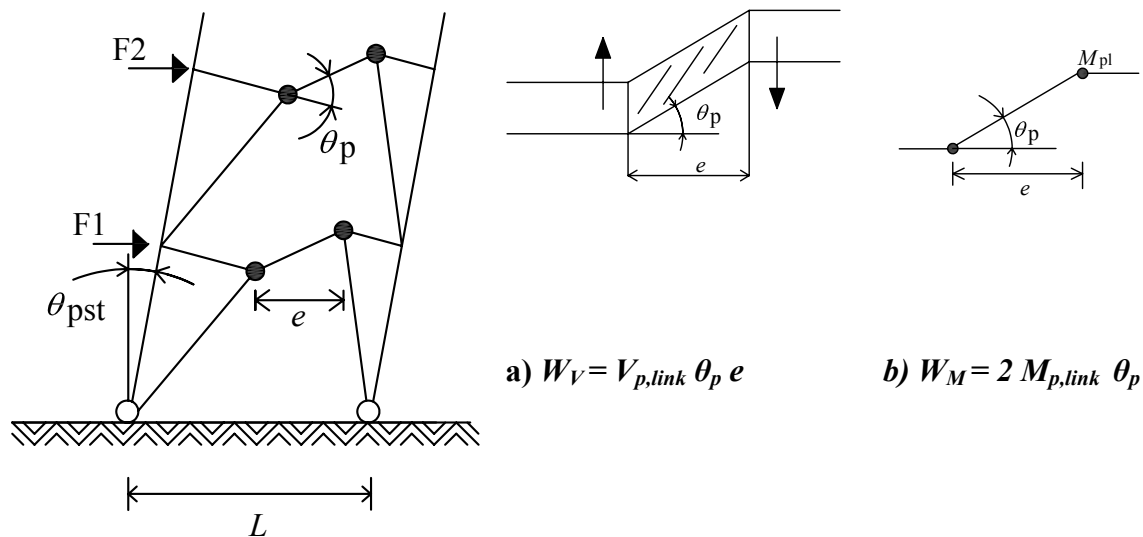


Figure 9.53. Travail de déformation plastique dans des mécanismes plastiques en cisaillement et en flexion.

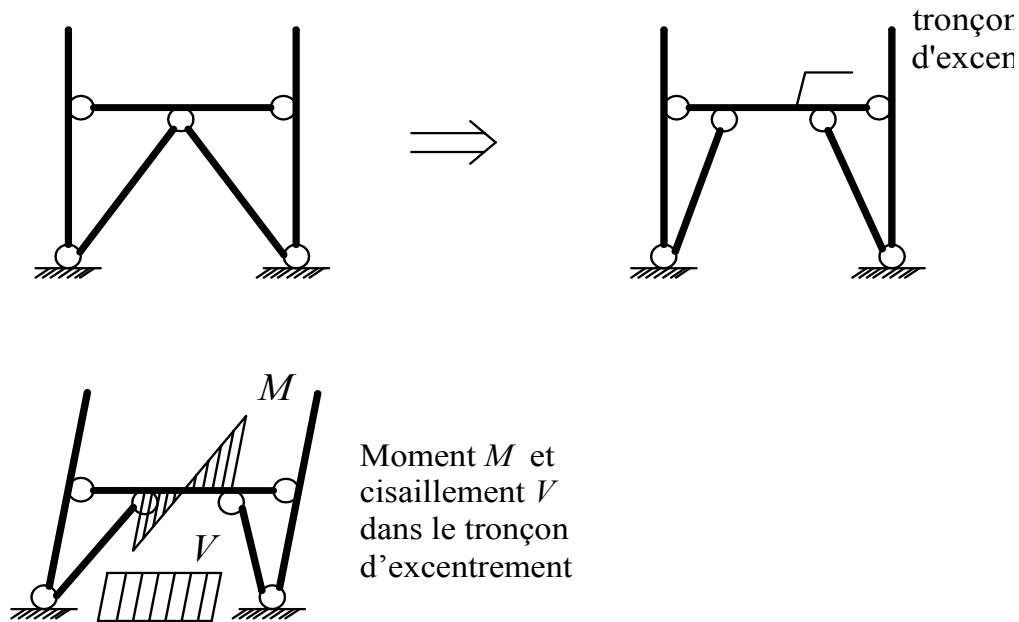


Figure 9.54. Diagramme de M et V symétriques dans un tronçon d'excentrement.

Dans le cas où le diagramme des M est dissymétrique, les limites entre tronçons long et court s'établissent de façon similaire :

- une seule rotule plastique se forme, donc : $W_M = M_{p,link} \theta_p$
- l'énergie dissipée en cisaillement reste égale à : $W_V = V_{p,link} \theta_p e$
- la longueur limite entre tronçons long et court est donc : $e = M_{p,link} / V_{p,link}$

C'est par exemple le cas pour le tronçon sismique vertical de la Figure 9.55. Les relations suivantes définissent les tronçons longs et courts en fonction de la forme du diagramme des moments de flexion dans le tronçon sismique. Cette forme est caractérisée par le paramètre α défini comme le rapport entre le plus petit moment fléchissant $M_{Ed,A}$ à une extrémité du tronçon dans la situation sismique de calcul et le plus grand moment fléchissant $M_{Ed,B}$ à l'extrémité où se formerait la rotule plastique, ces moments étant pris en valeur absolue.

Dans l'exemple de la Figure 9.55:

$$\alpha = M_{Ed,A} / M_{Ed,B} = 0 \quad e_s = 0,8 M_{p,link} / V_{p,link} \quad e_L = 1,5 M_{p,link} / V_{p,link}$$

S'il y a un effort normal N_{Ed} important dans le tronçon sismique, $V_{p,link}$ ou $M_{p,link}$ sont réduits par

l'interaction $V-N$ ou $M-N$:

$$V_{p,link,r} = V_{p,link} \left[1 - \left(N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right]^{0,5}$$

$$M_{p,link,r} = M_{p,link} \left[1 - \left(N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right) \right]$$

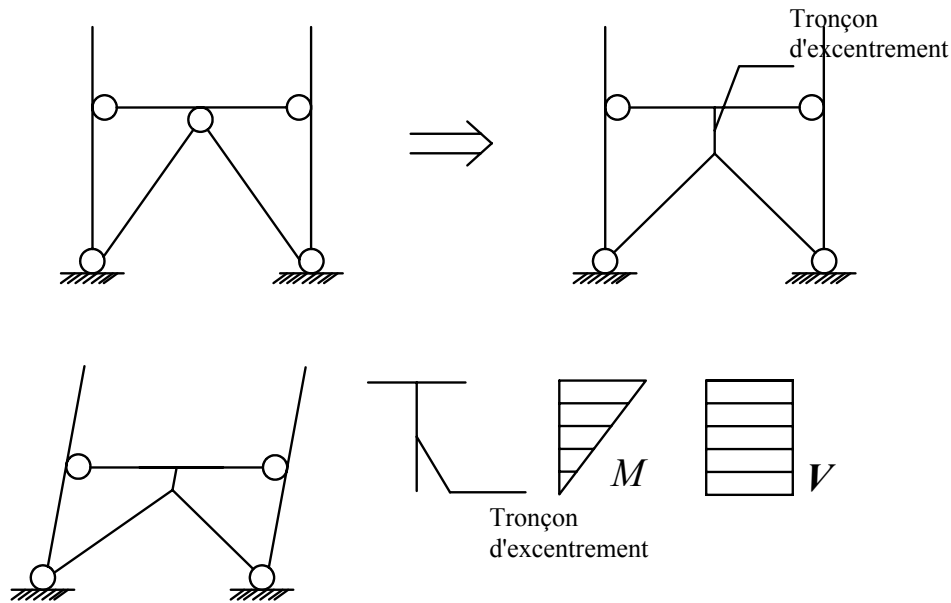


Figure 9.55. Exemple de diagramme de moment dissymétrique (l'assemblage en partie inférieure du tronçon d'excentrement est une rotule).

La réduction est négligeable si N_{Ed} est inférieur à $0,15 N_{pl,Rd}$.

Les relations ci-après donnent l'influence de N_{Ed} sur e_s et e_L :

$$e \leq 1,6 M_{p,link} / V_{p,link} \quad \text{si } R < 0,3$$

$$e \leq (1,15 - 0,5 R) 1,6 M_{p,link} / V_{p,link} \quad \text{si } R \geq 0,3,$$

$$R = [N_{Ed} \cdot t_w \cdot (d - 2t_f)] / (V_{Ed} \cdot A) \quad \text{où } A \text{ est l'aire de la section brute du tronçon.}$$

Pour obtenir un comportement dissipatif global de la structure, une condition est imposée à la sur-résistance de section Ω_i des tronçons d'excentrement. Cette condition est identique à celle relative aux diagonales dissipatives dans les ossatures à triangulation centrée, mais elle porte :

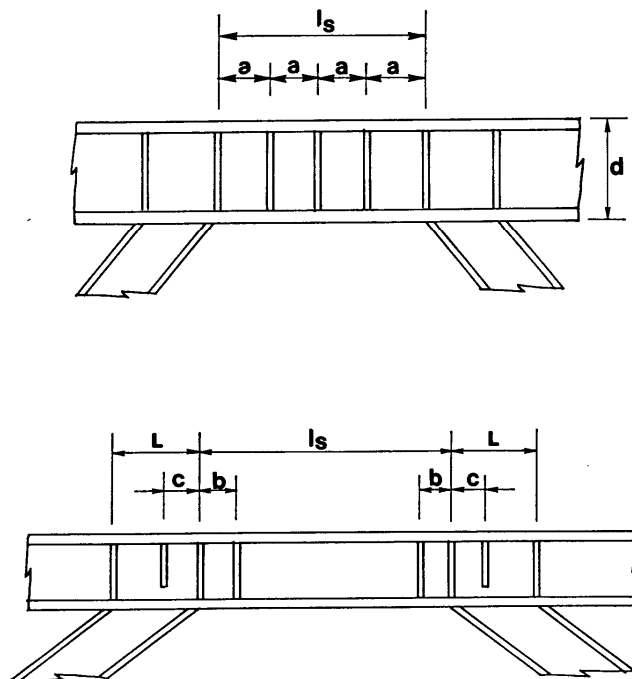
- sur la sur-résistance en cisaillement $\Omega_i = 1,5 V_{p,link,i} / V_{Ed,i}$ de tous les tronçons courts
- ou sur la sur-résistance en flexion $\Omega_i = 1,5 M_{p,link,i} / M_{Ed,i}$ des tronçons intermédiaires et longs. Il faut vérifier que les valeurs individuelles des rapports Ω_i ne dépassent pas la valeur minimale Ω de plus de 25%.

Il est prescrit que θ_p , angle de rotation entre le tronçon et l'élément à l'extérieur du tronçon déduit de l'évaluation de la déformation globale de la structure, ne dépasse pas les valeurs suivantes :

- tronçons d'excentrement courts	$\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,08$ radian
- tronçons d'excentrement longs	$\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,02$ radian
- tronçons d'excentrement intermédiaires	$\theta_p \leq \theta_{pR}$ dont la valeur est déterminée par interpolation linéaire entre les valeurs ci-dessus

On peut établir θ_p par un raisonnement similaire à celui présenté en 9.13.

L'Eurocode 8 définit les conditions de raidissage des zones plastifiées des tronçons d'excentrement : toute la longueur des tronçons courts est raidie ; dans les tronçons longs, seules les zones de rotules plastiques sont raidies -voir Figure 9.56.



$l_s = e =$ longueur du tronçon d'excentrement

Figure 9.56. Raidissage de lien actif : cisailé (en haut) ou fléchi (en bas).

Comme dans les poutres de portique, il est vital pour le bon fonctionnement des zones dissipatives que leur déversement soit empêché (voir Figure 9.25).

Dimensionnement des éléments structuraux ne contenant pas de tronçon sismique.

Les éléments ne contenant pas de tronçon sismique, comme les poteaux et les éléments diagonaux lorsque des tronçons horizontaux sont utilisés ou les éléments de poutres lorsque des tronçons verticaux sont utilisés, font l'objet d'un dimensionnement capacitif se référant à la résistance plastique des tronçons d'excentrement.

On doit considérer comme sollicitation la combinaison la plus défavorable de l'effort normal et des moments fléchissants et vérifier:

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

$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$ est la résistance de calcul à l'effort normal, tenant compte de l'interaction avec le moment fléchissant M_{Ed} et l'effort tranchant V_{Ed} pris à leur valeur de calcul dans la situation sismique. $N_{Ed,G}$ est la force de compression due aux actions non sismiques incluses dans la combinaison d'actions pour la situation sismique de calcul. $N_{Ed,E}$ est la force de compression due à l'action sismique de calcul. γ_{ov} est le coefficient de sur-résistance du matériau. Ω est défini au paragraphe précédent.

$V_{Ed,i}$ et $M_{Ed,i}$ sont les valeurs de calcul de l'effort tranchant et du moment fléchissant dans le tronçon i dans la situation sismique de calcul. $V_{p,link,i}$ et $M_{p,link,i}$ sont les résistances plastiques de calcul à l'effort tranchant et à la flexion du tronçon i .

Assemblages des tronçons d'excentrement sismiques

Si la structure est conçue pour dissiper l'énergie dans des tronçons sismiques, on dimensionne les assemblages des tronçons ou de l'élément contenant les tronçons pour reprendre les sollicitations E_d :

$$E_d \geq E_{d,G} + 1,1\gamma_{ov} \Omega E_{d,E}$$

$E_{d,G}$ est la sollicitation de l'assemblage dû aux actions non sismiques incluses dans la combinaison d'actions du cas sismique de calcul. $E_{d,E}$ est l'effet de l'action sismique de calcul dans l'assemblage. γ_{ov} est le coefficient de sur-résistance de matériau et Ω est le coefficient de sur-résistance de section du tronçon, calculé comme indiqué au paragraphe précédent.

On peut aussi concevoir des ossatures avec triangulation à barres excentrées dans lesquelles des assemblages semi-rigides et/ou à résistance partielle sont les zones dissipatives, mais il faut alors que:

- les assemblages possèdent une capacité de déformation supérieure à la demande
- la stabilité des éléments connectés aux assemblages soit démontrée à l'état limite ultime
- l'effet des déformations des assemblages sur le déplacement horizontal global soit pris en compte.

Lorsque des assemblages à résistance partielle sont utilisés avec les tronçons sismiques, ceux-ci restent élastiques et le dimensionnement en capacité des autres éléments de la structure se réfère à la capacité plastique des assemblages.

9.17 Choix d'une topologie d'ossature avec triangulation à barres excentrées.

Il existe de nombreuses possibilités de topologie d'ossatures avec triangulation à barres excentrées.

Le choix entre tronçons d'excentrement courts ou longs résulte en partie des considérations suivantes :

- des tronçons courts donnent des structures plus raides
- les déformations plastiques de cisaillement sont ont lieu dans l'âme du profil et le risque de déversement est faible
- au contraire, dans un profil où on forme des rotules plastiques en flexion, le voilement des ailes du profil en cas de rotations plastiques importantes crée une dissymétrie de section et une tendance au déversement qui doit être contrecarrée par des supports latéraux des ailes inférieure et supérieure du profil

Le choix entre diverses topologies est influencé par des considérations architecturales relatives aux ouvertures.

Des considérations structurales peuvent intervenir :

- on a expliqué que, dans les ossatures avec triangulation à barres centrées et excentrées, il est requis de moduler la distribution des résistances plastiques des zones dissipatives sur la hauteur des bâtiments de manière à garder les rapports $\Omega_i = R_{pl,Rd,i} / E_{d,i}$ des résistances plastiques $R_{pl,Rd,i}$ aux sollicitations $E_{d,i}$ du cas sismique assez constants (variation limitée à 25%)
- si les tronçons d'excentrement sont dans les poutres et que la section des poutres est conditionnée par d'autres considérations que la résistance sismique, alors la « modulation » définie peut entraîner un surdimensionnement important des éléments structuraux et assemblages de la partie inférieure de l'ossature
- on peut éviter ce problème en choisissant une topologie adéquate, par exemple celle de la Figure 9.57, dans laquelle les tronçons d'excentrement sont forcés de se déformer plastiquement de façon pratiquement simultanée
- l'usage de tronçons d'excentrement verticaux dans des triangulations en V inversé, du type présenté à la Figure 9.55, peut aussi être avantageux, car ils peuvent plus facilement jouer le rôle de « fusibles ductiles » spécifiques ; en effet, les actions gravitaires les soumettent essentiellement à un effort normal, qui interagit peu avec leur résistance en cisaillement ou flexion.

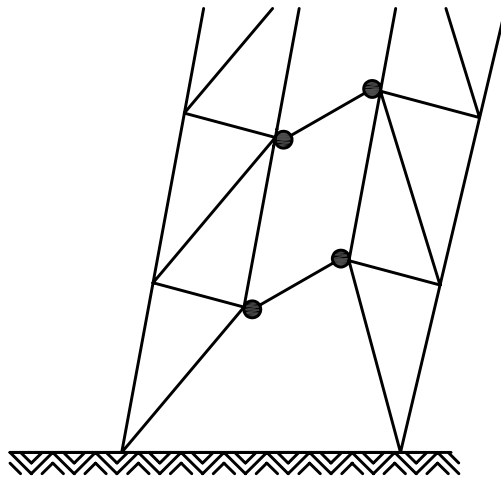


Figure 9.57. Exemple de topologie favorisant la formation simultanée de toutes les plastifications.

9.18. Structures en pendule inversé

Dans les structures en pendule inversé, on vérifie les poteaux en compression en considérant la combinaison la plus défavorable d'effort normal et de moments fléchissants.

L'élanement relatif des poteaux $\bar{\lambda}$ et le coefficient θ de sensibilité au déplacement entre étages sont limités : $\bar{\lambda} \leq 1,5$ et $\theta \leq 0,20$.

9.19. Ossatures en portique combinées avec des triangulations à barres centrées.

Les structures couplées, dans lesquelles des ossatures en portique et des ossatures triangulées sont présentes et agissent dans la même direction, sont dimensionnées en utilisant un coefficient q unique. Les forces horizontales sont réparties entre les différentes ossatures en fonction de leur rigidité élastique.

9.20. Ossatures en portique combinées avec des remplissages.

Les ossatures en portique dans lesquelles des remplissages sont connectés efficacement à la structure en acier doivent être dimensionnées comme des structures mixtes.

Si les remplissages sont structurellement déconnectés de l'ossature en acier sur leurs bords latéraux et supérieurs, les ossatures en portique sont dimensionnées comme des structures en acier.

Les ossatures en portique dans lesquelles les remplissages sont en contact avec l'ossature en acier, mais pas effectivement connectés, doivent respecter les règles suivantes :

- les remplissages sont répartis uniformément en élévation afin de ne pas augmenter localement la demande en ductilité des éléments de l'ossature
- si cela n'est pas vérifié, il convient de considérer le bâtiment comme irrégulier en élévation ;
- il faut tenir compte de l'interaction ossature/remplissage et évaluer les efforts internes dans les poutres et les poteaux dus à l'action des bielles diagonales dans les remplissages.

9.21. Contrôle du dimensionnement et de l'exécution suivant l'Eurocode 8.

Le contrôle du dimensionnement et de l'exécution doit permettre de s'assurer que la structure réelle correspond à la structure conçue.

Dans ce but, il faut:

- indiquer sur les plans de fabrication et de construction les dispositions constructives relatives aux assemblages, aux dimensions et qualités des boulons et des soudures, ainsi que les nuances d'acier des éléments, en notant la limite d'élasticité maximale admise $f_{y,max}$ de l'acier devant être utilisée par le fabricant dans les zones dissipatives ;
- vérifier la conformité des matériaux; le contrôle du serrage des boulons et de la qualité des soudures respecte les règles de l'EN 1090 ;
- s'assurer, lors de l'exécution, que la limite d'élasticité de l'acier utilisé ne dépasse pas de plus de 10 % la valeur $f_{y,max}$ notée sur les plans pour les zones dissipatives.

Si l'une de ces conditions n'est pas satisfaite, des corrections ou des justifications doivent être apportées afin de garantir la sécurité de la structure.

9.22. Conception des liaisons à la fondation.

Pieds des poteaux encastrés des ossatures en portique.

Pour résoudre le problème des ancrages des pieds de poteaux encastrés et éviter les déformations plastiques des barres d'ancrage dans le massif de fondation lui-même, on peut envisager 2 solutions :

- la solution présentée à la figure 9.58 dans laquelle on élargit la base pour réduire les sollicitations aux ancrages ; la « bêche » sous le poteau transfère le cisaillement vers la fondation ; les traverses et ancrages transfèrent le moment de flexion.

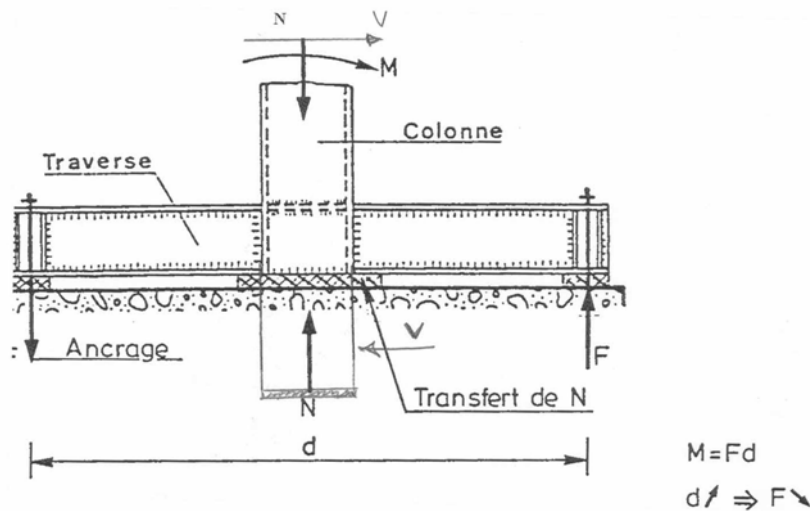


Figure 9.58. Une possibilité de liaison en base des poteaux encastrés réduisant les tractions dans les ancrages.

- Une 2^e solution consiste à prévoir une réservation dans la fondation et à y insérer le profil de poteau. On coule ensuite un béton de scellement. Ainsi, on peut mobiliser directement dans la fondation des réactions horizontales de compression équilibrant le moment. Figure 9.59. Cette solution évite les tiges d'ancrage et assure un assemblage sain garantissant le développement du plein moment plastique du poteau. Elle permet aussi le transfert de forces de cisaillement horizontales importantes en pied de poteau par transfert direct au massif de fondation.

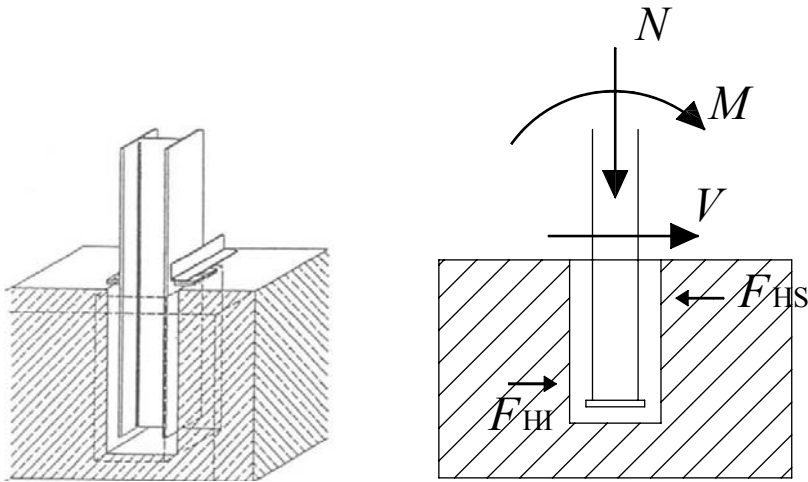


Figure 9.59. Fondation en fourreau supprimant la nécessité d'ancrages pour la reprise de M en pied de poteau.

9.23 Position des plans de contreventement.

Sur le plan de la topologie générale des bâtiments élevés en acier, on ne peut affirmer de manière absolue qu'une solution apparaisse comme nettement supérieure à d'autres. Toutefois, la solution dans laquelle la reprise des actions horizontales est effectuée dans l'ensemble des faces extérieures semble avantageuse. La figure 9.60 présente une telle solution de type "derrick" où les contreventements de façade sont des ossatures triangulées, mais une ossature de façade en portiques conviendrait également. Cette solution, outre le fait qu'elle se conforme aux principes généraux de distribution continue des éléments résistants et qu'elle correspond à la recherche de la raideur torsionnelle maximum, permet de réaliser une structure intérieure peu hyperstatique et, donc, peu coûteuse en assemblages ; en effet, tous les assemblages poutre - colonne intérieurs peuvent être des rotules ou des assemblages semi rigides, nettement moins exigeants en préparation à l'atelier et en montage sur chantier. Cette conception évite aussi le problème des bâtiments à noyau central en béton et structure apparente métallique, à savoir la position peu favorable de l'élément raide en torsion et l'interaction des comportements différents des parties béton et acier.

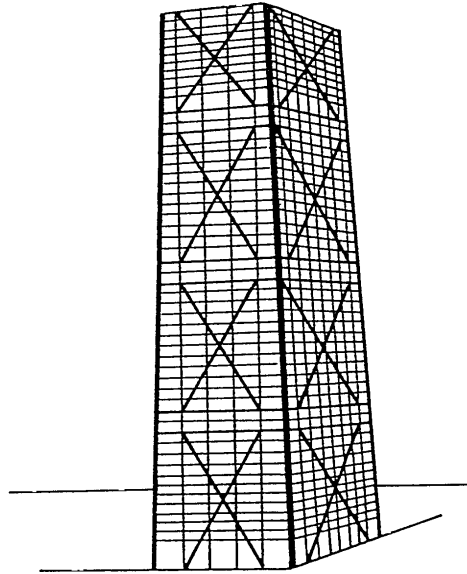


Figure 9.60. Structure de type Derrick.

Bibliographie.

Fardis, Carvalho, Elnashai, Faccioli, Pinto, Plumier. Designer's Guide to Eurocode 8. Thomas Telford Publisher. ISBN 07277-3348-6 .2005.

Guide des dispositions constructives parasismiques des ouvrages en acier, béton, bois et maçonnerie. AFPS (Association Française du Génie Parasismique). Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.2005. ISBN 2-85798-416-0.

A.Plumier. New idea for safe structures in seismic zones. IABSE Symposium. Mixed structures including new materials. Brussels 1990.pp. 431 - 436.

A.Plumier. The dogbone - Back to the future. AISC Engineering Journal -Second quarter 1997 - Volume 34, n°2.

Moment Connections For Seismic Applications. Canadian Institute for Steel Construction.2004. ISBN 0-88811-106-1

Recommended Seismic Design Criteria For New Steel Moment-Frame Buildings. FEMA 350. July 2000.

Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. AISC 341-02. May 2002.

A.Plumier, R. Agatino, A. Castellani, C. Castiglioni, C. Chesi. Resistance of steel connections to low cycle fatigue. XIth European Conference on Earthquake Engineering. Paris. September 1998.

Moment resisting Connections of Steel Frames in Seismic Areas. Design and Reliability. Edited by F. MAZZOLANI; E&F SPON Editions, 2000; ISBN 0-415-23577-4.

Plumier & al.Two Innovations for Earthquake Resistant Design: the INERD Project. Rapport EUR 22044 EN. ISBN 92-79-01694-6, 2006. Publication office: Publications.europa.eu.