

Chapitre 1. Les séismes

1.1 Le phénomène physique.

Les séismes majeurs sont liés à l'existence de mouvements tectoniques globaux continuellement en action qui soulèvent des chaînes de montagnes et creusent des tranchées océaniques à la surface de la terre. Ces mouvements affectent une quinzaine de "plaques" sphéroïdales et engendrent des contraintes sur les lignes de contact des plaques. Lorsque ces contraintes deviennent trop élevées et supérieures à la «résistance au frottement », une rupture brutale se produit : c'est un tremblement de terre, à la suite duquel un nouvel état provisoire de stabilité est réalisé.

Il résulte de cette description qu'il existe des régions du monde à plus ou moins haut risque sismique, suivant qu'elles sont plus ou moins proches des zones de jonctions des "plaques". Figure 1.1.a.

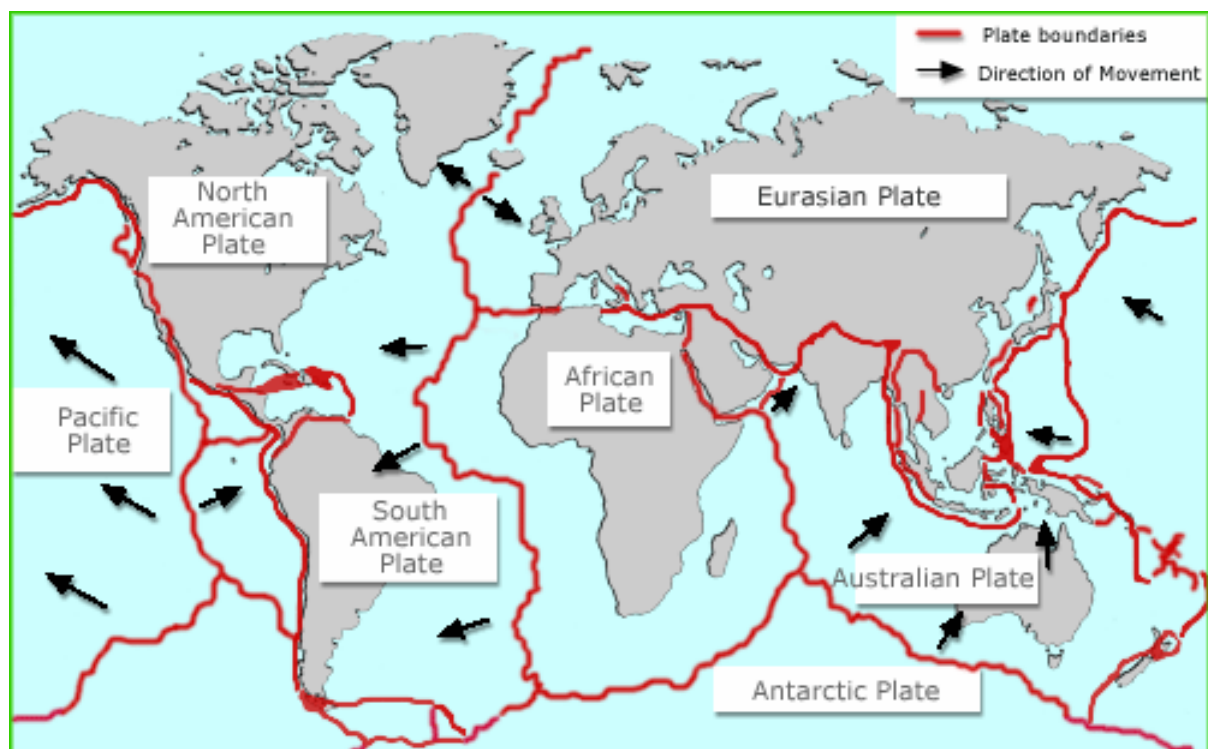


Figure 1.1.a. Carte du monde montrant les principales plaques tectoniques.

(d'après Bristol University website: www.ideers.bris.ac.uk).

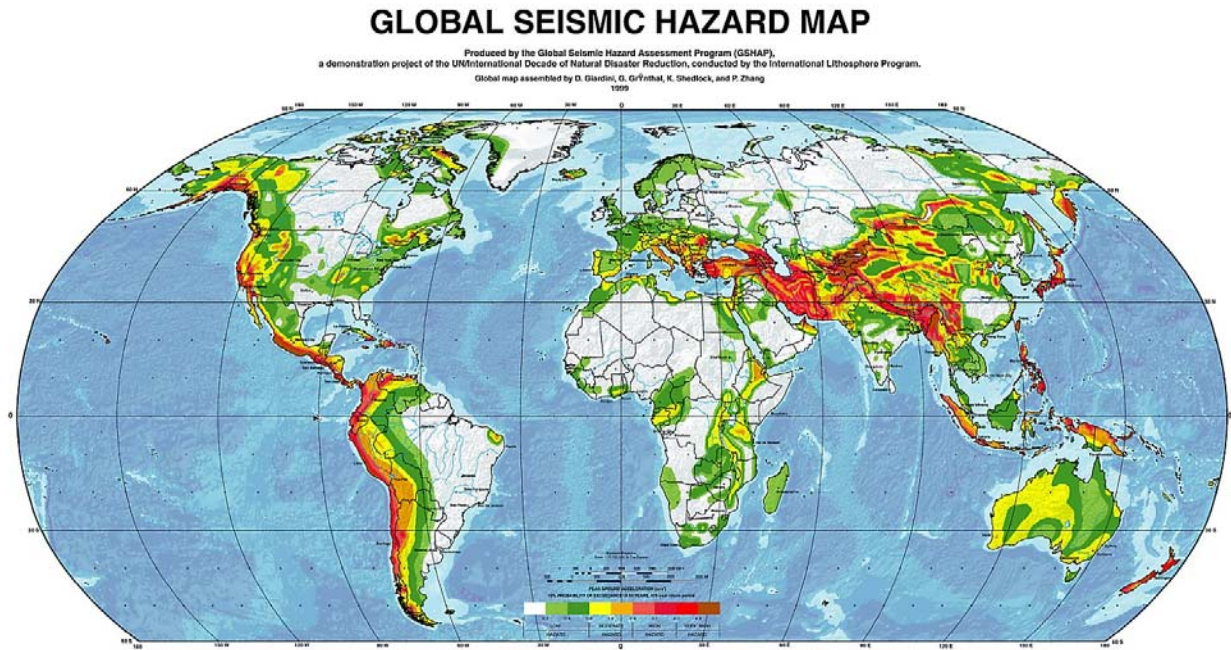


Figure 1.1.b. Les zones de sismicité élevée se trouvent aux lignes inter – plaques (seismic hazard = alea sismique).

Les zones de jonction inter - plaques ne sont pas les seules où se passent des décrochages de failles. Des phénomènes similaires, d'amplitude moindre, ont lieu dans des failles intérieures aux plaques mentionnées. On parle alors de séismes « intra - plaques ».

Pour les séismes importants, le mouvement relatif des bords de la faille peut être apparent en surface. (Fig.1.2 a). Il existe différents type de mouvement relatif : coulissage horizontal, coulissage vertical. Ces déplacements relatifs permanents du sol s'observent près de l'épicentre du séisme, mais le choc du tremblement de terre entraîne aussi la création et la propagation d'ondes de compression et de cisaillement dans le sol à des distances très grandes ; en fait ces ondes font le tour de la terre en s'atténuant progressivement. A la surface du globe, l'effet de ces ondes est un mouvement de déplacement vertical et horizontal du sol. Le déplacement horizontal différentiel entraîne des rotations (Fig.1.2 b).

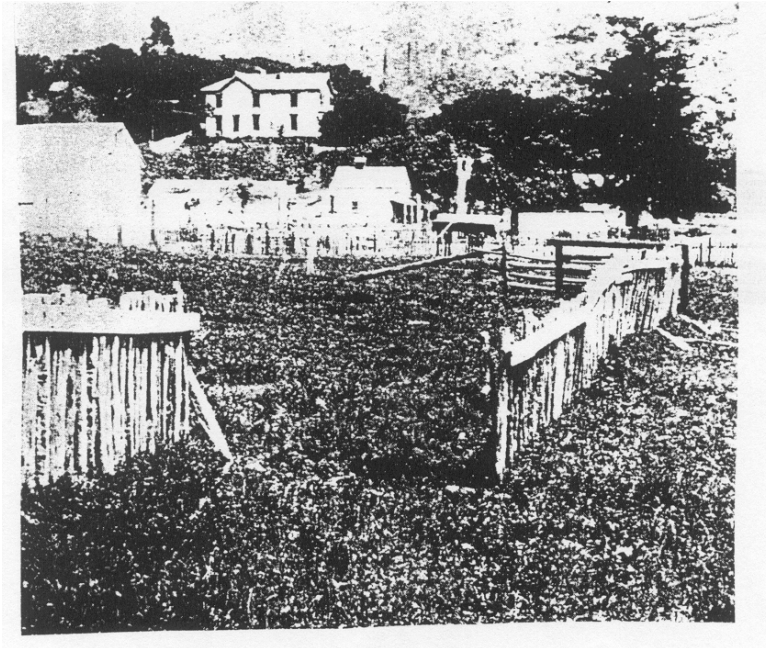


Figure 1.2 a.. Coulissage de la faille San Andreas (Californie).

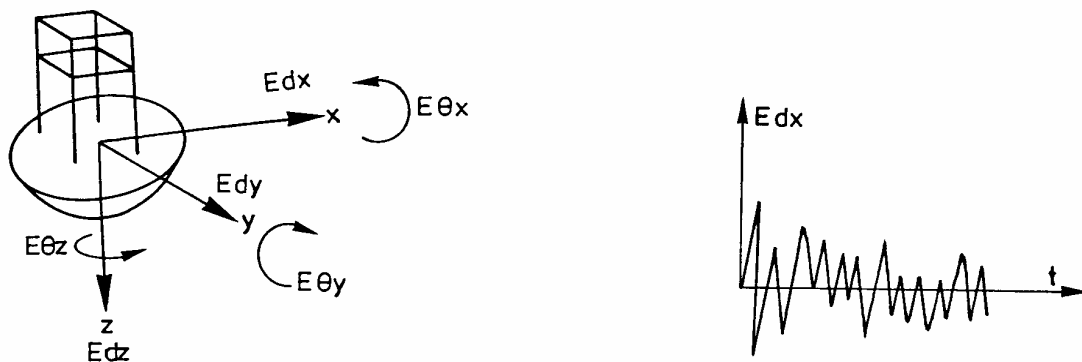


Figure 1.2 b. Composantes de l'action sismique.

L'importance relative des composantes du mouvement du sol en un point dépend de la position du point considéré par rapport au foyer (ou « hypocentre ») du séisme. A l'aplomb de celui-ci (« épicentre »), la composante verticale est du même ordre que la composante horizontale. A plus grande distance, l'importance relative de la composante verticale diminue et vaut 50 à 70% de l'horizontale. Les composantes de rotation ont généralement des effets négligeables.

Le mouvement vertical est souvent perçu comme moins dommageable que l'horizontal, partiellement en raison de l'importance généralement moindre de cette composante, mais surtout en raison du fait que les constructions sont naturellement conçues pour reprendre l'action (verticale) de la pesanteur avec une sécurité convenable alors qu'elles ne présentent pas les mêmes ressources pour une action horizontale.

1.2 Caractérisation des séismes.

On peut caractériser la "taille" du tremblement de terre par différents paramètres.

La **magnitude** M (échelle de RICHTER) est une évaluation de l'énergie libérée au foyer du tremblement de terre. Comme telle, cette quantité n'est pas utilisable par l'ingénieur des constructions qui s'intéresse à un mouvement en surface et dans une zone géographique donnée. Le foyer peut se trouver à plusieurs kilomètres sous la surface et à plusieurs centaines de kilomètres de la zone donnée.

L'**intensité** I (échelle de MERCALLI) est une caractérisation de l'importance des effets matériels observés en surface et de la perception par la population. Cette description vaut pour une zone géographique donnée, mais est assez qualitative. L'intensité en un point dépend non seulement de la taille du séisme (magnitude) mais aussi de la distance au foyer, de la géologie locale et de la topographie.

Un paramètre important pour l'évaluation des effets des séismes à un endroit donné est l'**accélération maximale** a_g du sol ou accélération de pointe, PGA (Peak Ground Acceleration) en anglais. Son ordre de grandeur est de 0,4 g à 0,6g en zone très sismique (Japon, Turquie) et de 0 à 0,1g en zone faiblement sismique (Belgique). L'amplitude de l'accélération maximale du sol permet de se faire une idée de la résultante de force F appliquée à la construction de masse m : $F = m a_g$ si la construction est indéformable et bouge comme le sol (en général $F > m a_g$, comme on le voit au Chapitre 2). C'est en terme de d'accélération maximale a_g au niveau du bedrock qu'on exprime les cartes de zonation ou zonage sismique quantifiant le niveau sismique à prendre en compte pour l'application des règles de constructions parasismiques. On en donne deux exemples aux Figures 1.3 et 1.7.

Un autre paramètre utile pour l'évaluation des effets des séismes à un endroit donné est le **déplacement maximal** d_g du sol, qui donne une idée de l'ordre de grandeur du déplacement relatif du centre de gravité de la structure par rapport à la base de la structure : quelques cm en zone faiblement sismique, jusqu'à un m en zone très sismique.

La **durée** du tremblement de terre est un paramètre significatif dans les processus de fissurations et dégradations progressives des éléments d'une construction. Elle est liée à la magnitude du séisme. Cette durée est au maximum de l'ordre de 60 s en zone très sismique, mais n'est que de quelques secondes en zone peu sismique.

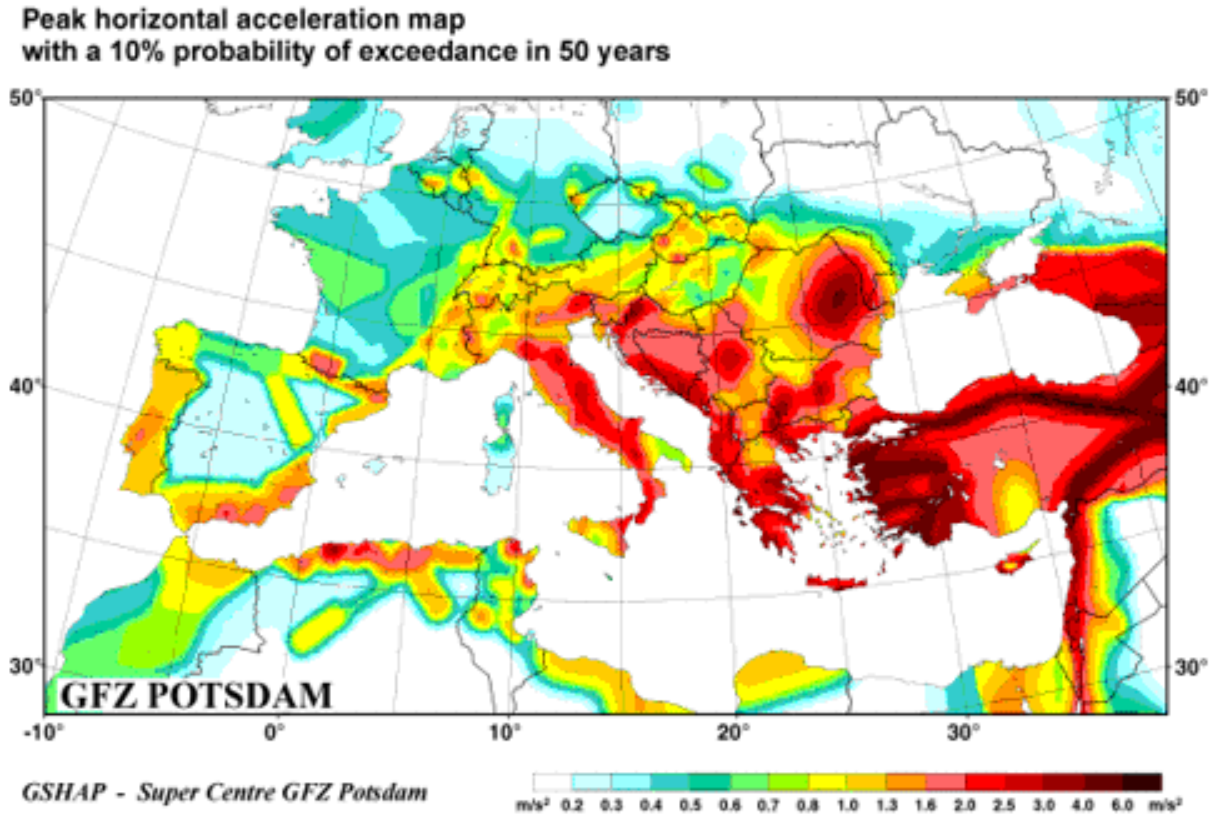


Figure 1.3. Zonation sismique européenne en accélération maximale a_g (PGA) en m/s^2 .
GFZ-Potsdam website <http://seismohazard.gfz-potsdam.de/projects/en/>

La caractérisation la plus explicite d'un tremblement de terre est évidemment constituée d'**accélérogrammes** enregistrés dans la zone géographique considérée, qui contiennent à la fois les aspects accélérations, durée et contenu fréquentiel. Les accélérogrammes constituent une donnée d'action directement utilisable par la dynamique des structures. Voir 2.1 à 2.3.

Enfin, les **spectres de réponse** constituent la caractérisation des tremblements de terre la plus couramment utilisée par l'ingénieur des constructions. Ils sont des sous-produits des accélérogrammes et permettent un calcul simple des efforts internes dans une structure soumise à séisme. Voir 2.4.

1.3 Effets particuliers des séismes.

Tassement.

Des sables secs soumis à vibration peuvent subir des tassements importants, qui peuvent être estimés par des mesures des vides du sable. Ces tassements peuvent atteindre quelques dizaines de cm. Différentiels ou non, ils peuvent être suffisants pour rendre une construction inutilisable.

Liquéfaction.

Les sables fins saturés en eau peuvent être le siège d'un phénomène encore plus spécifique au contexte sismique : la **liquéfaction** des sols.

L'explication du phénomène est la suivante.

La résistance au cisaillement d'un sol est donnée par la relation : $\tau_R = (\sigma - u) \operatorname{tg} \Phi$

avec : Φ : angle de frottement interne du sol $(\sigma - u)$: pression effective

σ : pression non déjaugée u : pression interstitielle de l'eau contenue dans le sol.

Comme la mise en mouvement du sol entraîne une montée de la pression interstitielle u , il y a réduction de la résistance τ_R du sol, jusqu'à son annulation :

$$\tau_R = (\sigma - u) \operatorname{tg} \Phi = 0$$

Un matériau sans résistance au cisaillement se comporte comme un liquide, d'où le terme « liquéfaction » du sol. Ce phénomène peut entraîner des effets catastrophiques :

- une couche non liquéfiée située au dessus d'une couche liquéfiée peut glisser sur celle-ci, si des pentes existent. Des déplacements de sol de grande amplitude sont possibles: ainsi, des glissements de terrain de plusieurs km ont été observés au Pérou. La Figure 1.4 montre un effet de ce type en Alaska. Des constructions situées dans ce genre de site sont entraînées dans le mouvement général du sol.
- dans les sites dont la surface est horizontale, on a observé des phénomènes d'inclinaison, voire de renversement des structures ; seul le respect de la condition de stabilité des bateaux (centre de gravité plus bas que le centre de carène) empêcherait ce renversement...

Les facteurs favorables à l'apparition du phénomène de liquéfaction sont :

- une énergie de vibration importante (fort tremblement de terre), nécessaire pour élever significativement la pression interstitielle u
- un sable fin à moyen, de densité peu élevée, à grains arrondis (faible cohésion) et saturé en eau.

Cette dernière circonstance se rencontre le plus souvent lorsque des loupes ou couches de sable sont comprises entre des couches d'argile imperméable. La sensibilité d'un sol au phénomène de liquéfaction est déterminable par des essais de laboratoire.

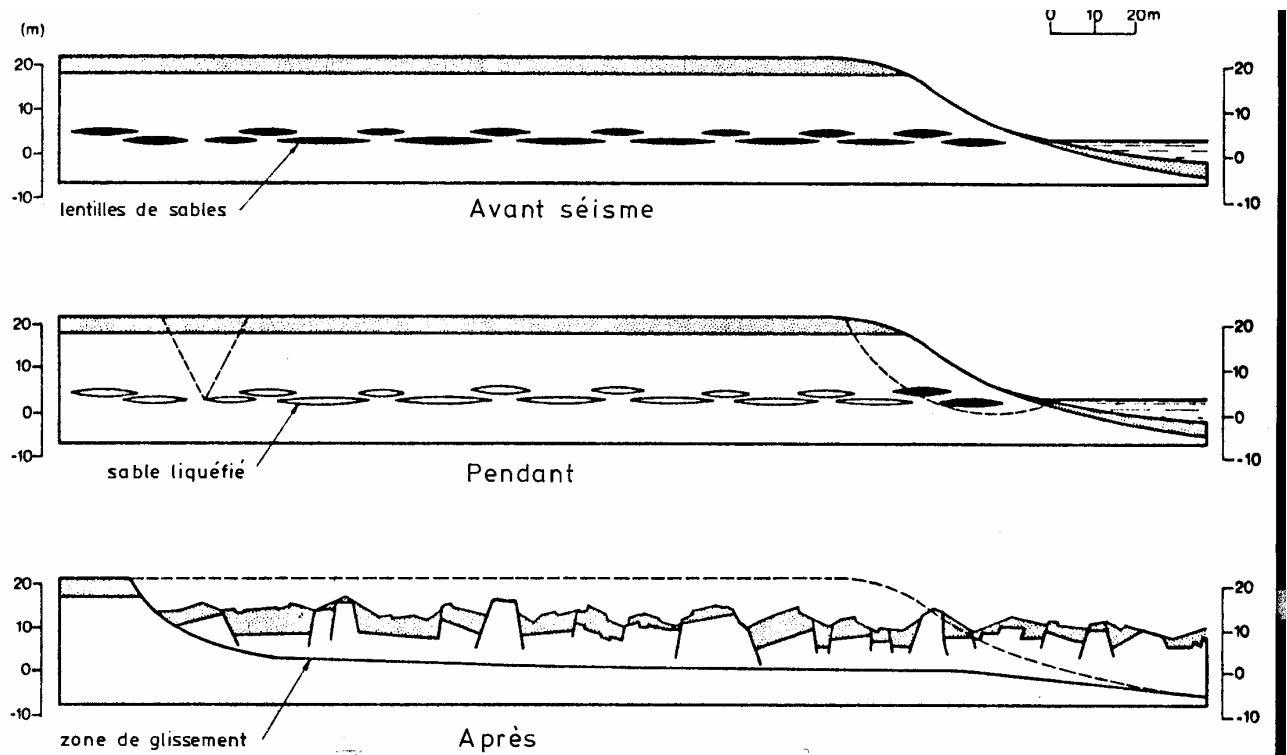


Figure 1.4. Schéma d'un glissement de terrain majeur résultant de la liquéfaction d'une couche de sable.

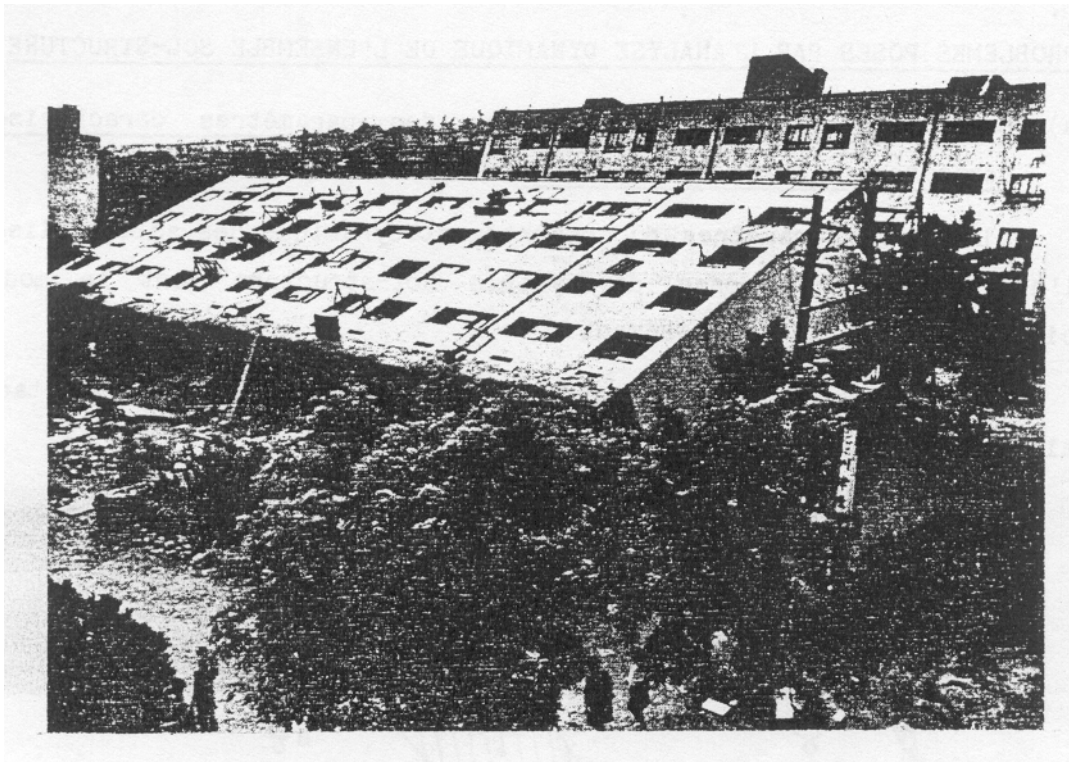


Figure 1.5. Le sol liquéfié entraîne l'inclinaison, voire le renversement, des bâtiments.

Tsunami.

Lorsque le mouvement relatif des bords de la faille est de type coulissage vertical et qu'il a lieu au fond de la mer, il entraîne soit à une aspiration d'eau (si le fond descend d'un côté de la faille, l'autre côté restant fixe), soit à une poussée appliquée à l'eau (si le fond monte d'un côté de la faille, l'autre côté restant fixe). Ce phénomène provoque une formation d'onde en surface de l'eau (vague); cette vague se propage depuis la zone épiscopale sur des centaines de km ; sa hauteur peut atteindre la dizaine de mètres pour des séismes majeurs ; le « tsunami » est l'effet du déferlement de cette vague sur la côte : destruction de constructions, entrainement de bateaux à l'intérieur des terres, etc...

1.4 Effets de site.

L'expérience montre que la distribution des accélérations dans une région n'est pas uniforme.

Les couches de sols situées au dessus du bedrock subissent leur propre excitation par le séisme et jouent un rôle de « filtre » pour les ondes transmises. Ce filtre est généralement un amplificateur. On définit plus en détail cet effet en 2.5 et 2.12.

On note aussi que, toutes fréquences confondues, les zones d'irrégularité géométrique de la surface du sol sont le siège d'amplification des mouvements du sol :

- les accélérations mesurées sur le bedrock sont plus importantes sur les crêtes qu'en zone plate
- de même dans les zones de discontinuité, telles des frontières alluvion-bedrock, en raison des déplacements différentiels de ces matériaux.

Ces informations qualitatives sont utiles lorsque le choix de l'endroit d'implantation de la construction existe.

1.5 Alea sismique & risque sismique dans une région donnée.

1.5.1 Alea sismique dans une région donnée.

On définit comme l'**alea sismique** d'une région le niveau d'un fort séisme qui risque de se produire dans cette région, généralement caractérisé par la valeur de l'accélération de pointe a_{gR} ou PGA et reportée sur les cartes de zonation de l'alea sismique. Cette définition pose le problème de l'établissement de la valeur de calcul de a_{gR} .

Dans une région sismique donnée, il se produit de nombreux tremblements de terre au fil du temps et on observe qu'il existe une relation entre la magnitude de ces séismes et leur fréquence d'apparition : les petits séismes sont nombreux, les gros sont rares. Des lois statistiques ont été établies par différents chercheurs : Gutenberg-Richter, Ambraseys.

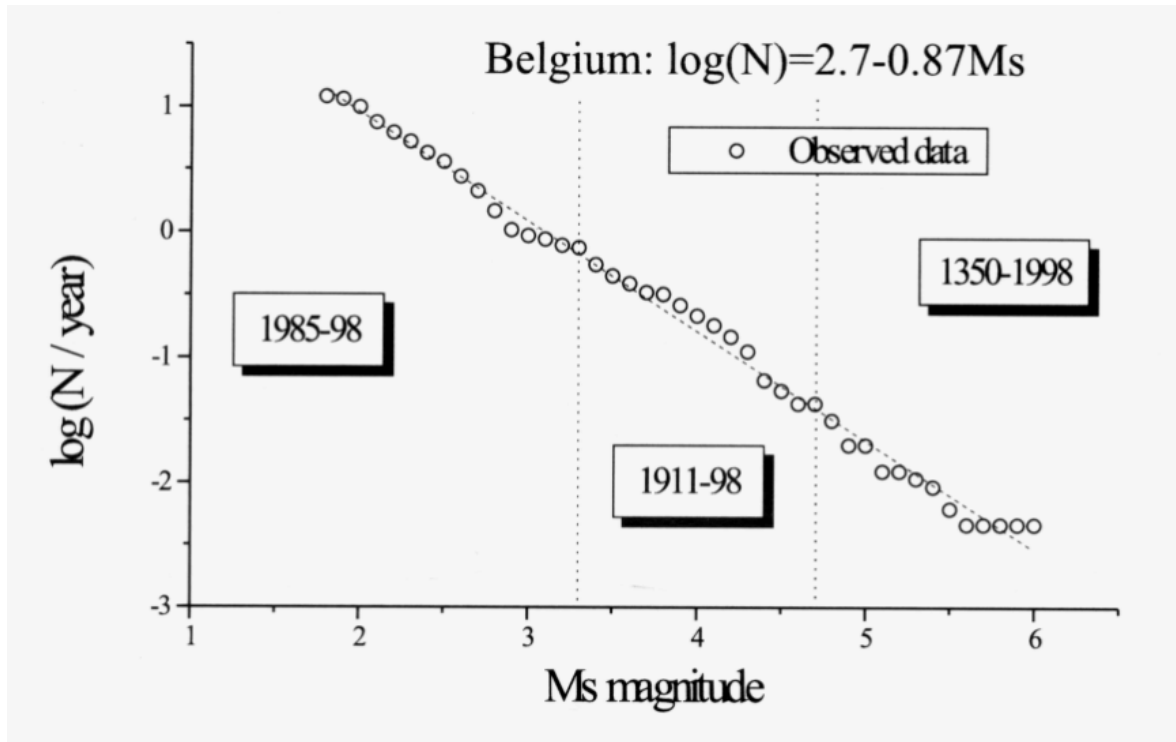


Figure 1.6. Fréquence d'occurrence des séismes (nombre annuel cumulé) en fonction de la magnitude M_s pour le territoire belge.

Une fois connue la loi (magnitude - fréquence d'apparition) pour une région donnée, il est possible de définir l'alea sismique à utiliser dans les projets de construction, à condition de définir la probabilité d'arrivée du séisme contre lequel on décide de se prémunir. Ce choix doit résulter d'une balance entre sécurité et coût, car plus la probabilité d'arrivée du séisme choisie est faible, plus le niveau d'action a_g et le coût de l'aspect antisismique de la construction sont élevés.

Dans l'Eurocode 8, EN1998-1 :2004, l'action sismique de référence à considérer pour les vérifications de non effondrement est associée à une probabilité P_{NCR} de dépassement en 50 ans égale à 10% , ce qui correspond aussi à une période de retour de référence $T_{NCR} = 475$ ans.

La valeur de la probabilité de dépassement P_R en T_L années d'un niveau spécifique de l'action sismique est liée à la période de retour de référence T_R de ce niveau d'action sismique conformément à l'expression : $T_R = -T_L / \ln(1 - P_R)$. Ainsi, pour une valeur de T_L donnée, l'action sismique peut être spécifiée de manière équivalente par sa période de retour de référence T_R ou sa probabilité de dépassement P_R en T_L années.

Dans l'Eurocode 8, on définit une deuxième action sismique de référence, qui doit être considérée pour les vérifications de limitation des dommages aux éléments non structurels. Elle est associée à une probabilité P_{DLR} de dépassement en 10 ans égale à 10% , ce qui correspond aussi à une période de retour de référence $T_{DLR} = 95$ ans.

1.5.2 Risque sismique.

Le « risque sismique » est associé aux effets que le séisme produirait sur les « enjeux » : structures, sols (glissements de terrain, etc...), humains, activité économique. Il dépend donc de l'action (alea), des constructions ou sols et des enjeux.

Si on peut caractériser les constructions ou sols par un paramètre « vulnérabilité » et qu'on s'intéresse spécifiquement au risque associé aux constructions, on a :

$$\text{risque sismique} = \text{alea sismique} \times \text{vulnérabilité}$$

Deux méthodes de principe différent sont utilisées pour l'évaluation du risque sismique associé à un bâtiment :

- l'approche par calcul structurel détaillé : on établit un modèle de la structure dont on fait l'analyse afin d'établir les sollicitations internes, qu'on compare alors à des résistances et déformations de référence pour chaque élément structural. Ces comparaisons permettent d'établir le niveau de sécurité ou le risque associé à la structure. Cette procédure est très longue pour chaque bâtiment (~ 1 mois par bâtiment).
- On possède une base de données statistiques du comportement de structures, relevée lors de précédent tremblement de terre. On caractérise la structure étudiée par un « coefficient global de vulnérabilité ». En se référant à la base de données, on estime le risque sismique associé à la structure. Cette procédure est rapide (~ 1 heure par bâtiment) ; on l'utilise dans des évaluations globales pour une ville ou une région.

Le risque sismique associé à un bâtiment s'exprime en % de dégradation ou en rapport du coût de réparation au coût de reconstruction.

On peut aussi effectuer des étude de risque en termes de pertes humaines ou économiques pour la ville ou le pays victime du séisme.

1.5.3 Incertitudes...

De nombreuses incertitudes affectent la connaissance de l'alea sismique d'une région :

- la base de donnée est faible, car on ne mesure vraiment les séismes que depuis 1950 environ et la méthode expliquée plus haut pour évaluer l'alea dans un région donnée est une méthode statistique où on parle d'évènements avec des périodes de retour de 475 ans (période de référence de l'Eurocode 8).
- les séismes majeurs sont des phénomènes peu fréquents et on a une connaissance très approximative, voire nulle, des évènements sismiques sur ce type de durée
- l'extrapolation est faite sur base d'une hypothèse : la répétitivité de l'histoire
- la connaissance de la géologie des sites, en particulier de la position des failles où se localisent les séismes, est souvent très partielle; plusieurs séismes récents ont fait découvrir des failles inconnues : Northridge (1994), Kobe (1995), Kocaeli (1999), etc...

Le résultat concret de cet état de fait est qu'après chaque séisme, on assiste à un relèvement du niveau de l'aléa estimé pour la région considérée et les régions voisines. Ce relèvement peut être important. Ainsi, le a_g à considérer dans les projets à Istanbul est passé de 0,2g à 0,4g après le séisme de Kocaeli (1999).

On expliquera plus loin que la contre mesure raisonnable aux incertitudes sur l'action sismique, c'est le projet de structure offrant une réserve de résistance ou de capacité de déformation plastique.

1.6 Activité sismique en Belgique - Carte de zonation sismique .

La Belgique est située dans un domaine intra-plaque caractérisé par de faibles taux de déformation tectonique. L'activité sismique connue (depuis le 14^{ème} siècle) est considérée comme faible à modérée. Durant la période historique, le pays a subi des tremblements de terre dévastateurs comme celui du Pas de Calais de 1580 (magnitude M_s estimée à 6.0) et celui de Verviers de 1692 (magnitude M_s estimée entre 6.0 et 6.5). Durant le 20^e siècle, des tremblements de terre de plus faible magnitude ont créé des dégâts en 1938 (Oudenarde, $M_s=5.3$), 1983 (Liège, $M_s=4.7$) et 1992 (Roermond, $M_s=5.4$).

Une carte d'aléa sismique régional, donnant l'accélération maximale au niveau du bedrock, a été établie pour des séismes d'une période de retour de 475 ans (NBN ENV 1998-1-1 NAD, 2002). On a défini des zones sismiques associées à 3 valeurs d'accélération maximale. (Fig. 1.7) :

Zone sismique 0 : Pas d'accélération significative

Zone sismique 1 : $PGA = a_{gR} = 0.05 \text{ g}$ (0.50 m/s^2)

Zone sismique 2 : $PGA = a_{gR} = 0.10 \text{ g}$ (1.00 m/s^2)

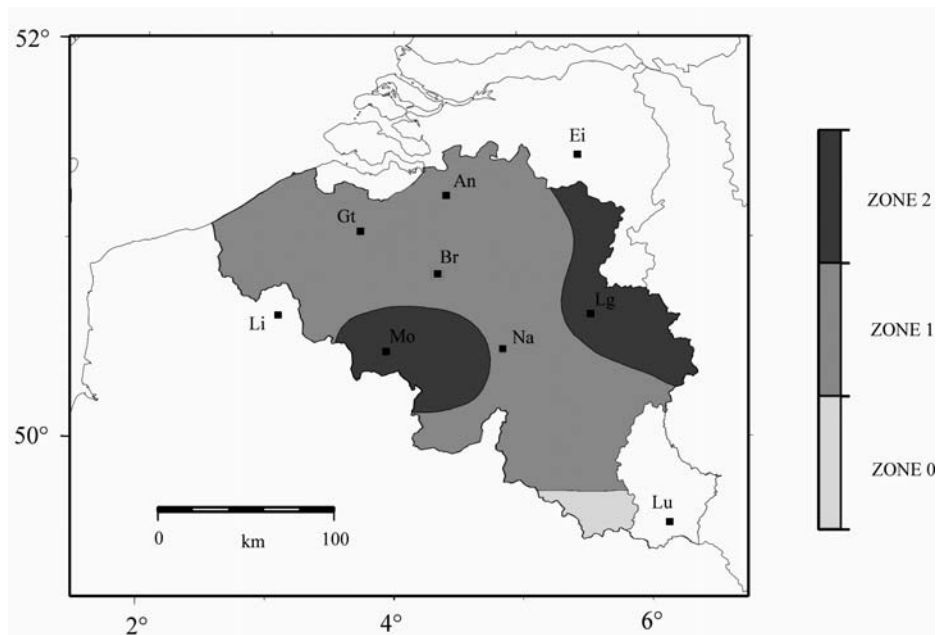


Figure 1.7. Carte de zonation sismique de la Belgique.

1.11. Quelques sites internet utiles pour les données relatives aux séismes.

http://geology.about.com/library/bl/maps/blworldindex.htm	cartes PGA
http://earthquake.usgs.gov	USGS
http://neic.usgs.gov/	USGS
www.insu.cnrs.fr	INSU-CNRS
www.emsc-csem.org	CESM
www.atcouncil.org	ATC
www.geologie.ens.fr	ENS
www.afps-seisme.org	AFPS site
http://www-dase.cea.fr	CEA site
http://isc.u-strasbg.fr	
http://eost.u-strasbg.fr	
http://gndt.ingv.i	GNDT (National Group for Defence against earthquake-Italy)
http://www.hi.is	site islandais, carte sismique
http://kandilli.koc.net/earthquake.htm	
http://mceer.buffalo.edu	multidisciplinary center for earthquake engineering research
http://mae.ce.uic.edu	
www.ideers.bris.ac.uk	didactique sismique
http://seismohazard.gfz-potsdam.de/projects/en/gshap/gshap_e.html	seismic hazard map
http://www.emsc-csem.org	site "Méditerranée"
http://www.fema.gov/hazards/earthquakes/fema350.shtm	

Chapitre 2.

Réponse élastique des structures aux séismes.

La réponse d'une structure soumise aux mouvements du sol appliqués à sa base est un problème de dynamique. On en rappelle ci-après quelques éléments.

2.1 Avertissement.

Pour obtenir des résultats corrects dans les problèmes de dynamique, il est nécessaire de caractériser chaque grandeur physique dans son unité significative : ainsi, un plancher ou sa charge sont des **masses** et l'unité de masse est le **kg** (pas le kN !).

Il est aussi nécessaire d'utiliser un système d'unités cohérent, SI (Système International) par exemple.

Les unités du système SI utilisées en dynamique sont :

masse m kg

accélération a m/s^2

force F N (souvenir : $F = m a$)

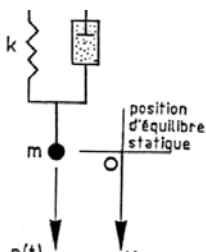
longueur m

temps s

Si on omet ces règles, on s'expose à des erreurs quantitatives graves : ainsi, si on exprime les masses en kN et qu'on applique $F = m a$, la force trouvée est 10 fois trop grande, soit une erreur de 1000 %, erreur classique de débutant...

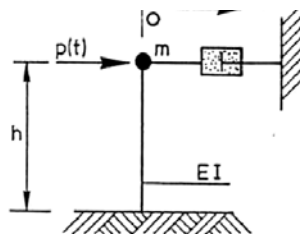
2.2 Dynamique de l'oscillateur simple.

Un oscillateur simple est constitué d'une masse m concentrée reliée à un point fixe par un ressort. Figure 2.1. On considère qu'il ne peut se déplacer que dans une seule direction et le mouvement est, dans le cas général, amorti.



Ressort : $F_l = -k u$

(Ex : suspension de voiture)



Poutre encastree : $F_l = -3 EI u / h^3$

(Ex : château d'eau, si l'eau est gelée)

Figure 2.1. Exemple d'oscillateurs simples et relation force F_l – déplacement u .

On peut écrire l'équation de mouvement de cet oscillateur simple soumis à une force variable $p(t)$.

Soit $u(t)$ le déplacement de la masse m par rapport à la position d'équilibre, $u'(t)$ sa vitesse, $u''(t)$ son accélération. Lors du mouvement, m est soumise à :

$F1(t) = -ku(t)$	force de rappel du ressort
$F2(t) = -c u'(t)$	résistance de l'amortisseur
$p(t)$	force extérieure imposée.

La loi fondamentale de la dynamique s'écrit : $F1(t) + F2(t) + p(t) = m u''(t)$
ou $u''(t) + cu'(t) / m + ku(t) / m = p(t) / m$ (2.1)

Oscillations libres, amortissement nul.

Oscillation libre $p(t) = 0$ Amortissement nul $c = 0 \Rightarrow u(t) = A \sin(\omega t + \phi)$

Le mouvement est sinusoïdal de période $T = 2\pi (m/k)^{1/2} = 2\pi / \omega$ (en s)

La fréquence f du mouvement vaut : $f = 1/T$ (en Hertz = s^{-1})

On appelle $\omega = (k/m)^{1/2} = 2\pi / T$ la pulsation du mouvement (en rad/sec)

A fixe l'amplitude du mouvement et ϕ son déphasage. Ces deux paramètres dépendent des conditions initiales du problème (importance du déplacement imposé, décalage par rapport à l'origine du temps).

Le mouvement oscillant a lieu sans fin. Figure 2.2 haut.

Oscillations libres avec amortissement non nul.

Oscillations libre $p(t) = 0$ Amortissement $c \neq 0 \Rightarrow u''(t) + cu'(t) / m + ku(t) / m = 0$

La solution dépend de la valeur de c . Si $c > 2m\omega$, le mouvement ne comporte pas d'oscillation et s'arrête sans repasser au-delà de la position d'équilibre statique. Si $c < 2m\omega$, le mouvement est pseudo-périodique, avec des extréma décroissants avec le temps. Figure 2.2.

On caractérise le degré d'efficacité c de l'amortisseur par le paramètre $\zeta = c / 2m\omega$ Lorsque $\zeta = 1$, on dit que l'amortissement est critique. Dans ce cas la structure, écartée de sa position d'équilibre, revient à celle-ci sans aucune oscillation. Figure 2.2 milieu.

Pour les structures réelles, l'ordre de grandeur de ζ est de 1% pour les constructions en acier et 2% pour les constructions en béton.

Toutefois, dans le contexte sismique, il existe des facteurs additionnels d'amortissement, tels que des fissurations, des déplacements avec frottement dans les assemblage, des frottements entre cloisons et structures. Pour cette raison, on admet une valeur unique de ζ égale à 0,05, soit 5 % de l'amortissement critique. Pour cette valeur de ζ , la pseudo période T de l'oscillateur amorti vaut :

$$T = 2\pi (1 - \zeta^2)^{-1/2} / \omega = 1.00125 \times 2\pi / \omega \approx 2\pi / \omega$$

Elle peut donc en pratique être confondue avec la période de l'oscillateur libre.

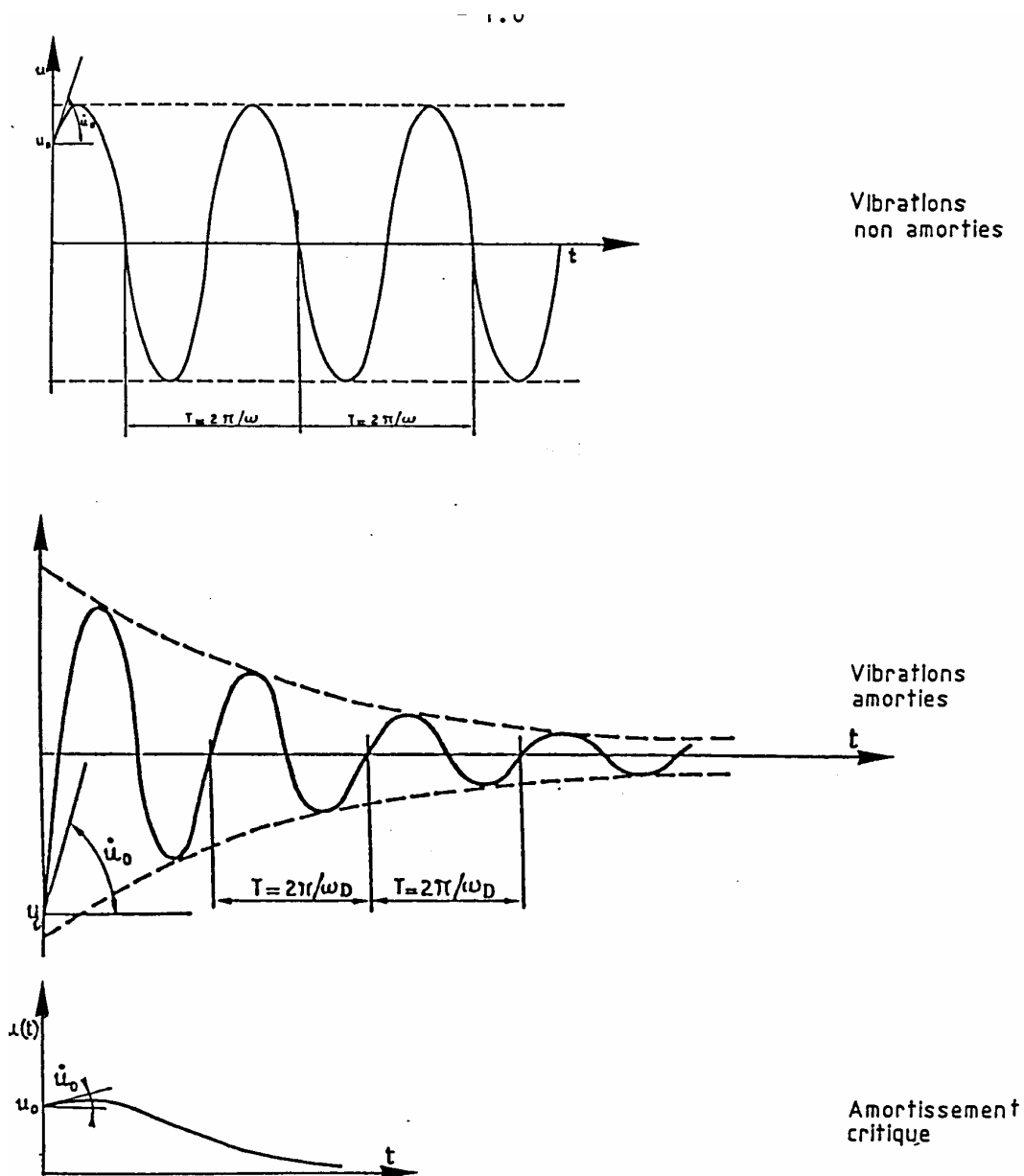


Figure 2.2. Types de vibrations libres réalisées par écartement de la position d'équilibre.

Oscillations forcées harmoniques.

Soit $p(t) = p_0 \sin \alpha t$. La résolution de l'équation du mouvement montre que le déplacement u comporte dans ce cas un terme transitoire de période $2\pi / \omega$ qui est amorti rapidement et un terme de mouvement permanent. Figure 2.3 : $u = p_0 / k \lambda \sin (\alpha t - \theta)$. On note que:

- la période du mouvement permanent est celle de la force d'excitation $T_{\text{excit}} = 2\pi / \alpha$ et non la période $T_{\text{oscil}} = 2\pi / \omega$ de l'oscillateur

- p_0 / k est le déplacement statique du ressort sous la force p_0

- λ est un coefficient d'amplification dynamique dépendant de l'amortissement et du rapport

$$\beta = T_{\text{oscil}} / T_{\text{excit}} = \alpha / \omega \quad \lambda = [1 - \beta^2]^2 + (2\beta\xi)^2)^{-1/2}$$

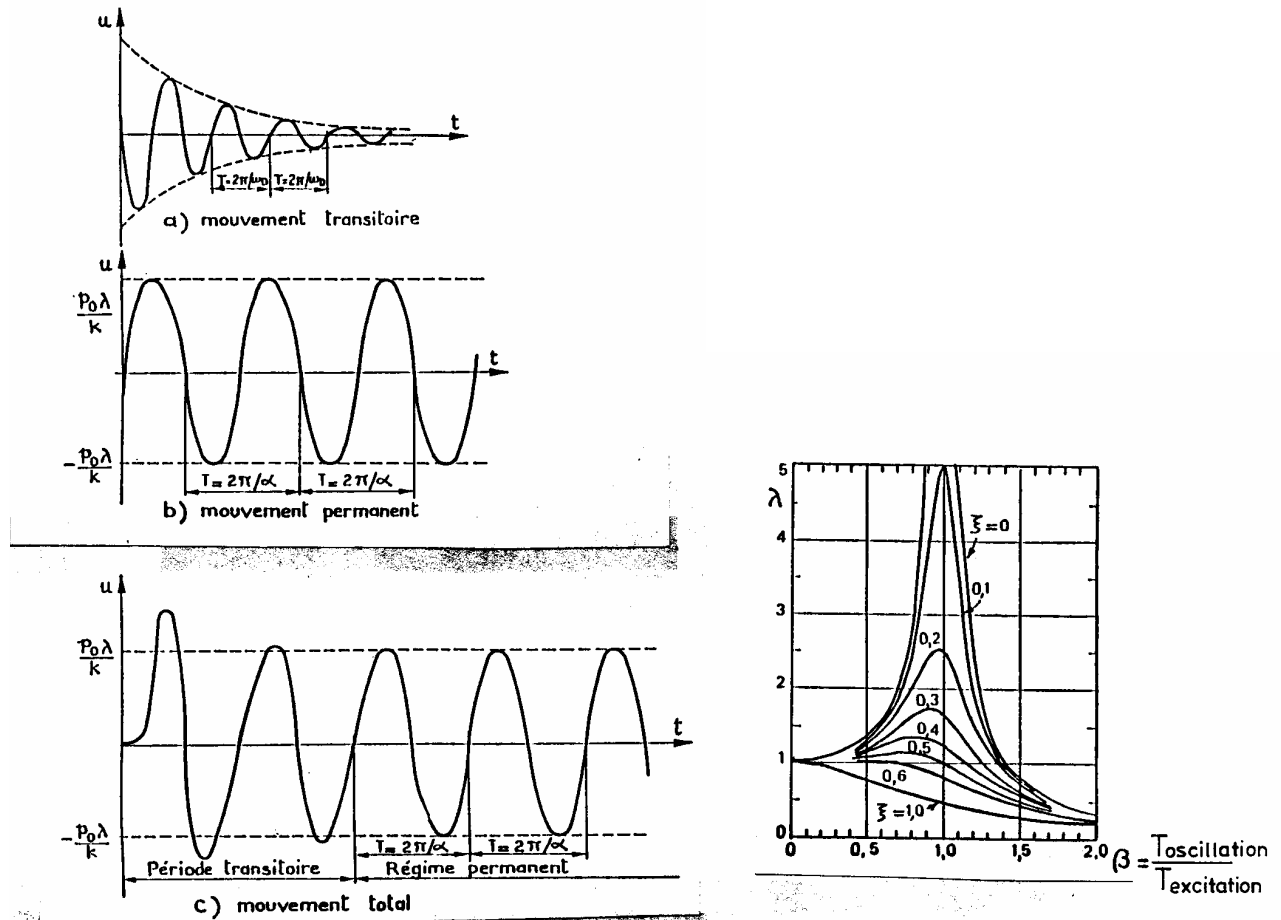


Figure 2.3. Oscillations forcées harmoniques et coefficient d'amplification λ du déplacement.

On constate que :

- pour un oscillateur infiniment raide ($T \rightarrow 0$, $\omega \rightarrow \infty$, $\beta = 0$) le mouvement est sinusoïdal d'amplitude p_0/k
- pour un oscillateur très souple ($T \rightarrow \infty$, $\omega \rightarrow 0$, β grand) le coefficient d'amplification du déplacement est très faible et le mouvement est sinusoïdal d'amplitude $p_0/m\alpha^2$
- lorsque la période propre de l'oscillateur est égale à la période de la force d'excitation, l'oscillateur entre en résonance et l'amplitude du mouvement vaut $\lambda = 1/2\xi$. Ainsi, pour $\xi = 0,05$, $\lambda = 10$
- pour éviter des problèmes de résonance, il faut que la période propre de l'oscillateur s'écarte au minimum d'environ 20 % de la période de la force d'excitation.

Oscillations forcées quelconques.

Pour $p(t)$ quelconque, la solution de l'équation du mouvement est fournie par l'intégrale de Duhamel. Aucune remarque générale ne peut être faite.

2.3 Excitation par déplacement d'appui d'un oscillateur simple de type console encastrée.

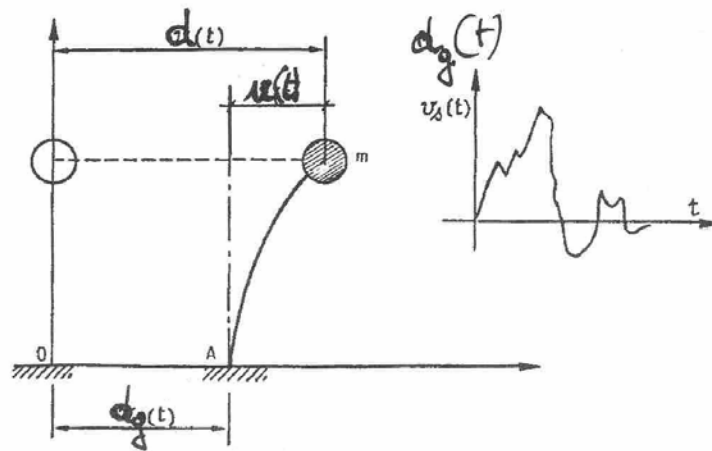


Figure 2.4. Excitation d'une structure par déplacement horizontal de son appui.

Un tremblement de terre impose au point A d'encastrement de la console verticale un déplacement $d_g(t)$ (indice g pour « ground », sol en anglais) – Figure 2.4. Les déplacements $d_g(t)$ sont considérés dans un repère absolu. Pour connaître les effets du séisme dans la structure de l'oscillateur, on considère les déplacements relatifs $u(t)$ par rapport au point A, car ils permettent le calcul des grandeurs liées à la déformation du solide "oscillateur" :

- la force de rappel $F1 = -k u(t)$
- la force d'amortissement $F2 = -c u'(t)$.

L'équation fondamentale de la dynamique s'écrit ici :

$$F1 + F2 = m d''(t) \quad \text{d'où} \quad m d''(t) + c u'(t) + k u(t) = 0$$

$$\text{Or : } d(t) = u(t) + d_g(t) \quad \text{et} \quad d''(t) = u''(t) + d_g''(t)$$

$$\text{d'où} \quad m u''(t) + c u'(t) + k u(t) = -m d_g''(t) \quad (2.2)$$

Cette équation est similaire à (2.1), si on note $p(t) = -m d_g''(t)$

L'étude de l'oscillateur simple soumis à un déplacement imposé du monde extérieur auquel il est fixé est un problème mathématique identique à celui de l'oscillateur simple considéré dans le repère relatif mobile fixé à sa liaison au monde extérieur et soumis à une force fictive $p(t) = -m d_g''(t)$ proportionnelle à l'accélération absolue $d_g''(t)$ de sa liaison au sol.

Lorsque $u(t)$ est calculé, on trouve $F_1(t) = -k u(t) = -EI u(t) / h^3$

Les efforts internes dans la console se déduisent de $F_1(t)$.

On dispose ainsi d'une méthode d'étude de toute l'histoire des efforts internes en fonction du temps dans l'oscillateur simple dont le déplacement d'appui suit une loi d'accélération $a(t) = d_g''(t)$. Une telle étude est dite "time-history" ou analyse chronologique (linéaire ici). Compte tenu de la définition de la pulsation $\omega = (k/m)^{1/2}$, on peut écrire la relation précédente sous la forme

$$F_1(t) = -ku(t) = -m\omega^2 u(t) = -m\beta(t)$$

et dire que le résultat est similaire à celui obtenu lorsque la masse m est soumise à une "pseudo accélération" $\beta(t) = \omega^2 u(t) = 4\pi^2 u(t)/T^2$

On voit au paragraphe suivant que cette formulation permet une présentation simple du calcul de l'oscillateur soumis à un tremblement de terre.

2.4 Spectre de réponse élastique en accélération. Principe d'établissement.

Dans une zone géographique donnée où un accélérogramme $d_g''(t)$ représentatif des mouvements sismiques en base de la fondation de la structure étudiée est connu, on peut penser à simplifier la vie des ingénieurs auteurs de projet (spécialisés à ce stade en oscillateurs simples amortis) en résolvant une fois pour toutes l'ensemble des cas des divers oscillateurs simples possibles. A cette fin, on effectue n fois l'opération suivante.

On considère un oscillateur composé d'une masse M , située à une hauteur H d'une poutre console d'inertie I et de module d'élasticité E .

La constante de rappel k de la console « ressort » est égale à : $k = 3EI/H^3$

La période propre T_1 de l'oscillateur ainsi constitué vaut:

$$T_1 = 2\pi/\omega = 2\pi(M/k)^{1/2} \Rightarrow T_1 = 2\pi\sqrt{\frac{MH^3}{3EI}}$$

En résolvant l'équation (2.2), on établit la valeur du déplacement relatif $d = u(t)$ de la masse M par rapport l'encastrement A de sa console support et de la pseudo accélération $\beta(t) = \omega^2 u(t)$ à chaque instant. L'amplitude du déplacement d de la masse par rapport à la base est influencée par l'amortissement du système ; on attribue à ce dernier pour la plupart des applications une valeur standard égale à 5 % de l'amortissement critique.

On retient la valeur maximale de $\beta(t)$ sur la durée du tremblement de terre, et on l'associe à la période T_1 , soit $\beta(T_1) = \max \beta(t)$. On reporte $\beta(T_1)$ dans un diagramme $(\beta(T_1), T)$. Figure 2.5.

En faisant varier les paramètres qui définissent la console de référence (autres masses M , autres raideurs k , qui correspondent à d'autres périodes fondamentales $T = T_1, T_2, \dots$), on établit un ensemble de paires de valeurs $[T_i, \beta(T_i)]$.

L'ensemble des points $[T_i, \beta(T_i)]$ constitue ce qu'on appelle le **spectre de réponse élastique $\beta(T)$ en accélération** (en fait en pseudo accélération) correspondant à un accélérogramme de la zone étudiée.

L'auteur de projet qui dispose de ce spectre peut obtenir directement, pour un oscillateur simple donné dont il évalue la période propre T , la force maximale F_{max} « équivalente » au tremblement de terre :

$$F_{max} = M\beta(T_1)$$

L'équivalence mentionnée correspond au fait que le déplacement calculé sous l'application de ce F est égal au déplacement relatif maximum $d = u_{max}$ entre la masse M et la base de la console.

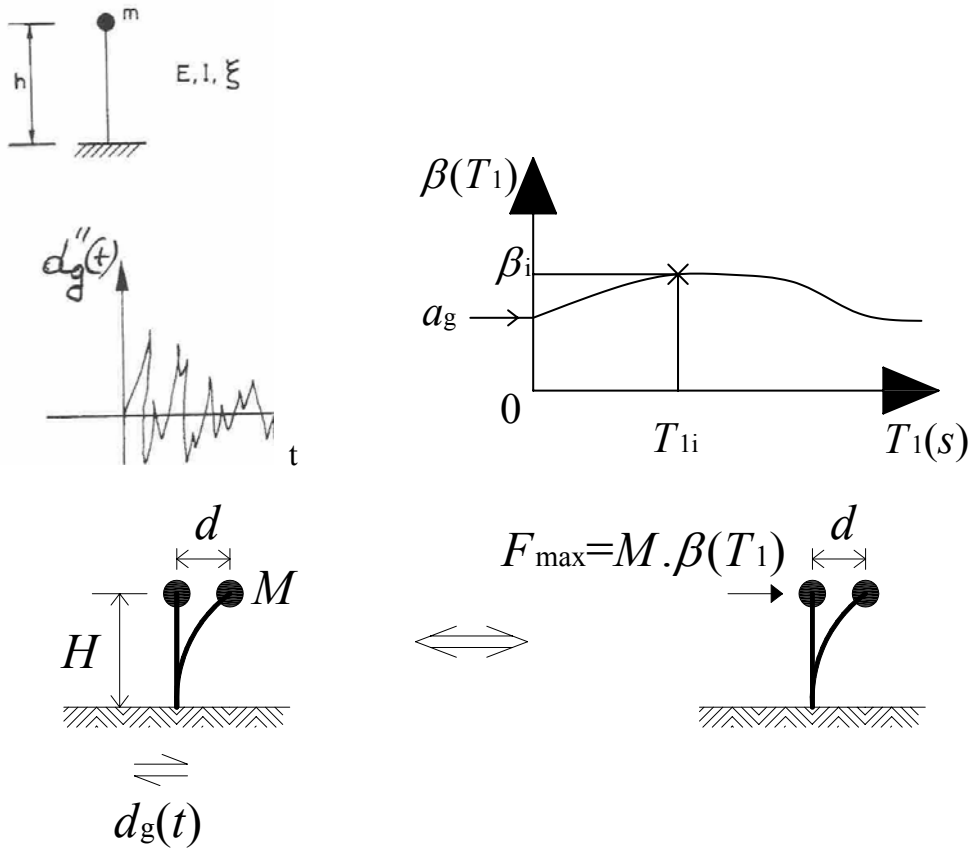


Figure 2.5. Construction d'un spectre de réponse élastique en accélération correspondant à un accélérogramme donné et définition d'une Force statique F_{max} « équivalente » au séisme.

Spectre de réponse du code parasismique.

Des incertitudes affectent la connaissance de l'accélérogramme qui sera mesuré à un endroit donné lors du prochain tremblement de terre. Le "spectre de réponse en accélération β " établi comme indiqué ci-dessus correspond à un seul accélérogramme et ne peut pas bien représenter la sismicité du site.

On rencontre les incertitudes quant aux prochains séismes en établissant plusieurs spectres de réponse $\beta(T_1)$ qui correspondent à plusieurs accélérogrammes et en retenant comme spectre pour le code parasismique une "moyenne" de tous ces spectres – Figure 2.6.

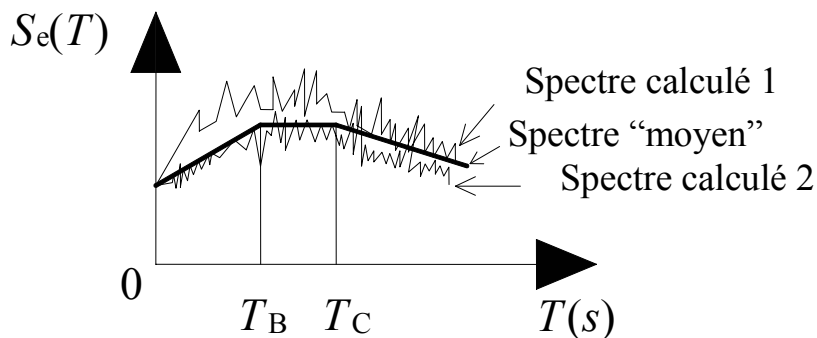


Figure 2.6. Définition d'un spectre « moyen » $S_e(T)$ de code parasismique.

Le spectre "moyen" résulte d'une approche statistique, associée à un "jugement d'ingénieur" et au souci d'un confort d'utilisation du spectre normatif, de sorte que la forme du spectre de réponse de projet $S_e(T)$ est plus schématique que celle de chaque spectre de réponse $\beta(T_1)$.

On présente à la Figure 2.7 le spectre de réponse élastique $S_e(T)$ de l'Eurocode 8, où on distingue des périodes "de coin" T_B , T_C et T_D . Les codes parasismiques définissent généralement une seule schématisation de base pour le spectre de réponse élastique en accélération de référence.

L'évaluation de la déformée et des sollicitations d'une console de masse M et de raideur EI/H est effectuée comme expliqué précédemment et la force horizontale F maximale vaut: $F_{max} = M S_e(T)$

Ne pas oublier de considérer le spectre en unité d'accélération (m/s^2) pour des calculs pratiques...

Si on peut établir que l'amortissement est différent de la valeur standard de 5 %, le spectre de réponse élastique peut être corrigé par un coefficient η .

Le spectre est fonction du sol par le paramètre S , comme on l'on explique en 2.5. Le spectre des codes parasismiques est généralement établi pour une valeur standard d'amortissement égale à 5% de l'amortissement critique. Si on peut démontrer qu'une structure étudiée est caractérisée par une autre valeur d'amortissement, on modifie le spectre de base par un paramètre η .

L'examen d'un spectre de réponse élastique en accélération -Figure 2.7- met en évidence plusieurs faits :

- pour une structure très raide ($T \approx 0$ s), la pseudo accélération $S_e(T)$ est égale à l'accélération maximale $Sa_g = Sd_g''(t)$ du sol (si on construit sur le bedrock, $S=1$); c'est logique, car une structure infiniment raide suit exactement les mouvement du sol, sans avoir de déformée propre
- la réponse dynamique des structures modérément flexibles (T compris entre T_B et T_C , ordre de grandeur 0,25s et 0,8s, voir Tableau 2.3) entraîne à une amplification des accélérations par rapport à l'accélération du sol; la pseudo accélération $S_e(T)$ est de l'ordre de 2,5 fois l'accélération maximale $Sa_g = Sd_g''(t)$ du sol ; le contenu fréquentiel des accélérogrammes, qui est plus important dans cette gamme de périodes, favorise un aspect « résonance » dans la réponse de la structure.
- les structures très flexibles sont les moins sollicitées en terme de force, car elles fléchissent de telle sorte que $u(t) \approx d_g(t)$ et « ne voient pas passer » le séisme ; cette grande flexibilité est toutefois synonyme d'un effet $P-\Delta$ important.

On conclut que les effets d'un tremblement de terre sur une structure dépendent de sa rigidité : une structure plus rigide (période propre T faible) subit des forces plus élevées qu'une structure flexible.

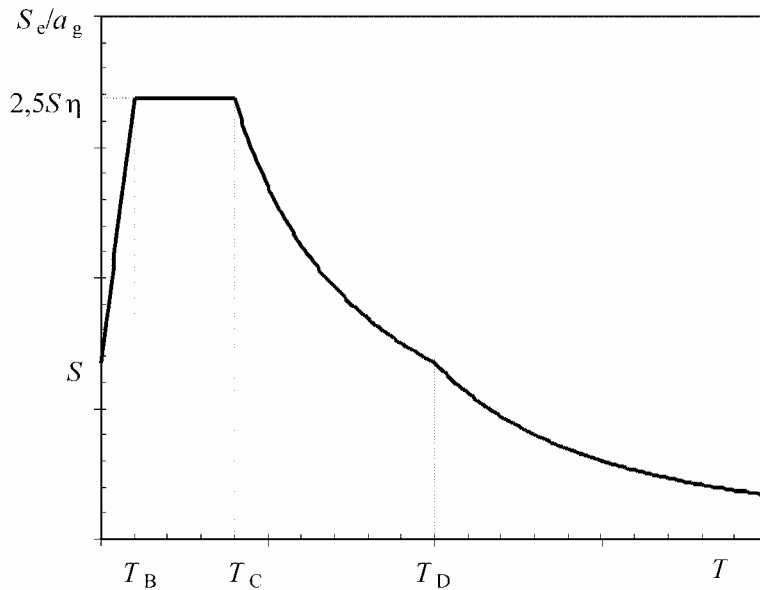


Figure 2.7. Spectre de réponse élastique en accélération $S_e(T)$ de l'Eurocode 8.

2.5 Spectre de calcul pour l'analyse élastique.

Du spectre de réponse élastique au spectre de calcul.

D'autres facteurs que ceux considérés dans l'établissement du spectre de réponse élastique $S_e(T)$ interviennent dans la réponse des structures aux tremblements de terre.

Les spectres de calcul pour l'analyse élastique $S_d(T)$ prennent en compte ces facteurs additionnels, qu'on définit aux paragraphes suivants.

Importance de la construction.

La définition de l'accélération maximale "de calcul" a_g résulte d'un processus statistique et correspond à l'acceptation d'un certain niveau de risque. Il en découle que l'accélération maximale de calcul a_g devrait être plus grande pour les structures considérées comme plus précieuses ou plus importantes à divers points de vue. Dans l'Eurocode 8, on définit une accélération de référence a_{gR} correspondant à un niveau standard de risque accepté ; a_{gR} est compris entre $0,05 g$ ($0,5 \text{ m/s}^2$) dans les zones très faiblement sismiques et $0,4 g$ (4 m/s^2) dans les zones très sismiques. L'accélération maximale de calcul a_g est trouvée en multipliant a_{gR} par γ_I , "coefficient d'importance" de la structure considérée :

$$a_g = \gamma_I a_{gR} .$$

γ_I est égal à 1 pour les bâtiments courant et vaut jusqu'à 1,4 pour les structures dont l'intégrité est vitale en cas de séisme. On donne au Tableau 2.1 les valeurs de γ_I recommandées dans l'Eurocode 8 pour différentes catégories d'importance de bâtiments.

Tableau 2.1. Catégories d'importance de bâtiments et valeurs recommandées de γ_I .
(EN1998-1:2004).

Catégorie d'importance	Bâtiments	γ_I
I	Bâtiments d'importance mineure pour la sécurité des personnes, par exemple, bâtiments agricoles, etc.	0,8
II	Bâtiments courants n'appartenant pas aux autres catégories	1,0
III	Bâtiments dont la résistance aux séismes est importante compte tenu des conséquences d'un effondrement, par exemple : écoles, salles de réunion, institutions culturelles, etc.	1,2
IV	Bâtiments dont l'intégrité en cas de séisme est d'importance vitale pour la protection civile, par exemple : hôpitaux, casernes de pompiers, centrales électriques, etc.	1,4

Séisme proche, séisme lointain.

Une accélération de pointe a_{gR} donnée à un endroit donné peut être engendrée par différents types de séisme : un fort séisme dont l'épicentre est éloigné ou un séisme plus faible dont l'épicentre est proche. Le séisme réel affectant une zone est fonction de la géologie, proche et lointaine. Mais les spectres de réponse correspondant aux deux types de séisme mentionnés sont différents, parce que des ondes propagées de loin ou de près produisent des effets différents. Dans l'Eurocode 8, cette possibilité est considérée et des formes de spectres de types 1 et 2 sont définies.

Le type 1 correspond à des séismes lointains de magnitude suffisante ($M_S \geq 5,5$) pour engendrer au site de construction des accélérations significatives dont la contribution est prépondérante dans le risque sismique.

Le type 2 est à considérer si des tremblements de terre de magnitude $M_S < 5,5$ constituent le facteur prépondérant de risque.

Dans certaines régions, le spectre de calcul résulte d'une combinaison des spectres des types 1 et 2.

Sols et sites.

Les couches de sol présentes entre le rocher sous-jacent et la fondation d'un bâtiment modifient la forme et les amplitudes du spectre de réponse élastique ou "alea", établies au niveau du rocher. Un paramètre de sol S prend en compte cette influence, de sorte que l'accélération maximale à la fondation est égale à Sa_g .

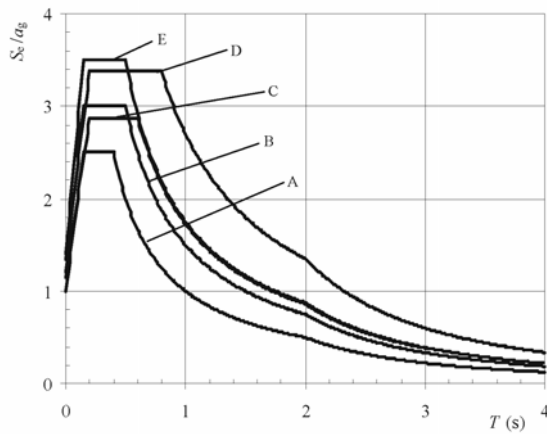
Les sites sont classifiés en types A, B, C, D et E selon des profils stratigraphiques et des valeurs de paramètres caractérisant les sols. Le tableau 2.2 définit les valeurs de S associées à ces types de sols et sites. On voit que l'influence sur le mouvement en base de la structure est significatif, puisque S est compris entre 1 (sur le rocher) et 1,8 (sol très meuble). De plus, les valeurs des périodes "de coin" T_B

et T_C , assez différentes selon les sites et sols et visibles à la Figure 2.8, influencent significativement le spectre.

En examinant la Figure 2.8, on constate que:

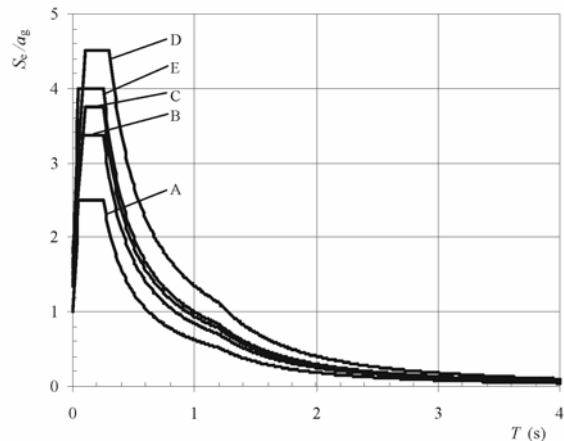
- plus les couches sont meubles (origine du mot « meuble » : mobile...), plus l'amplification est élevée à période égale (penser au mouvement de l'eau dans un bassin agité, par comparaison au mouvement de la même eau, mais gelée, dans le même bassin).
- l'amplification relative du site D par rapport au site A atteint pratiquement 3 pour des oscillateurs (bâtiments, château d'eau, etc) de période égale à 1 s
- la période T_C de « coin » du spectre se déplace vers la droite quand on passe de sol rocheux à sol meuble

Il apparaît clairement qu'ignorer les conditions de sol et site peut conduire à de grandes sous-estimations de l'action sismique.



Spectre de Type 1.

Séisme lointain de magnitude $M_S \geq 5,5$



Spectre de Type 2.

Séisme de magnitude $M_S < 5,5$

Figure 2.8. Spectres de calcul $S_e(T)$ de l'Eurocode 8 pour les tremblements de terre des types 1 et 2 et pour différentes conditions des sols et site

Tableau 2.2. Paramètres de l'Eurocode 8 tenant compte des conditions de sol et site.

Sol et site	Séisme de Type 1				Séisme de Type 2			
	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A: Rocher ou autre formation géologique de ce type comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant	1,0	0,15	0,4	2,0	1,0	0,05	0,25	1,2
B Dépôts raides de sable, de gravier ou d'argile sur-consolidée, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, caractérisés par une augmentation progressive des propriétés mécaniques avec la profondeur	1,2	0,15	0,5	2,0	1,35	0,05	0,25	1,2
C Dépôts profonds de sable de densité moyenne, de gravier ou d'argile moyennement raide, ayant des épaisseurs de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres	1,15	0,20	0,6	2,0	1,5	0,10	0,25	1,2
D Dépôts de sol sans cohésion de densité faible à moyenne (avec ou sans couches cohérentes molles) ou comprenant une majorité de sols cohérents mous à fermes	1,35	0,20	0,8	2,0	1,8	0,10	0,30	1,2
E Profil de sol comprenant une couche superficielle d'alluvions avec des valeurs de v_s de classe C ou D et une épaisseur comprise entre 5 m environ et 20 m, reposant sur un matériau plus raide avec $v_s > 800$ m/s	1,4	0,15	0,5	2,0	1,6	0,05	0,25	1,2

Ductilité de la structure.

On dit "ductile" une structure qui peut subir sans perte de résistance des déformations plastiques alternées. Comme expliqué plus en détail au Chapitre 3, la ductilité peut avoir une influence positive sur l'économie d'un projet, car :

- la structure ductile est capable de subir avec succès le même déplacement qu'une structure qui répondrait de façon purement élastique, mais elle atteint ce résultat avec des éléments structuraux de section moindre ;
- les sollicitations à la fondation sont réduites.

Cette capacité à se déformer plastiquement sans perte de résistance est traduite par l'attribution d'un "coefficient de comportement", q dans l'Eurocode 8, dont la valeur dépend du type de structure résistante. Le coefficient q intervient comme réducteur du spectre élastique $S_e(T)$ lors de la définition du spectre de calcul $S_d(T)$. La réduction est comprise entre 1,5 pour les structures peu dissipatives et 6 pour les structures très dissipatives. Le facteur q permet de tenir compte de la capacité de déformation plastique d'une structure tout en effectuant une analyse purement élastique sous un spectre $S_d(T)$.

Exemples de spectres de calcul.

Lorsqu'on tient compte de tous les facteurs définis aux paragraphes précédents, c'est toute une famille de spectres de calcul $S_d(T)$ qui apparaît au départ d'un spectre de réponse élastique $S_e(T)$.

$S_e(T)$ est fonction de a_{gR} , γ_1 et T .

$S_d(T)$ est fonction de $S_e(T)$, q et des conditions de sol et site.

Les expressions définissant les différentes branches du spectre $S_d(T)$ de l'Eurocode 8 sont données en Annexe. On présente à la Figure 2.9 quelques exemples de spectres de calcul correspondant à une zone sismique où $a_g = 2\text{m/s}^2$, où le risque sismique correspond à un tremblement de terre de type 1, pour des structures caractérisées par $q = 1,5$ construites sur des sols de type A et C et pour des structures caractérisées par $q = 4$ construites sur un sol de type C.

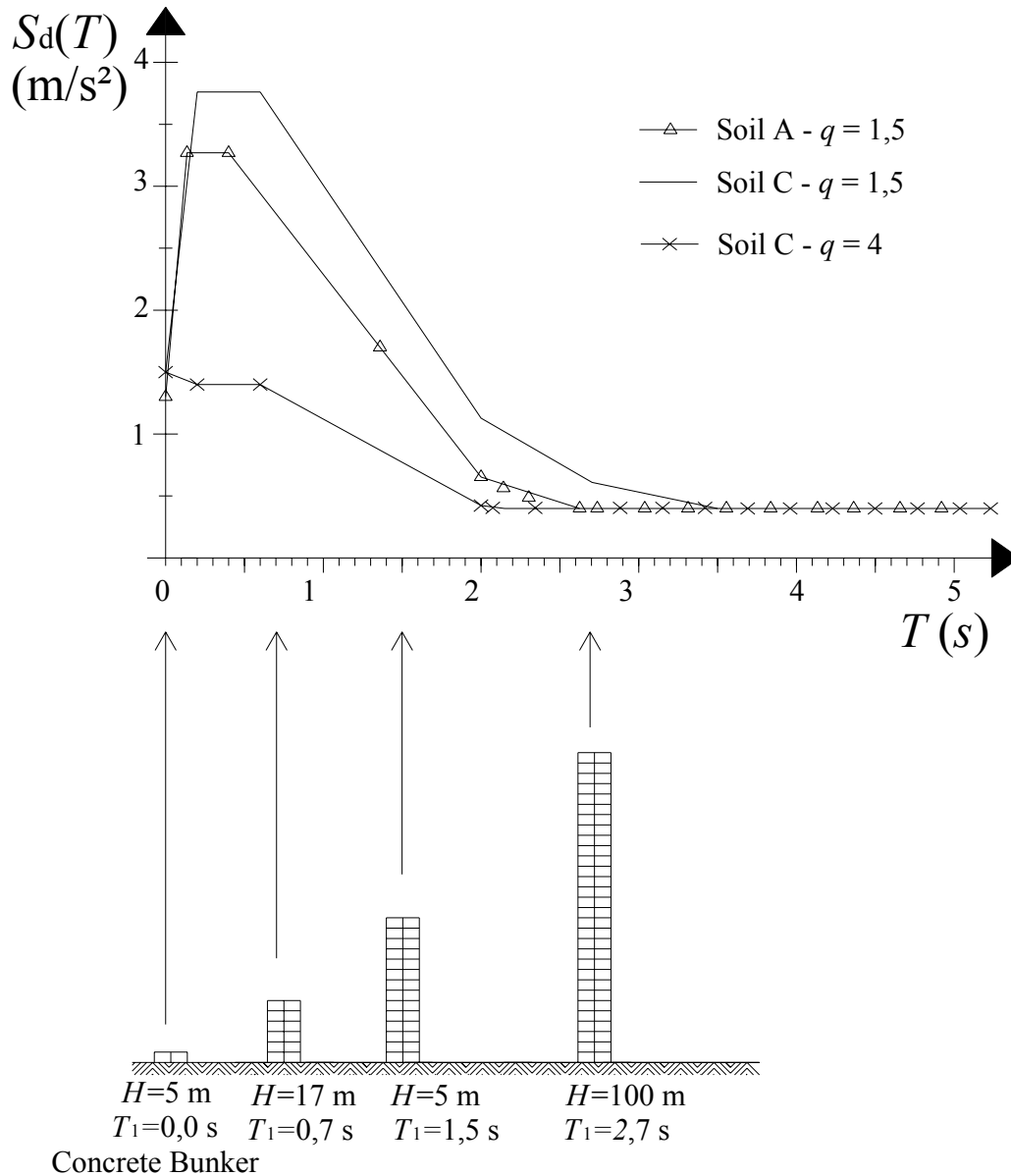


Figure 2.9. Exemples de spectre de calcul pour divers sites et coefficient de comportement, en regard de quelques structures caractérisées par leurs périodes T_1 (estimée par la relation $T_1 = Ct H^{3/4}$ du Tableau 2.3).

2.6 Spectre de réponse en déplacement.

Le processus d'établissement du spectre de réponse en accélération décrit en 2.3 fournit aussi les déplacements $u(t)$, car les accélérations, les déplacements (et les vitesses u') sont mathématiquement liés entre eux. On a vu que la "pseudo accélération" $\beta(t) = \omega^2 u(t) = 4 \pi^2 u(t)/T^2$ d'où

$$u(t) = \beta(t) \times (T/2\pi)^2$$

Cette relation appliquée aux spectres donne, en notations Eurocode 8, le spectre de réponse élastique en déplacement $S_{De}(T)$: $S_{De}(T) = S_e(T) (T/2\pi)^2$

L'Eurocode 8 propose un spectre de ce type – Figure 2.10 – dont la forme est influencée par des considérations de sécurité.

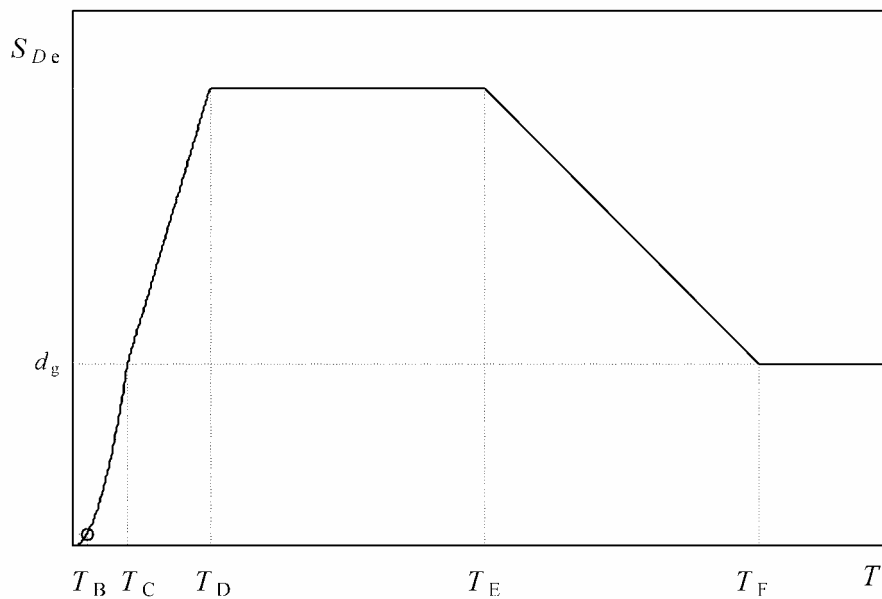


Figure 2.10. Spectre de réponse en déplacement de l'Eurocode 8.

On constate, à l'examen de ce spectre de déplacement, que :

- le déplacement relatif $S_{De}(T)$ d'une structure par rapport à sa base est nul pour les structures très raides ($T \approx 0$ s) ; c'est logique, car une telle structure suit exactement les mouvements du sol, sans connaître de déformée propre
- la réponse dynamique des structures modérément flexibles (T compris entre 0,25s et 0,8 s) entraîne à une amplification ; le déplacement $S_{De}(T)$ est de l'ordre de 2,5 fois le déplacement maximum d_g du sol ; le contenu fréquentiel des accélérogrammes, qui est plus important dans cette gamme de périodes, favorise un aspect « résonance » dans la réponse de la structure et explique cette remarque.
- dans les structures très flexibles, le déplacement relatif de la masse par rapport à sa base est égal au déplacement d_g du sol

2.7 Dynamique des oscillateurs multiples.

Un oscillateur multiple est une structure comportant plusieurs masses reliées entre elles par des éléments structuraux (barres, poutres, plaques,...). Il s'y développe plusieurs modes de vibration.

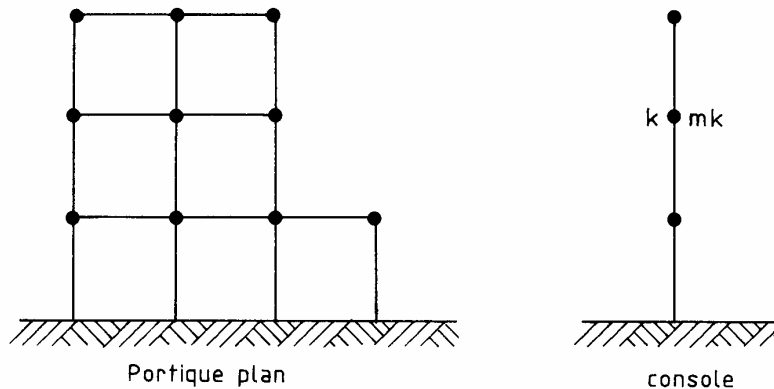


Figure 2.11. Exemples d'oscillateurs multiples.

La résolution du problème de la réponse dynamique d'un oscillateur multiple est une généralisation du cas de l'oscillateur simple. Les différents coefficients associés à la masse unique m et à son déplacement $u(t)$ deviennent des vecteurs ou des matrices.

$u \rightarrow U$	vecteur déplacement	$u' \rightarrow U'$	vecteur vitesse
$u'' \rightarrow U''$	vecteur accélération	$p \rightarrow P$	vecteur forces extérieures aux nœuds
$m \rightarrow M$	matrice des masses (diagonale)	$c \rightarrow C$	matrice des amortissements
$k \rightarrow K$	matrice de rigidité		

[tous les vecteurs sont des fonctions du temps $U = U(t)$, etc...]

Équation du mouvement.

Pour une déformation relative U donnée, les masses M sont soumises à

$F1(t) = -K.U(t)$ forces de rappel élastique

$F2(t) = -c.U(t)$, forces générées par les amortissements

$P(t)$ forces extérieures

L'équation du mouvement s'écrit : $F1(t) + F2(t) + P(t) = M.U(t)$

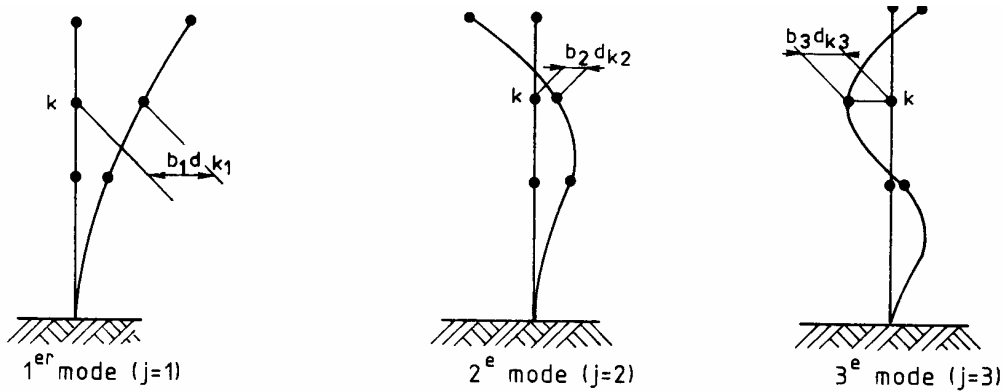
$MU''(t) + CU'(t) + KU(t) = P(t)$

Oscillations libres.

$P(t) = 0$ $C = 0$ et on trouve : $U(t) = \sum a_j d_j \sin(\omega_j t + \theta_j)$ pour $J = 1, n$ si n est le nombre de modes de vibration. Le mouvement global est la somme de n mouvements sinusoïdaux appelés "modes de vibrations" et dont chacun est caractérisé par les paramètres suivants :

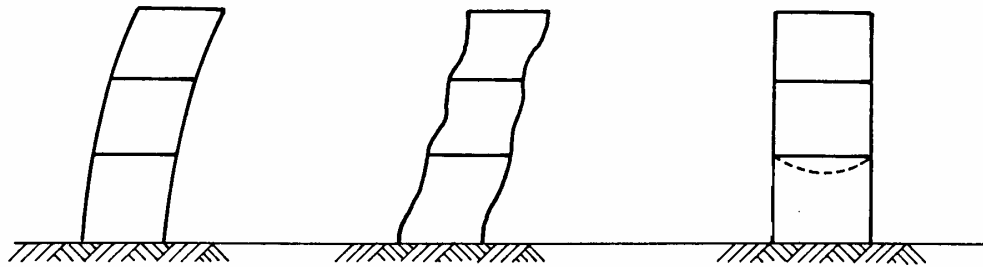
- une pulsation ω_j et donc une période propre $T_j = 2\pi / \omega_j$
- un vecteur déformation D_j appelé "déformée modale"
- un coefficient b_j , qui fixe l'amplitude des déplacements
- un déphasage θ_j

a_j et θ_j dépendent des conditions initiales du problème, par exemple le vecteur déplacement U_0 initial imposé à l'oscillateur à l'instant $t = 0$.



$$U_k = b_1 d_{k1} \sin(\omega_1 t + \theta_1) + b_2 d_{k2} \sin(\omega_2 t + \theta_2) + \dots$$

Figure 2.12. Modes de vibration et déplacement global U_k de la masse k .



Modes : flexion globale cisaillement entre étages vibration verticales d'un plancher

Figure 2.13. Exemple de modes de vibration dans une ossature en portique.

Oscillations forcées.

Lorsque l'oscillateur multiple est soumis à un vecteur de forces extérieures variables $P(t)$, le vecteur déplacement $U(t)$ peut être mis sous la forme : $U(t) = \sum y_j(t).D_j$

Les $y_j(t)$, qui fixent les amplitudes des diverses déformées modales D_j intervenant dans la déformée globale sont des intégrales de Duhamel.

2.8 Excitation d'un oscillateur multiple par un mouvements des appuis.

On effectue des développements similaires à ceux résumés en 2.3. La translation d'ensemble de la base est unique et le repère relatif lié à cette base également, dans la mesure où on ne considère pas de déformabilité de la base dans la direction parallèle au mouvement.

On note que cette hypothèse est réaliste pour des bâtiments, au prix de quelques précautions relatives à la continuité des fondations, mais qu'elle ne correspond pas au cas des structures à appuis séparés comme les ponts. La formulation matricielle du problème s'exprime par une équation similaire à (2.1) :

$$MU''(t) + CU'(t) + K U(t) = M.d_g(t).A$$

Δ est un vecteur composé de 0 et de 1. Les 0 correspondent aux lignes où le déplacement $u_k(t)$ n'est pas une translation parallèle à la base.

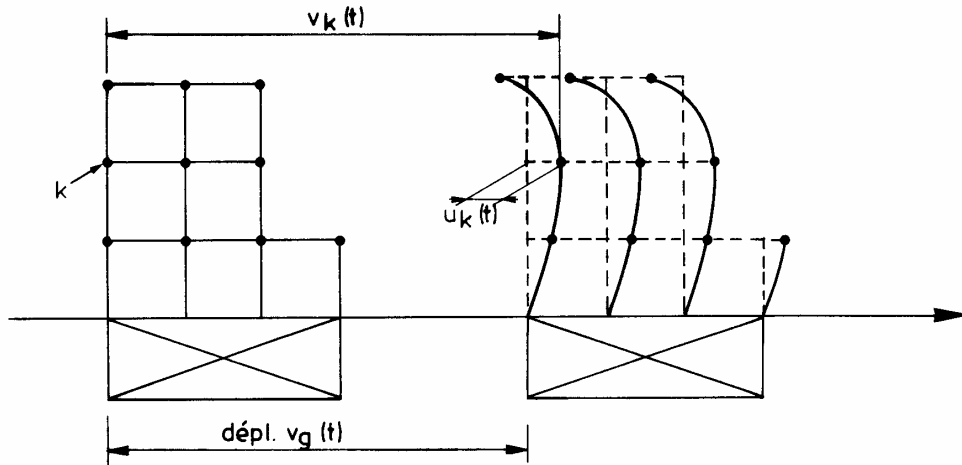


Figure 2.14. Excitation par déplacement d'appui.

La solution de cette équation peut être mise sous la forme d'une somme de réponses selon les divers modes j : $U(t) = \sum u_j(t) a_j D_j$

Cette formulation permet d'effectuer une étude complète de type "time-history" de la réponse de l'oscillateur multiple à un mouvement $a(t) = d_g''(t)$ du sol. Dans cette formulation :

- D_j est le vecteur "déformée modale du mode J
- $u_j(t)$ est une intégrale de DUHAMEL ; elle fixe l'importance de la participation de la déformée D_j en fonction de la loi de déplacement $d_g''(t)$ imposée en base
- a_j est appelé « facteur de participation modale du mode j » ; il fixe l'importance de la participation de la déformée modale D_j en fonction de la distribution des masses dans la structure ; ce coefficient peut être positif ou négatif ; sa valeur en module, comparée aux a_j des autres modes donne une idée de l'importance relative de la contribution des différents modes à la configuration déformée de la structure.

2.9 Utilisation des spectres de réponse pour les oscillateurs multiples.

Si au lieu de l'accélérogramme $d_g''(t)$ mentionné en 2.7, on utilise un spectre de pseudo-accélération $S_{De}(T)$, le vecteur des pseudo accélération à appliquer aux masses m_k est donné pour chaque mode j de période T_j par : $\Gamma_j = S_{De}(T_j) a_j D_j$

On en déduit pour chaque masse m_k la force statique équivalente F_k correspondant au mode J :

$$F_{kj} = m_k \gamma_{kj} \quad \text{où} \quad \gamma_{kj} = S_{De}(T_j) a_j d_{kj}$$

On calcule alors la déformée de la structure correspondant à chaque mode et on en déduit les sollicitations (M , N , V , etc...) correspondantes, puis on cumule les contributions des divers modes à ces sollicitations de la structure, suivant l'un des processus de cumulation définis en 2.10.

La Figure 2.14 reprend la synthèse de l'approche effectuée lors de l'utilisation d'un spectre de réponse par le calcul d'un oscillateur multiple sous action sismique.

2.10 Cumulation des sollicitations des divers modes.

Le problème.

Les valeurs des pseudo accélérations $S_{De}(T_j)$ données par le spectre de réponse sont des maxima dans chaque mode et il est peu probable que ces maxima surviennent au même instant t . Une addition pure et simple des efforts internes correspondant aux valeurs maximales de déformation dans chaque mode est donc l'hypothèse la plus pessimiste et on n'y a recours que dans des cas particuliers. Différentes méthodes de cumulation sont utilisées, en regard des données particulières à chaque problème.

Moyenne quadratique.

La pratique de cumulation la plus courante consiste à effectuer une moyenne quadratique des effets des différents modes. La moyenne quadratique est la racine carrée de la somme des carrés des contributions de chaque mode (en anglais SRSS, Square Root of the Sum of the Squares).

La moyenne quadratique donne une valeur dont la probabilité d'être dépassée n'est pas différente de la probabilité que la valeur M_i dans un mode particulier soit dépassée si ce mode seul était activé. C'est donc une évaluation probabiliste du maximum.

Chaque fois que toutes les réponses modales prises en compte peuvent être considérées comme indépendantes les unes des autres, la valeur maximale E_E de l'effet d'une action sismique peut être

$$\text{prise égale à : } E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2}$$

où E_E est l'effet de l'action sismique considéré (force, déplacement, etc.) ;

E_{Ei} est la valeur de cet effet de l'action sismique due au mode de vibration i .

Dans l'Eurocode 8, on considère que les réponses de deux modes de vibration i et j (y compris les modes de torsion et de translation) peuvent être prises comme indépendantes l'une de l'autre si leurs périodes T_i et T_j satisfont à la condition suivante (avec $T_j \leq T_i$) : $T_j \leq 0,9 \cdot T_i$

Cumulation CQC.

Addition.

Une addition pure et simple des efforts internes correspondant aux valeurs maximales de déformation dans chaque mode donne les sollicitations maximales possibles. Elle se justifie si on a des raisons de craindre la simultanéité des effets maximum dans chaque mode. C'est par exemple le cas si un mode de période très grande (quelques s) est cumulé à un mode de période très courte.

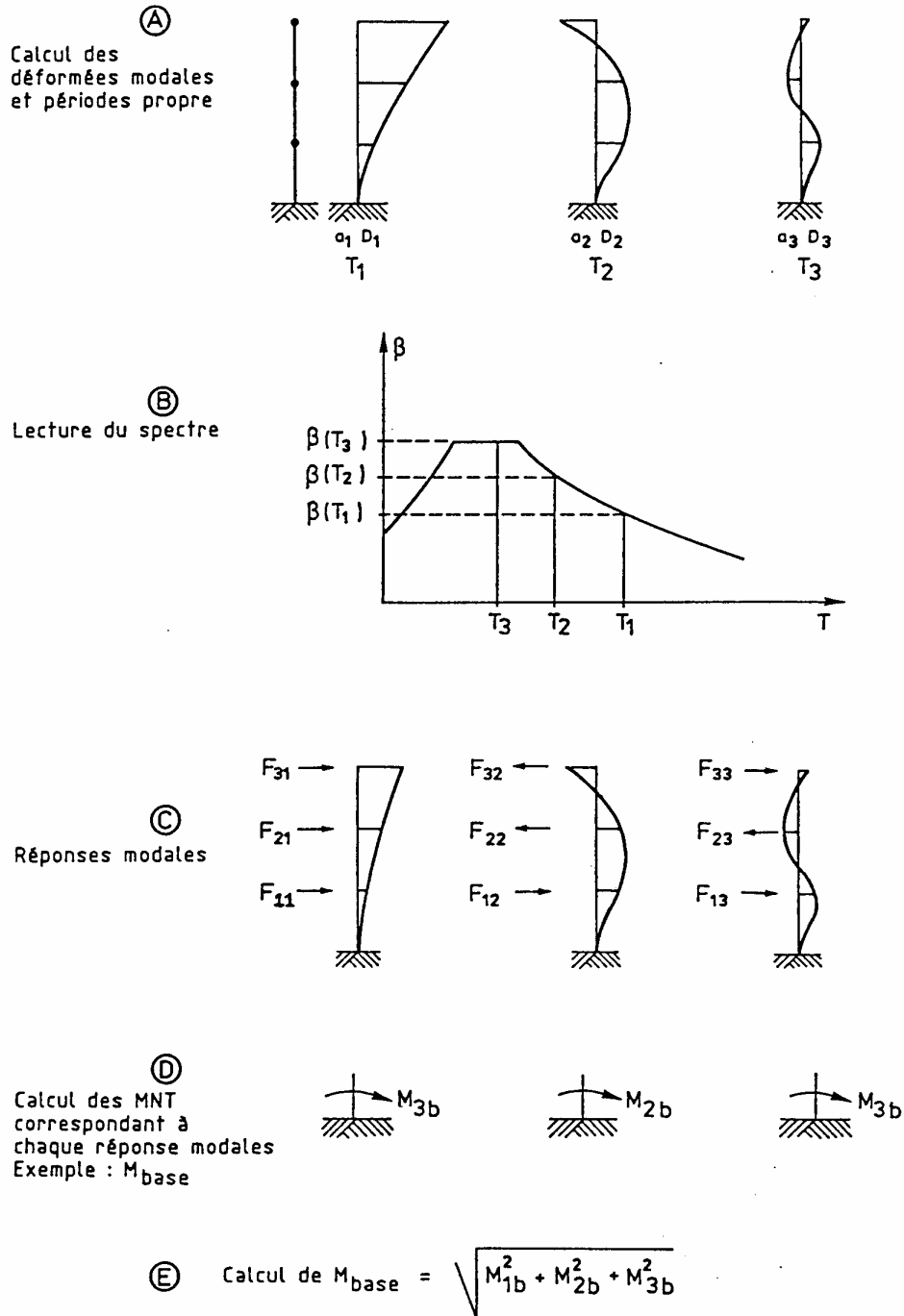


Figure 2.15. Principe du calcul de la réponse spectrale et de la superposition modale.

2.11 Conditions relatives aux masses modales.

Les réponses de tous les modes de vibration contribuant de manière significative à la réponse globale doivent être prises en compte. Dans l’Eurocode 8, on considère cette condition comme réalisée si la somme des masses modales effectives pour les modes considérés atteint au moins 90% de la masse

totale de la structure et si tous les modes dont la masse modale effective est supérieure à 5% de la masse totale sont pris en compte.

Si ceci ne peut pas être vérifié (par exemple, dans le cas de bâtiments où la contribution du mode de torsion est significative), il convient de considérer, lors d'une analyse spatiale, un nombre minimal k de modes satisfaisant aux conditions:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0,20 \text{ s}$$

où k est le nombre de modes à considérer, n le nombre de niveaux au-dessus des fondations ou du sommet d'un soubassement rigide et T_k la période de vibration du mode k .

2.12 Amortissement différencié suivant les modes de vibration.

Le spectre de réponse, qui est établi pour un oscillateur simple, ne prend en considération qu'une seule valeur de l'amortissement, égale pour tous les modes de vibration. L'utilisation d'un spectre de réponse n'est donc strictement valable que si les coefficients d'amortissement affecté aux différentes masses sont tous égaux à cette seule valeur. Cette hypothèse n'est pas gênante dans les applications où les masses sont liées rigidement à la structure. Cette hypothèse est très gênante dans le cas contraire. C'est par exemple le cas dans un réservoir partiellement rempli ou pour des bâtiments où des structures lourdes sont suspendues par des bielles à l'ossature.

L'utilisation directe du spectre de réponse à taux d'amortissement unique conduirait alors à des évaluations très approximatives des forces réelles. On peut résoudre ce problème :

- en revenant à des intégrations pas à pas sur le temps, si on dispose d'accélérogrammes
- en utilisant l'artifice qui consiste à construire un spectre fait de morceaux de spectres dont chacun correspond à l'amortissement correct pour chaque mode (de période connue) considéré.

2.13 La méthode d'analyse par forces latérales.

2.13.1 Principe.

Dans les structures dont la réponse est constituée essentiellement du 1^{er} mode de vibration, on peut trouver de façon approchée les sollicitations sismiques en ne considérant que le seul premier mode. L'effort tranchant sismique à la base F_b est déterminé par :

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

$S_d(T_1)$ est l'ordonnée du spectre de réponse en accélération de calcul pour la période T_1 , période fondamentale (= 1^{er} mode) de vibration du bâtiment pour le mouvement de translation dans la

direction considérée ; m est la masse « sismique » du bâtiment, au-dessus des fondations ou du sommet d'un soubassement rigide; λ (≤ 1) est un coefficient de correction qui traduit le fait que la masse modale effective du premier mode est inférieure à la masse totale m du bâtiment, de sorte que considérer $\lambda = 1$ conduirait à une surestimation de la résultante de cisaillement.

Dans l'Eurocode 8, $\lambda = 0,85$ si $T_1 \leq 2 T_C$ et si le bâtiment a plus de 2 étages (voir 2.14.1 pour la définition de T_C). Sinon $\lambda = 1,0$.

Cette méthode de calcul statique des sollicitations dynamique est ce qu'on appelle, dans l'Eurocode 8, la « **méthode d'analyse par forces latérales** ». Elle était précédemment appelée « méthode de la force statique équivalente » ou « analyse dynamique simplifiée ».

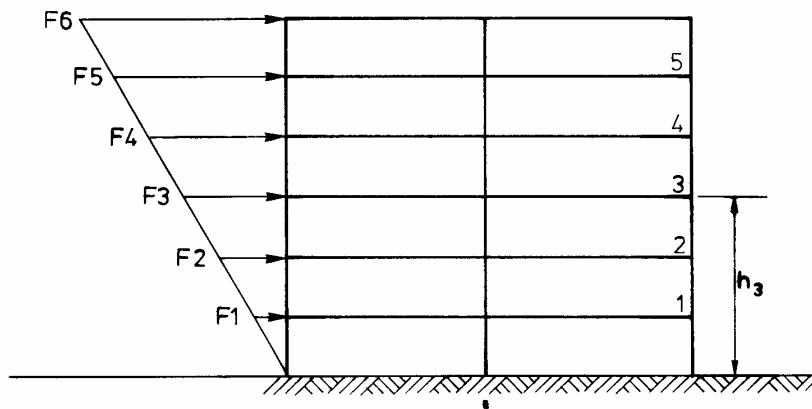


Figure 2.16. Analyse par forces latérales « équivalentes ».

2.13.2 Estimation de la période fondamentale T_1 .

Au départ d'un projet, un problème se pose: l'action sismique $S_d(T_1)$, dont découle l'effort tranchant sismique à la base F_b , et les sollicitations de la structure dépendent de la période T_1 , qui est inconnue car elle est fonction des raideurs des éléments structurels non encore dimensionnés.

On résout ce problème :

- soit par essai et erreur, en partant d'une estimation de T_1 ; on donne au Tableau ci dessous des formules de calcul ou d'estimation de la période de divers solides.
- soit en considérant pour $S_d(T_1)$ l'ordonnée maximum du spectre $S_d(T)$, qui correspond au palier compris entre les périodes T_B et T_C , ce qui donne une estimation en sécurité de F_b .

Tableau 2.3. Evaluation de T_1

Note 1 : unités cohérentes ! masse : Kg force : N longueur : m temps(période T_1) : s
 Note 2 : dans les structures en béton, on considère $E=E/2$ pour prendre en compte la fissuration.

Solide & Période T_1	Origine des relations
$T_1 = 2\pi\sqrt{\frac{MH^3}{3EI}}$	Formule physique exacte pour l'oscillateur simple. Masse concentrée M en tête d'une console verticale de hauteur H. Masse de barre $M_B = 0$
$T_1 = 2\pi\sqrt{\frac{0,24M_B H^3}{3EI}}$	Formule physique exacte pour l'oscillateur simple. Console verticale de hauteur H et de masse totale M_B
$T_1 = 2\pi\sqrt{\frac{(M + 0,24M_B)H^3}{3EI}}$	Formule physique exacte pour l'oscillateur simple. Masse concentrée M en tête d'une console verticale dont la hauteur vaut H et la masse M_B .
$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$ H hauteur du bâtiment en m depuis les fondations ou le soubassement rigide	Relation empirique de l'Eurocode 8. $C_t = 0,085$ portiques spatiaux en acier $C_t = 0,075$ portiques spatiaux en béton & ossature acier à triangulation excentrée $C_t = 0,050$ autres structures
$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$ H hauteur du bâtiment en m depuis les fondations ou le soubassement rigide	Relation empirique de l'Eurocode 8. Structures à murs de contreventement en béton ou maçonnerie $C_t = 0,075 / \sqrt{A_c}$ $A_c = \Sigma [A_i \cdot (0,2 + (l_{wi} / H))^2]$ A_c aire effective totale des sections des murs de contreventement au premier niveau du bâtiment en m ² A_i aire de la section du mur de contreventement i au premier niveau du bâtiment en m ² l_{wi} longueur du mur de contreventement i au premier niveau dans la direction parallèle aux forces appliquées en m, à condition que: $l_{wi} / H \leq 0,9$ Σ s'applique sur tous les murs i parallèles à la direction des forces appliquées
$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d}$	Relation empirique. Eurocode 8. d déplacement élastique horizontal du sommet du bâtiment en m dû aux charges gravitaires appliquées horizontalement.

2.13.3 Distribution verticale des forces sismiques horizontales.

Pour définir la distribution sur la hauteur du bâtiment des forces horizontales équivalentes à l'action sismique, il faut calculer la déformée du mode fondamental dans chaque direction d'analyse horizontale du bâtiment. On peut faire ce calcul :

- à l'aide de méthodes de dynamique des structures (mais alors on perd la simplicité, principal avantage de la méthode).
- de manière approchée, en supposant que les déplacements horizontaux (et donc les accélérations et donc les forces d'étage) croissent linéairement avec la hauteur du bâtiment (déformée linéaire).

Les effets de l'action sismique sont déterminés en appliquant, dans les deux modèles plans, des forces horizontales F_i à tous les étages.

Dans le cas où on établit la déformée, on a :
$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j}$$

F_i est la force horizontale agissant au niveau i ; F_b est l'effort tranchant à la base ;

s_i, s_j sont les déplacements des masses m_i, m_j dans le mode fondamental ;

m_i, m_j sont les masses des niveaux.

Σ est une somme de 1 à n , nombre de niveaux au-dessus du sol, y compris le toit.

Si on considère la déformée linéaire, on a :
$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

Si on considère la déformée linéaire et que les masses sismiques d'étage sont égales, la distribution verticale des forces horizontales F_i d'étage est triangulaire- Figure 2.17 :

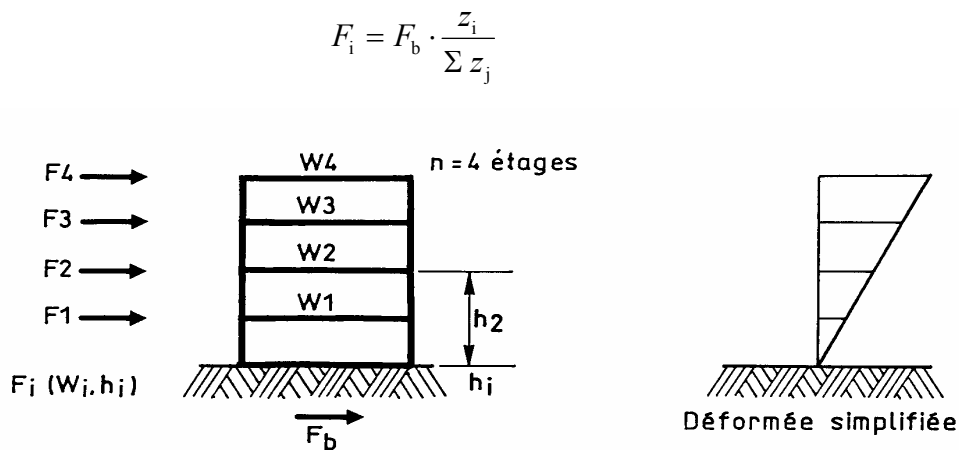


Figure 2.17. Distribution verticale des forces F_i si les masses sismiques d'étage sont égales

2.13.4 Distribution des forces horizontales d'étage F_i dans les contreventements.

Les forces horizontales F_i d'étage se distribuent dans les contreventements.

Si les planchers constituent des diaphragmes rigides dans leur plan, les F_i se distribuent entre les divers contreventements au pro rata des raideurs de ces derniers.

Si les planchers ne constituent pas des diaphragmes rigides dans leur plan, l'analyse de la structure doit en tenir compte et la méthode simplifiée ne peut pas être appliquée.

2.14 Spectres de réponse de l'Eurocode 8.

On reprend ci-dessous pour information des éléments de l'Eurocode 8.

2.14.1 Spectre élastique $S_e(T)$ horizontal de réponse en accélération.

La représentation de base de l'action sismique en un point donné de la surface du sol est exprimée par un spectre de réponse élastique en accélération. L'aléa est caractérisé par le paramètre « accélération maximale de référence a_{gr} au niveau d'un sol de classe A (bedrock) ». Cette accélération vaut pour les structures auxquelles on attribue un coefficient d'importance $\gamma_I = 1,0$. Pour les autres catégories d'importance, l'accélération de calcul au niveau d'un sol de classe A vaut $a_g = \gamma_I \cdot a_{gr}$.

Ceci revient à considérer pour ces structures d'autres périodes de retour que la période de référence T_{NCR} .

Les catégories d'importance γ_I des bâtiments recommandées par l'Eurocode 8 sont données au Tableau 2.1.

Le spectre de réponse élastique horizontal $S_e(T)$ est formulé mathématiquement de façon unique pour l'Europe, à l'aide des paramètres suivants :

T_B limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante

T_C limite supérieure des périodes correspondant à ce palier

T_D valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant

S paramètre du sol, dont les valeurs sont définies au Tableau 2.2.

η coefficient de correction de l'amortissement ($\eta = 1$ pour 5 % d'amortissement visqueux)

$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$ où ξ est le coefficient d'amortissement visqueux, en %

$a_g = \gamma_I \cdot a_{gr}$ a_{gr} : accélération maximale de référence au niveau d'un sol de classe A (bedrock).

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

2.14.2 Spectre de calcul $S_d(T)$ horizontal de réponse en accélération.

Le spectre de calcul horizontal $S_d(T)$ est la représentation de l'action sismique la plus couramment utilisée dans l'analyse des ossatures de bâtiments. Il est basé sur le spectre élastique $S_e(T)$, mais il intègre aussi l'influence de certains aspects de la réponse des structures, en particulier, la capacité de dissipation d'énergie de la structure dans des déformations plastiques, via le coefficient de comportement q ».

Le spectre de calcul $S_d(T)$ horizontal de réponse en accélération est formulé de façon unique pour l'Europe, à l'aide des paramètres suivants :

S, T_B, T_C, T_D , donnés au Tableau 2.2.

β est un coefficient fixant la limite inférieure des ordonnées du spectre (valeur recommandée $\beta = 0,2$).

$a_g = \gamma \cdot a_{gr}$ a_{gr} : accélération maximale de référence au niveau d'un sol de classe A (bedrock).

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

2.14.3 Spectre de réponse élastique en déplacement de l'Eurocode 8.

Jusqu'à la période de contrôle T_E , les ordonnées du spectre de réponse élastique en déplacement $S_{De}(T)$ sont obtenues à partir des expressions du spectre de réponse élastique en accélération $S_e(T)$:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2$$

Pour des périodes de vibration au delà de T_E , les ordonnées du spectre de réponse élastique en déplacement sont données par :

$$T_E \leq T \leq T_F : S_{De}(T) = 0,025 a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \left[2,5\eta + \left(\frac{T - T_E}{T_F - T_E} \right) (1 - 2,5\eta) \right]$$

$$T \geq T_F : S_{De}(T) = d_g$$

S, T_C et T_D : voir Tableaux ci dessus ; d_g : déplacement de calcul, voir en 2.14.5.

Périodes T_E et T_F , voir Tableau ci dessous.

Eurocode 8. Périodes T_E et T_F du spectre de déplacement (séisme de type 1, lointain de $M_S \geq 5,5$).

Type de sol	T_E (s)	T_F (s)
A	4,5	10,0
B	5,0	10,0
C	6,0	10,0
D	6,0	10,0
E	6,0	10,0

2.14.4 Spectre de réponse en accélération élastique vertical

La composante verticale de l'action sismique est représentée par un spectre de réponse élastique

$$S_{ve}(T) : a_g = \gamma \cdot a_{gr}$$

a_{gr} : accélération maximale de référence au niveau d'un sol de classe A (bedrock).

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$$

L'accélération verticale a_{vg} est une fraction de l'action horizontale, définie au tableau suivant.

Valeurs recommandées des paramètres décrivant le spectre de réponse élastique vertical.

Spectre	a_{vg}/a_g	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
Type 1 (séisme lointain $M_S \geq 5,5$)	0,90	0,05	0,15	1,0
Type 2 (séisme proche $M_S \leq 5,5$)	0,45	0,05	0,15	1,0

Spectre de réponse en accélération vertical de calcul.

Le spectre de réponse vertical de calcul est donné par les expressions du spectre horizontal de calcul avec :

- l'accélération de calcul du sol dans la direction verticale a_{vg} à la place de a_g
- $S = 1,0$
- $q \leq 1,5$ pour tous les matériaux et tous les systèmes structuraux.

Déplacement de calcul du sol.

Le déplacement de calcul au niveau du sol d_g , correspondant à l'accélération de calcul au niveau du sol, peut être estimé par :

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$

Chapitre 3.

Réponse inélastique des structures aux séismes.

3.1 Introduction.

Réponse inélastique et principe des méthodes d'analyse en cas de réponse inélastique.

Lorsque le comportement du matériau de l'oscillateur simple (la poutre console encastrée par exemple) n'est pas linéaire, le problème décrit en 2.2 se complique, car on n'a plus droit à la relation simple $F(t) = -k.u(t)$ entre le déplacement et la force de rappel du ressort – Figure 3.1 - et la structure ne revient pas à sa position initiale en fin de tremblement de terre.

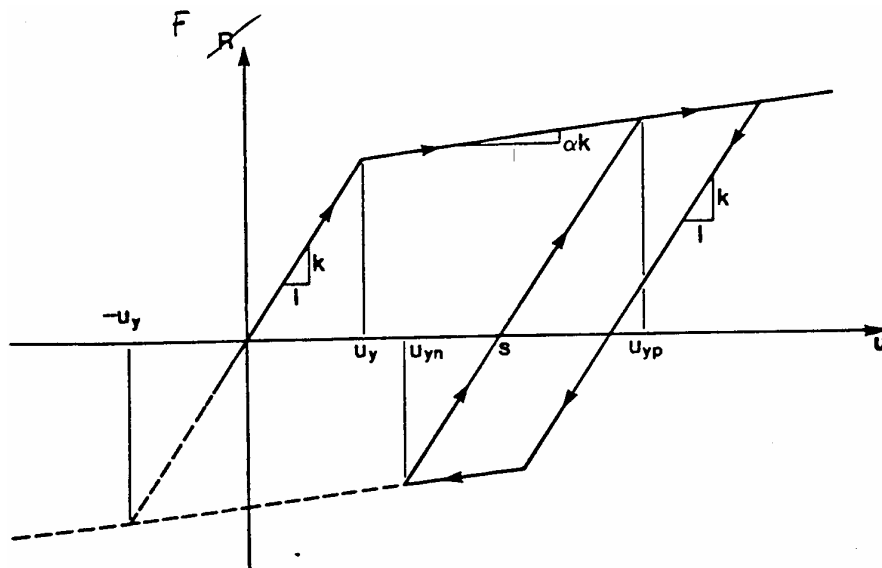


Figure 3.1. Loi de comportement $F-u$ non linéaire.

La description du problème est alors seulement possible par voie numérique, par un algorithme représentant les différents segments du comportement $F-u$: chargement élastique jusqu'à un déplacement u_y , palier plastique avec écrouissage de pente α , déchargement, déformée permanente, rechargement ...

Dans le cas d'un oscillateur multiple, les quantités de déformation plastique sont différentes aux divers nœuds de la structure. La résolution numérique reste possible, mais le temps de calcul est important.

Analyse chronologique non linéaire.

La forme la plus complète d'analyse des structures dont le comportement est non linéaire sous action sismique est le calcul dynamique temporel (ou « chronologique ») non linéaire. On tient explicitement compte du caractère non linéaire du comportement des éléments structurels en fournissant en données les lois de comportement non linéaires de ces éléments (courbe $M-\theta, \dots$). Des accélérogrammes représentent l'action sismique. Le calcul s'effectue pas à pas sur le temps et peut durer longtemps,

même pour des structures simples ; il est difficilement envisageable pour des structures complexes et est réservé à des études particulières, comme l'établissement des coefficients de comportement q .

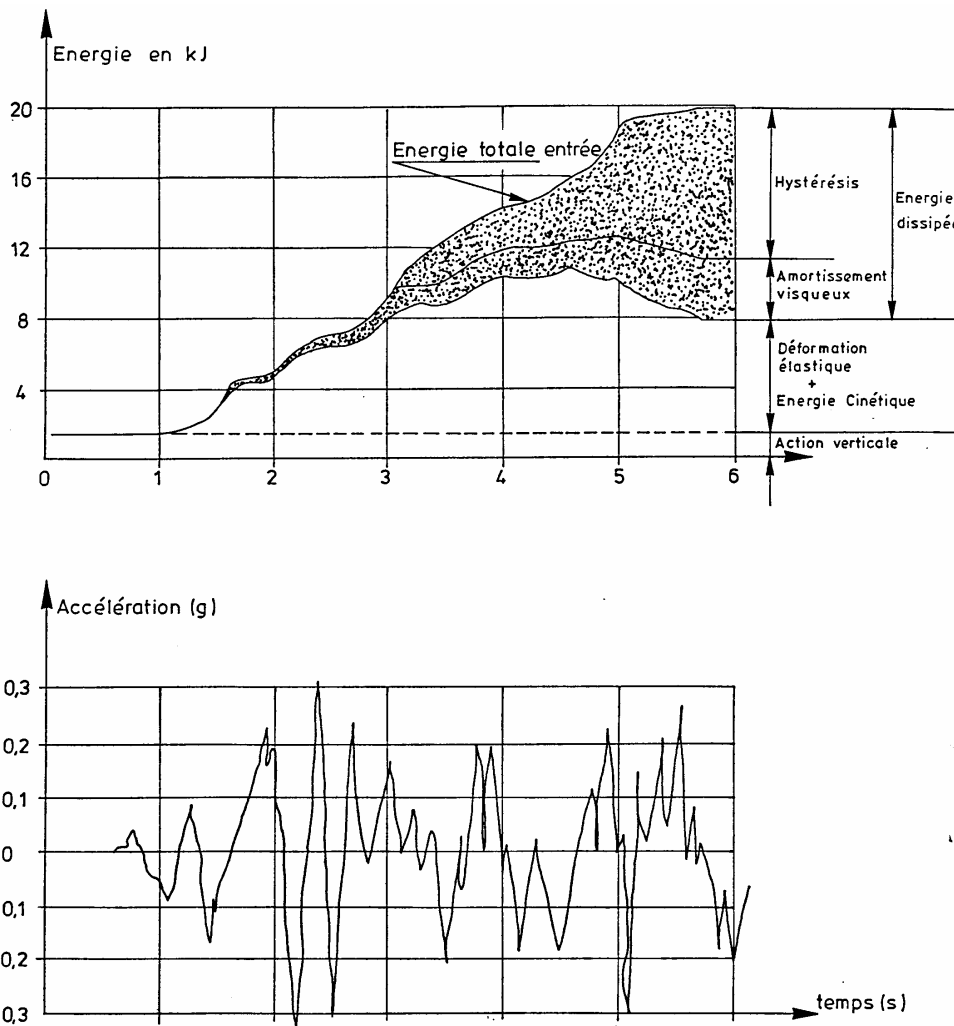


Figure 3.2. Accélérogramme et composantes de l'énergie absorbée calculée par analyse dynamique non linéaire.

Plusieurs accélérogrammes sont nécessaires pour éviter de biaiser certains aspects du contenu fréquentiel du spectre de réponse reconnu comme la référence d'action sismique de la région. L'Eurocode 8 prescrit l'usage d'un minimum de 3 accélérogrammes dont les 3 spectres « remplissent » correctement le spectre de calcul. Comme on dispose rarement d'accélérogrammes régionaux, on crée des accélérogrammes « artificiels » remplissant au mieux le spectre de réponse.

Analyse statique non linéaire en poussée progressive.

L'analyse en poussée progressive (« pushover » en anglais) est une analyse statique non linéaire conduite sous charges gravitaires constantes et sous des forces horizontales qui croissent de façon monotone. C'est une étude statique pas à pas pour laquelle les données matérielles (lois de

comportement des matériaux, des sections) sont similaires à celles de l'analyse dynamique élasto-plastique, mais où les difficultés du calcul pas à pas temporel sont évitées. Cette version plastique de la méthode d'analyse par forces latérales décrite en 2.13 permet d'évaluer les mécanismes plastiques formés et la distribution des dommages dans des structures complexes. La relation avec le problème dynamique est assurée par la définition d'un déplacement « cible », déplacement maximum attendu de la structure. On donne plus de détails sur cette méthode en 3.7 et 6.5.

Analyse dynamique élastique par réponse spectrale et superposition modale utilisant un spectre de réponse de calcul.

Cette forme d'analyse a été expliquée au Chapitre 2. Elle présente l'avantage d'être opérationnelle pour des structures à géométrie complexe, avec une action sismique représentée par un spectre de réponse. La méthode ne considère pas explicitement le comportement plastique des zones dissipatives, mais en tient compte en réduisant le spectre de réponse élastique par un coefficient de comportement q . Des valeurs de q sont définies dans les codes de calcul parasismique pour les divers types d'ossature (voir Tableau 9.1 et 10.3). On explique en 3.3 comment elles ont été établies.

3.2 Aspects positifs du travail plastique des matériaux sous action sismique.

Sous l'action du séisme, une structure absorbe de l'énergie. Cette absorption comporte plusieurs termes:

- énergie de déformation élastique
- énergie cinétique
- énergie d'amortissement, correspondant au comportement visco-élastique de la structure
- énergie de déformation plastique par hystérésis matériel.

L'équation générale (2.2) reste valable, mais le terme de ressort élastique ku de l'équation prend la forme d'une fonction $F(u)$, force élasto-plastique de rappel:

$$m u''(t) + c u'(t) + ku(t) = -m d_g''(t) \quad (3.1)$$

Partant de cette équation, on peut mettre en évidence les divers termes d'énergie mentionnés plus haut en la multipliant par $u'dt$ et en intégrant sur la durée t_0 d'un tremblement de terre :

$$m \int u''(t)u'(t) + c \int [u'(t)]^2 dt + \int F(u) u'(t) dt = \int -m d_g''(t) u'(t) dt$$

$$E_{\text{cinétique}} + E_{\text{visqueux}} + E_{\text{déformation}} = E_{\text{totale entrée}}$$

On peut décomposer l'énergie de déformation $E_{\text{déformation}}$ en deux termes : $E_{\text{déformation}} = E_{\text{EL}} + E_{\text{EP}}$

- E_{EL} est l'énergie de déformation élastique du système à l'instant final t_0 du tremblement de terre.

- E_{EP} est l'énergie de déformation élasto-plastique cumulée pendant la durée t_0

Le terme E_{EP} d'absorption d'énergie par travail élasto-plastique de déformation correspond à de l'énergie dissipée de façon permanente dans la structure à chaque cycle de déformation plastique ; la dissipation a lieu par échauffement des zones plastifiées. E_{EP} peut être significativement plus grand que E_{EL} .

Ainsi, si on considère l'exemple d'une structure élastique de type poutre console verticale soumise à un tremblement de terre qui impose des oscillations de la masse m entre des déplacements $(+ d_{max}, - d_{max})$ et qu'on caractérise son comportement par un diagramme moment M - rotation $\theta = d_{max} / h$, on trouve les résultats suivants.

L'énergie de déformation élastique E_{EL} d'une console travaillant de façon purement élastique et dont la déformation maximale atteint d_{max} est représentée par l'aire du triangle hachuré dans le diagramme moment-rotation M - θ de la Figure 3.3. Cette aire est égale à $E_{EL} = 0,5 M_{max} d_{max}$. E_{EL} est restituée en fin de tremblement de terre, par retour élastique à la forme initiale de la structure et l'absorption permanente d'énergie est nulle.

Dans une structure de même type, mais qui se déforme plastiquement sous un moment de flexion $M < M_{max}$, soit, par exemple, $M_{EP} = 1/3 M_{max}$, l'énergie absorbée instantanément lors de la première atteinte du même déplacement d_{max} est égale à $2/3 E_{EL}$, mais l'énergie E_{EP} absorbée de façon permanente par déformation plastique après un cycle de déplacement $(+ d_{max}, - d_{max})$ vaut $1,77 E_{EL}$. Si le séisme applique, par exemple, 5 cycles $(+ d_{max}, - d_{max})$, on a : $E_{EP} = 8,88 E_{EL}$.

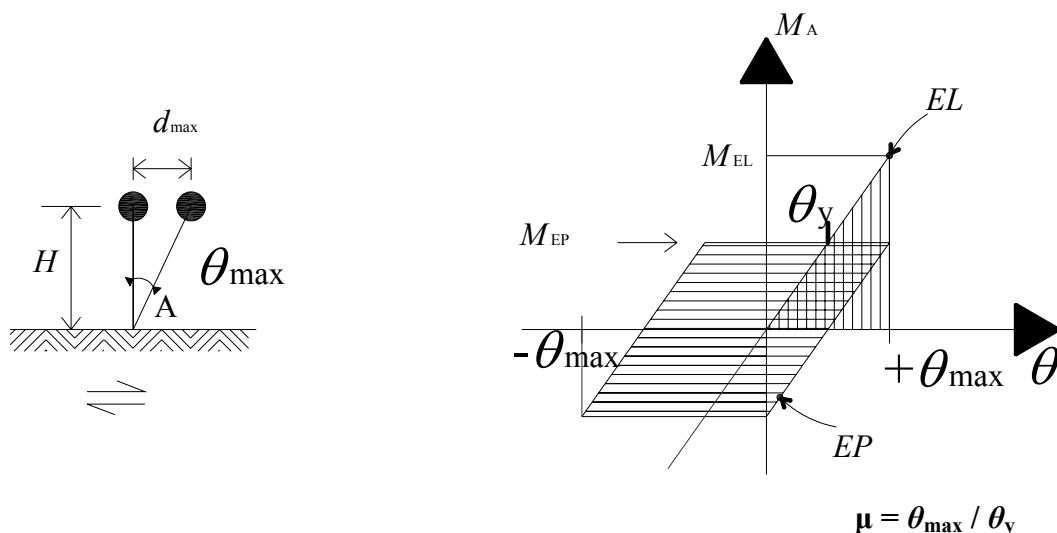


Figure 3.3. Intérêt des structures dissipatives.

On voit que E_{EP} peut être significativement plus grand que E_{EL} et correspond à une **dissipation permanente** d'énergie. C'est pourquoi on fait une distinction fondamentale en projet parasismique entre les structures « **dissipatives** » et « **non-dissipatives** ».

Les structures conçues pour être dissipatives bénéficient d'un avantage économique, car elles peuvent être moins résistantes que des structures conçues pour travailler dans le domaine élastique. Ainsi, dans l'exemple précédent, le moment résistant de la console est :

- $M_{Rd} \geq M_{EL}$ pour la structure non-dissipative
- $M_{Rd} = 1/3 M_{EL} = M_{EP}$ pour la structure dissipative

L'économie correspondante sur la section des barres est de l'ordre de 50%.

On note que ce résultat est obtenu à condition que la barre puisse être déformée plastiquement et sans rupture jusqu'à $\theta_{max} \geq 3 \theta_y$

On définit le rapport $\mu = \theta_{max} / \theta_y$ comme étant la **ductilité** μ de la rotule plastique.

Les codes de calcul parasismique valorisent les structures dissipatives en permettant de réduire par un « facteur de comportement q » l'action de calcul qui sert à les dimensionner à l'aide d'une analyse élastique. Ainsi, dans l'exemple de la Figure 3.3: $q = M_{EL} / M_{EP} = 3$

Il y a évidemment un prix à payer pour bénéficier de cette réduction de l'action de calcul: c'est le respect par la structure projetée d'une série de règles destinées à assurer un comportement plastique sain. Ces règles, qui constituent l'essentiel du contenu d'un code parasismique comme l'Eurocode 8, sont expliquées aux Chapitres 9 à 12.

Il faut noter que le bénéfice d'un projet « dissipatif » n'est élevé que si les vérifications du cas de charge sismique déterminent les dimensions de l'ossature.

3.3 Etablissement du coefficient de comportement q d'une structure.

Introduction.

Diverses méthodes ont été utilisées dans le but d'établir la valeur de "coefficients de comportement" q caractéristiques de divers types d'ossature et permettant une prise en compte forfaitaire globale de leur capacité de dissipation d'énergie par des déformations plastiques. Ces méthodes se différencient par le type d'analyse de structure effectué et par le critère considéré pour associer réponse purement élastique et réponse élasto-plastique.

Evaluation approchée simple.

Une évaluation simple de q se base sur la ductilité. Elle utilise une analyse purement statique appliquée à un système à 1 seul degré de liberté et un critère d'égalité des déplacements entre les réponses élastique et réponse élasto-plastique, Si, dans l'exemple de la Figure 3.3, on adopte $q = M_{EL} / M_{EP} = 3$, les ordonnées du spectre de calcul $S_d(T)$ à utiliser pour l'analyse élastique de la console ductile sont égales à 1/3 des ordonnées du spectre de réponse élastique en accélération $S_e(T)$ et les sollicitations M calculées dans la console sont $M = M_{EL} / 3$.

Si la section de la console est telle que sa résistance de calcul répond à $M_{Rd} = M_{EL} / 3$, la console résistera au tremblement de terre, à condition que sa ductilité soit 3 ou plus. Telle est exactement la signification de q . D'un point de vue pratique, ceci signifie que le cisaillement de calcul F_{EP} appliqué à la structure se déduit du cisaillement maximum élastique $F_{EL} = F_{max}$ par la relation : $F_{EP} = F_{EL} / q$. Cette évaluation de q correspond à $q = \mu =$ ductilité locale. (Note : cette relation vaut dans le domaine $T > T_B$; en dessous de T_B , l'influence de q décroît jusqu'à $q = 1$ pour $T = 0$).

Si on considérait dans la même analyse statique un critère d'égalité des énergies absorbées dans les 2 réponses EL et EP sous une seule poussée positive, on trouverait : $q = \sqrt{2\mu - 1}$

Etablissement de q par la méthode Balio-Setti.

Dans le contexte de l'Eurocode 8, on a utilisé l'approche suivante pour les constructions en acier. Figure 3.4.

Soit un accélérogramme quelconque $a(t)$ et une structure donnée, à multiples degrés de liberté.

On effectue, à l'aide d'un programme d'analyse dynamique non linéaire des calcul de la réponse de cette structure sous des accélérogrammes produit de $a(t)$ par un multiplicateur λ .

On trouve successivement en faisant croître λ :

1. Des multiplicateurs λ tels que toutes les sections de la structure restent dans le domaine élastique ; si on retient la valeur maximale d du déplacement d'un point de référence de la structure, on observe que d obtenu lors de chaque calcul est proportionnel au multiplicateur λ considéré
2. un multiplicateur λ_e à tel qu'on atteint la résistance plastique dans un élément structural; il y correspond $d = d_e$
3. des d de structures élasto-plastiques inférieurs aux d de structure constituées d'un matériau indéfiniment élastique, sous les mêmes accélérogrammes $\lambda a(t)$. Ceci résulte de la dissipation d'énergie dans le domaine plastique mentionnée plus haut.
4. un multiplicateur λ_{max} pour lequel le déplacement d_{max} résultant du calcul dynamique non linéaire effectué sur la structure en matériau réel de limite élastique f_y est précisément égal au déplacement d_{max} trouvé par un calcul dynamique linéaire effectué avec le même accélérogramme $\lambda_{max} a(t)$ pour une structure faite d'un matériau idéalement élastique. L'influence croissante de l'effet $P - \Delta$ sous des λ croissants explique pourquoi les d_{max} du calcul non linéaire finissent par rejoindre les d_{max} du calcul linéaire. Cette valeur de λ_{max} correspond au respect d'un critère d'égalité des déplacements maximum observés sous le même accélérogramme $\lambda_{max} a(t)$.

La Figure 3.4 synthétise cette approche de l'évaluation de q .

Dans une région dont l'accélérogramme le plus sévère à considérer dans un calcul est $a(t)$ et une structure dont le facteur de comportement q est connu. Si on effectue le calcul dynamique linéaire avec $a(t)/q$ comme action de calcul et qu'on respecte le critère de résistance classique :

Résistances $R_d \geq$ Sollicitations E_d (E_d est la valeur de calcul de l'effet de l'action), on réalise la même sécurité qu'en effectuant un calcul dynamique non linéaire sous $a(t)$ et en vérifiant qu'on se trouve dans un état de déformation stable.

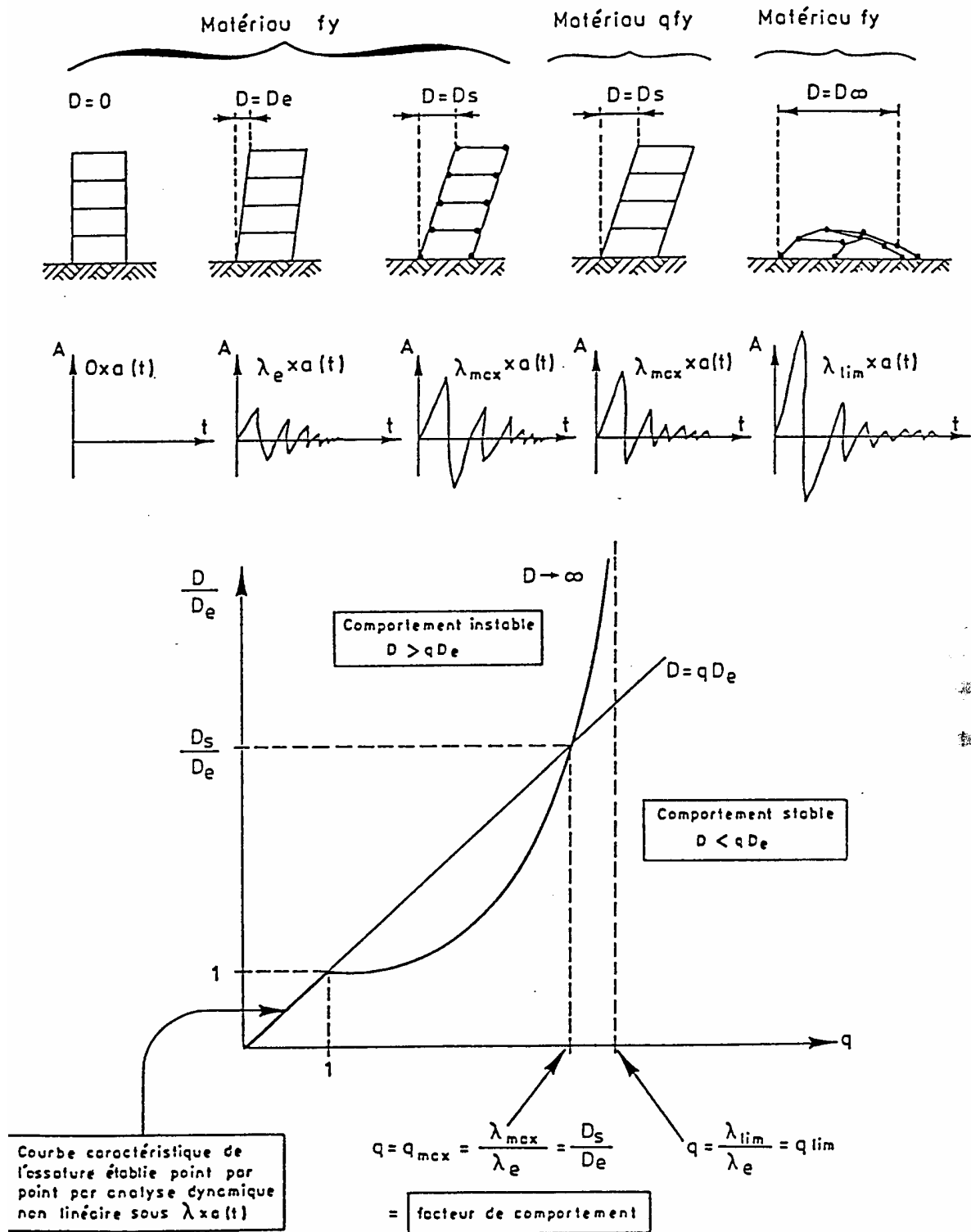


Figure 3.4. Etablissement du coefficient de comportement q par la méthode Ballio-Setti..

Le calcul dynamique linéaire avec $a(t)/q$ comme action de calcul considère le domaine élastique du comportement, jusqu'à $\lambda = \lambda_e$ (voir Figure 3.4).

Le calcul dynamique non linéaire avec $a(t)$ comme action de calcul considère le domaine complet élasto-plastique du comportement jusqu'au point limite $\lambda = \lambda_{\max}$ (voir Figure 3.4).

Le coefficient q , qui associe les points λ_e et λ_{\max} , permet la vérification d'une structure par un calcul classique linéaire. On tient compte de la capacité de dissipation d'énergie de la structure en effectuant son analyse sous une action sismique réduite par q . Cette méthode peut s'appliquer à l'analyse spectrale avec superposition modale, à l'analyse statique équivalente et à l'analyse chronologique effectuée avec un accélérogramme réduit par q .

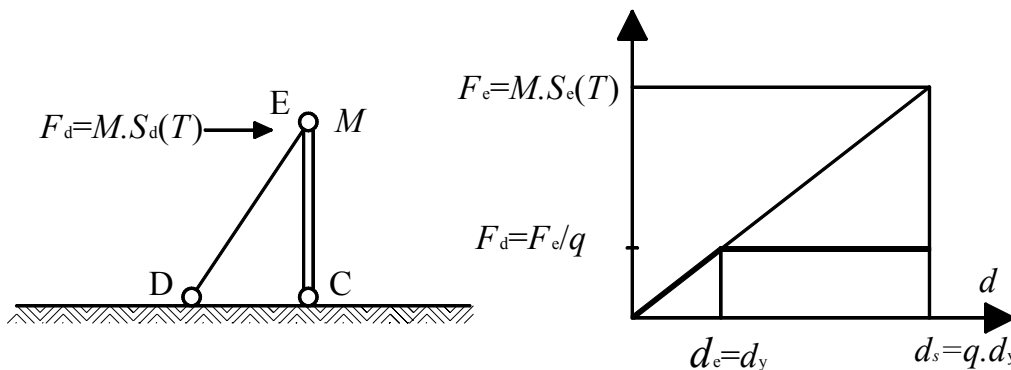
Le coefficient q ainsi établi permet d'établir une correspondance entre un calcul linéaire dynamique et un calcul non linéaire dynamique.

On montre à la Figure 3.5 les univers parallèles de l'analyse par une méthode dynamique non linéaire, d'une part, et par une méthode élastique sous action réduite par q , d'autre part.

Il faut remarquer en particulier que le calcul effectué au départ d'une action définie par un spectre de réponse de calcul réduite par un coefficient q est un calcul linéaire conventionnel, qui ne s'intéresse en fait qu'à la partie linéaire du comportement de la structure et que les déplacements d_e trouvés sont seulement la partie élastique des déplacements.

Les déplacements réels d_s de la structure sont évalués par $d_s = q \cdot d_e$.

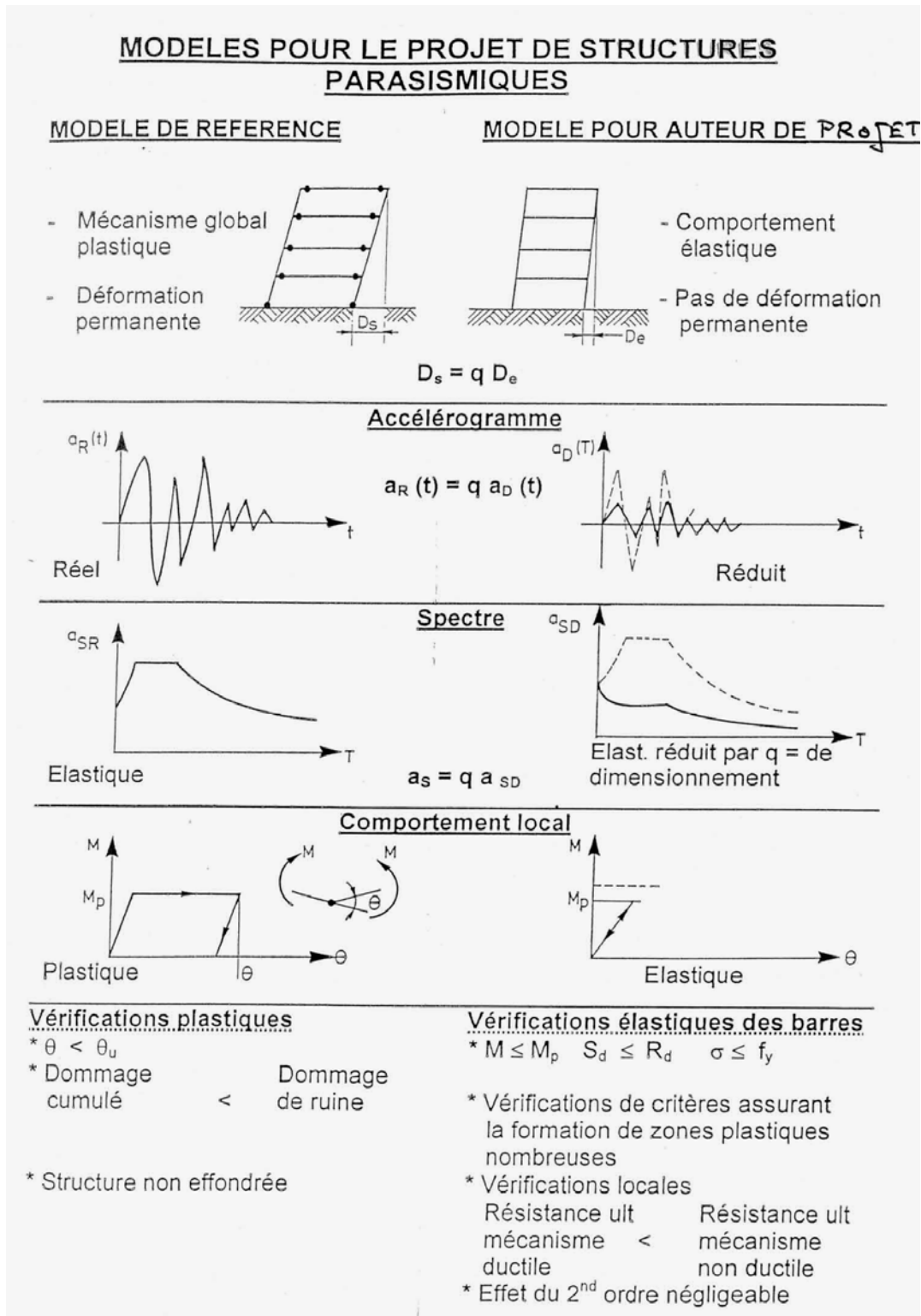
C'est avec cette valeur d_s que doivent être vérifiées les conditions relatives à l'effet $P-\Delta$ et à l'entredistance minimale entre bâtiments voisins.



d_e : déplacement élastique établi par l'analyse élastique sous spectre de réponse réduit par q .

d_s : déplacement réel

Figure 3.5. Calcul du déplacement réel d_s

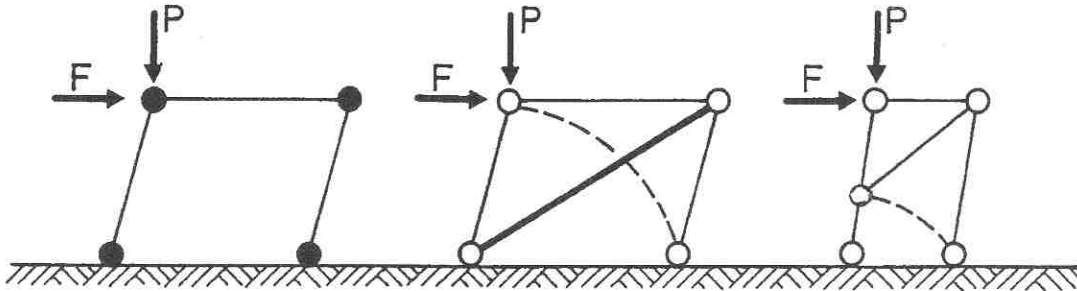


*Les déplacements réels d_s de la structure sont évalués par $d_s = q \cdot d_e$

Figure 3.6. Les univers parallèles de l'analyse non linéaire(modèle de référence) et de l'analyse linéaire sous action réduite par q (modèle pour auteur de projet).

3.4 Valeurs normatives du coefficient du comportement q .

Des valeurs du coefficient du comportement q , associées à des types divers de structures (portiques, murs, treillis métalliques, etc...) ont été établies par des recherches. Elles reflètent le potentiel de dissipation d'énergie de chaque type structural. Figure 3.6.



4 rotules plastiques

1 diagonale plastique

*pas de mécanisme plastique**

** La stabilité d'un contreventement en K est liée à celle d'une diagonale comprimée, dont le comportement ne peut être ductile.*

Figure 3.6. Le coefficient de comportement q reflète le potentiel de dissipation d'énergie de chaque type structural.

En réalité, il existe pour un « type » donné de structure tout un domaine de valeurs de q , pour différentes raisons :

- le caractère général d'un « type » ne recouvre pas les variabilités possibles dans ce « type »
- le rapport poids mort/charge de service, variable d'un projet à l'autre
- la dépendance de q par rapport à la durée et au contenu fréquentiel des accélérogrammes ; la dégradation de la structure est fonction du nombre et de la distribution des amplitudes des cycles appliqués ; les coefficients q trouvés peuvent donc en toute logique être différents pour deux structures identiques construites dans deux zones géographiques différentes.

Des valeurs normatives maximales de q sont fournies pour chaque « type » structural dans les codes de calcul parasismiques. Ces valeurs sont des bornes inférieures des résultats établis dans des recherches. Elles placent en sécurité dans des projets de constructions nouvelles, mais le niveau de sécurité atteint est en fait variable, de sorte que ces valeurs ne permettent pas une évaluation très précise de structures existantes. Les ordres de grandeur des valeurs normatives de q sont :

- $q = 5$ à 6 pour les portiques (acier, béton armé) et les ossatures acier à triangulation excentrée
- $q = 3$ à 4 pour les ossatures contreventées par des voiles en béton armé ou par des triangulations centrées en X
- $q = 1,5$ à 2 pour les structures peu dissipatives, telles que pendule inversé ou maçonnerie

3.5 Caractéristiques souhaitables des structures conçues pour un comportement non linéaire.

Pour assurer un comportement sain et une dissipation d'énergie maximale des structures où on accepte des déformations plastiques sous séisme, le projet doit créer les conditions de formation de **zones dissipatives nombreuses et fiables**. En effet, la stabilité de la structure demande:

- que les déformations plastiques locales dans chaque zone plastique restent limitées, car il y a une limite à la capacité de déformation qu'un élément structural peut offrir tout en gardant une résistance quasi constante. Exemple : rotation plastique θ admissible d'un profil acier de classe A : $\theta \approx 50$ mrad.
- que les zones dissipatives soient si possible nombreuses, afin justement d'éviter des exigences de déformation plastiques locales trop élevées qui résulteraient inévitablement de la concentration des déformations de la structure en peu de points.
- que le travail de déformation plastique ait lieu dans des zones de la structure **préméditées** à cette fin, en position et en capacité, car il n'est pas possible de donner à toutes les zones de la structure des caractéristiques idéales de déformation plastique.
- que le travail de déformation plastique ait lieu dans des zones de la structure **préméditées** en référence à un mécanisme de ruine globale et non à un mécanisme de ruine partiel

Tous les éléments et matériaux de construction ne présentent pas un palier plastique important et tous ne conviennent donc pas pour réaliser des structures auxquelles on souhaite attribuer un coefficient de comportement élevé. La Figure 3.7 montre que les comportements d'un mur cisailé en maçonnerie et d'un profilé métallique fléchi sont très différents : dans la maçonnerie, la dégradation de résistance et de raideur est rapide ; par contre, le profilé métallique supporte de nombreuses flexions alternées sans perte significative de résistance.

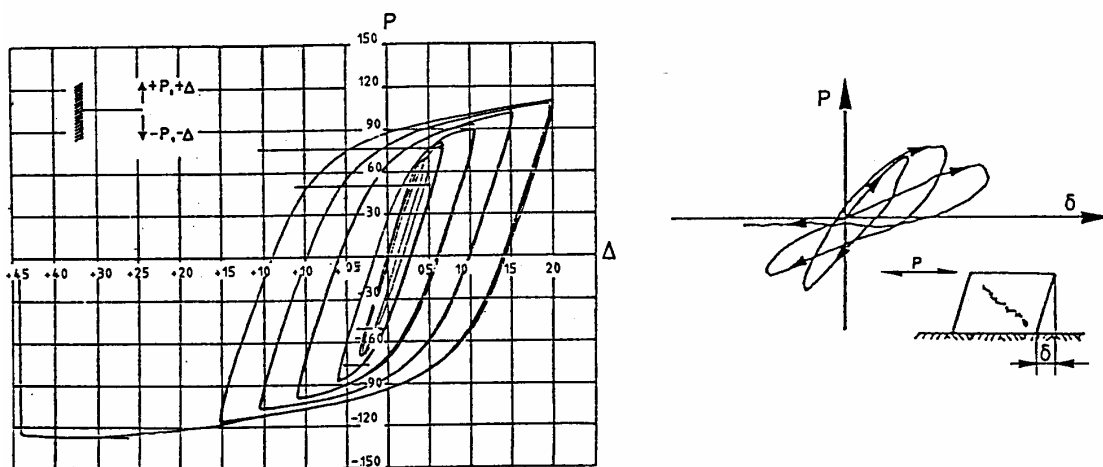


Figure 3.7. Diagramme charge alternée - déformation d'une console en profilé métallique (à g.) et d'un mur en maçonnerie (à dr.).

Le matériau n'est pas le seul paramètre déterminant, car des éléments de structure constitués d'un matériau convenable peuvent présenter des chutes de résistance importantes lorsqu'on les soumet à des cycles de déformations inélastiques, pour différentes raisons telles que:

- instabilité globale ou locale des éléments de structure
- rupture fragile d'origines diverses (rupture d'adhérence, mauvais détail soudé, etc...)

Tous ces phénomènes opposés à la ductilité peuvent être évités par des précautions adéquates qui sont largement fondées sur le respect d'un principe spécifique au projet parasismique: le dimensionnement **en capacité**.

La réalisation de zones dissipatives **nombreuses et bien positionnées** implique le respect de conditions de **hiérarchie** entre les résistances des zones dissipatives et non dissipatives.

Le dimensionnement en capacité est expliqué de façon générale au paragraphe suivant et fait, comme les conditions de hiérarchie, l'objet de règles qu'on explique par type d'ossature et de matériaux aux chapitres 8 à 12.

3.6 Principe du dimensionnement en capacité.

Il est essentiel pour la sécurité des structures soumises à l'action sismique de créer les conditions qui provoquent la formation de mécanismes plastiques dissipatifs dans des zones choisies et d'éviter les ruines fragiles ou par instabilité.

A cette fin, il faut :

1. connaître les mécanismes locaux dissipatifs et non dissipatifs susceptibles de se produire.
2. définir les dimensions des éléments adjacents au mécanisme dissipatif pour qu'ils soient plus résistants que celui-ci et qu'ils restent élastiques et stables pendant les déformations plastiques de la zone « fusible ».

C'est le concept du **dimensionnement capacitif**.

Pour mettre en évidence ce concept, on mentionne souvent l'exemple de la chaîne: sa résistance est celle du plus faible de ses maillons et la ductilité de ce seul maillon permet de réaliser la ruine ductile de la chaîne entière. Figure 3.8.

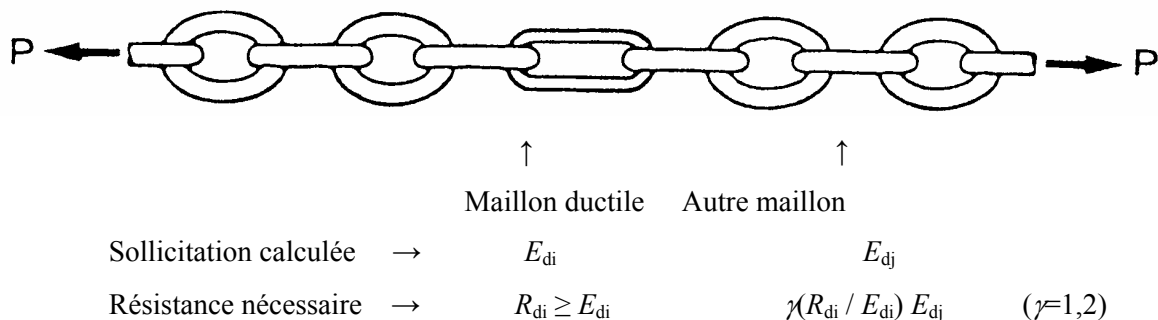


Figure 3.8. Principe du dimensionnement capacitif

Dans le cas d'une structure analysée par un calcul conventionnel linéaire élastique, on atteint cet objectif de la façon suivante :

- Le mécanisme dissipatif global est lié à la topologie de la structure qui a été choisie et les zones dissipatives potentielles sont connues, parce que choisies pour former un mécanisme global ductile.
- On effectue l'analyse de la structure sous action sismique et on trouve les sollicitations E_{di} dans les sections ;
- Dans chaque zone dissipative potentielle i , on dimensionne l'élément dissipatif de telle sorte que sa résistance R_{di} soit supérieure ou égale à la sollicitation E_{di} : $E_{di} \leq R_{di}$.
- On identifie les J mécanismes de ruine possibles adjacents au mécanisme dissipatif : rupture de boulons en traction, voilement de barre, écrasement de béton, flambement d'une barre adjacente
- On fixe les dimensions des sections, moyens d'assemblage, barres,... adjacents, de telle sorte que la résistance plastique du mécanisme local que l'on veut dissipatif soit la plus faible des résistances de la zone considérée: il devient ainsi le "fusible" souhaité. Ceci est réalisé si les résistances R_{dJ} des J éléments non dissipatifs de la zone dissipative i sont calculées sous des sollicitations E_{dJ} majorées pour tenir compte du fait que la sollicitation réelle de l'élément dissipatif est égale à sa résistance plastique R_{di} et non à la sollicitation E_{di} trouvée par le calcul conventionnel élastique. Les résistances R_{dJ} des éléments non dissipatifs doivent donc respecter:

$$R_{dJ} > \gamma \cdot \frac{R_{di}}{E_{di}} \cdot E_{dJ} + S_{dj,G}$$

où γ est un facteur de sécurité, dit parfois de surdimensionnement, par exemple égal à 1,2.

$S_{dj,G}$ est la sollicitation résultant de l'application des autres actions incluses dans la combinaison d'action retenue pour la situation sismique.

Dans cette relation, + a la signification "combiné à", dans le sens de la recherche de la situation de dimensionnement réaliste la plus défavorable.

Ainsi, si $E_{dJ} = E_{di}$, on a au maximum :

$$R_{dJ} > \gamma \cdot R_{di} + S_{dj,G}$$

Plusieurs remarques peuvent être faites quant au dimensionnement en capacité:

- son application demande l'identification de tous les mécanismes de ruine possibles
- son efficacité dépend de la qualité des relations servant à évaluer les résistances réelles des constituants de la structure; en particulier, dans ce contexte, une sous estimation de la résistance plastique de la zone dissipative est un facteur d'insécurité, car on sous-estime R_{di}/E_{di} .
- son efficacité dépend d'une concordance convenable des résistances et limites élastiques f_y dans les calculs du projet et dans la réalité. Si la limite élastique réelle f_{yr} de l'acier du mécanisme dissipatif est significativement supérieure à la valeur f_{yd} considérée dans le projet, alors que l'acier d'éléments adjacents potentiellement fragiles est strictement conforme au calcul, la capacité dissipative peut ne pas être réalisée, car on sous estime R_{di}/E_{di} .

Le respect du principe de dimensionnement en capacité est un **fondement essentiel** de la fiabilité des constructions dissipatives en zone sismique. Beaucoup de règles de projet présentées aux Chapitres 9 à 12 sont des conséquences directes de l'application de ce principe.

3.7 Analyse statique non linéaire en poussée progressive.

Généralités.

L'analyse en poussée progressive est une analyse statique non linéaire conduite sous charges gravitaires constantes et des charges horizontales qui croissent de façon monotone.

C'est donc une étude pas à pas pour laquelle les données matérielles (lois de comportement des matériaux, des sections) sont similaires à celles de l'analyse dynamique élasto-plastique, mais où les difficultés du calcul pas à pas temporel sont évitées. Elle permet d'évaluer les mécanismes plastiques attendus et la distribution des dommages dans des structures complexes.

L'analyse en poussée progressive s'indique comme variante au calcul basé sur une analyse élastique linéaire utilisant le coefficient de comportement q dans les cas où on suspecte que la plastification prématurée d'un élément conduit à sous estimer fortement la capacité réelle de la structure

On l'applique pour vérifier la performance structurale de bâtiments nouvellement conçus ou existants, en particulier pour :

- évaluer la performance structurale des bâtiments existants ou renforcés
- vérifier ou évaluer plus précisément le rapport α_u/α_l , coefficient de redistribution plastique qui intervient explicitement dans la valeur du facteur de comportement q des constructions en acier et mixtes acier - béton.

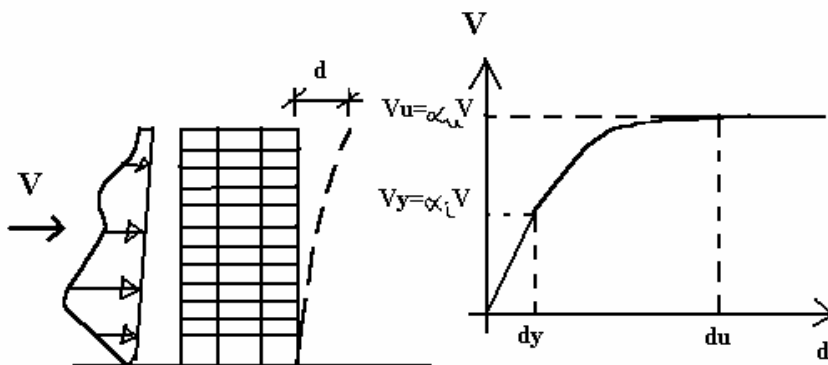


Figure 3.9. Définition de α_l et α_u dans une analyse en poussée progressive.

Les paramètres α_l et α_u sont définis comme suit :

- α_1 est la valeur par laquelle les actions sismiques horizontales de calcul sont multipliées pour atteindre pour la première fois la résistance plastique dans un élément de la structure, les valeurs de calcul de toutes les autres actions étant maintenues constantes
- α_u est la valeur par laquelle les actions sismiques horizontales de calcul sont multipliées pour que se forment des rotules plastiques dans un nombre suffisant de sections pour que l'instabilité d'ensemble de la structure se développe, les valeurs de calcul de toutes les autres actions étant maintenues constantes.

Déplacement cible.

La relation entre l'analyse en poussée progressive, qui est statique, et le comportement réel de l'ossature sous séisme, qui est dynamique, est établie par la définition d'un déplacement « cible », déplacement maximum attendu de la structure. Il permet d'associer les résultats de l'analyse en poussée progressive, qui caractérisent l'« offre de déformation », à la « demande de déformation » correspondant au déplacement cible.

On trouve le déplacement cible d_{et}^* ou d_t^* de la façon suivante :

- on effectue une analyse modale de la structure et on détermine les modes propres
- on définit un oscillateur simple de masse m^* et de période T^* , équivalent à la structure multimodale
- on établit le déplacement cible de l'oscillateur simple sous séisme par la relation $d_{et}^* = S_{De}(T) = S_e(T^*) (T^*/2\pi)^2$ (cfr. 2.6) ; ce déplacement est celui du centre de gravité de la structure, qu'on peut considérer comme point de contrôle du déplacement dans l'analyse en poussée progressive ; cette relation vaut pour des structures de période moyenne à longue ($T \geq T_C$ en notations Eurocode 8).
- pour la détermination du déplacement cible d_t^* des structures dans le domaine des périodes courtes, il convient d'utiliser différentes expressions de corrections de d_{et}^*

Le point de référence de l'évaluation du déplacement ou « déplacement de contrôle » peut être pris au centre de gravité de la structure ou à son point le plus haut (toiture).

Distribution verticales des charges latérales.

L'utilisation de la méthode d'analyse en poussée progressive pose le problème de la définition de la distribution des forces horizontales appliquées, car cette distribution est constante au cours de l'analyse.

La distribution idéale est celle développée dans l'analyse temporelle élasto-plastique, qui varie au cours du séisme selon le schéma de déformation plastique de la structure : ainsi, partant d'une déformée de type « 1^{er} mode » et de la distribution correspondante, la distribution des forces horizontales devient différente selon que la structure forme un mécanisme plastique global ou un mécanisme d'étage – Figure 3.10.

La parade à l'incertitude sur la forme de la distribution consiste à considérer plusieurs distributions verticales de forces horizontales. Ainsi, dans l'Eurocode 8, on demande :

- de considérer au minimum un schéma "uniforme", fondé sur des forces latérales proportionnelles à la masse quelle que soit la hauteur (accélération uniforme) et un schéma "modal", proportionnel aux forces latérales correspondant à la distribution des forces latérales déterminée dans l'analyse élastique
- de conduire l'étude au delà du déplacement cible $S_{De}(T)$, de manière . 150 % du déplacement cible

Les charges latérales sont appliquées à l'emplacement des masses dans le modèle et l'excentricité accidentelle doit être prise en compte.

Le résultat de l'analyse est une courbe de « capacité » de la structure qui donne la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement de contrôle.

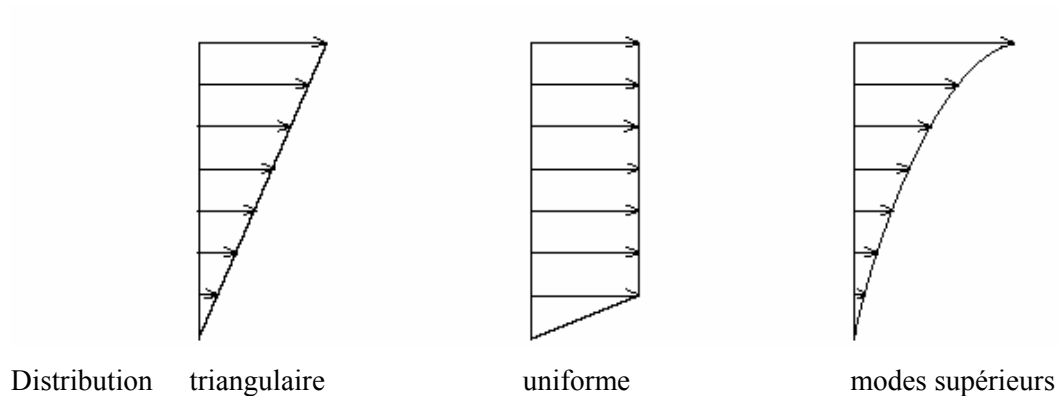


Figure 3.10. Distribution de forces horizontales associées à diverses déformations élasto-plastiques de structures.

Chapitre 4.

Réponse des bâtiments en torsion.

4.1 Introduction.

Dans le contexte de l'action sismique, plusieurs faits sont à l'origine de la torsion des bâtiments. D'abord l'existence d'excentricités structurales entre les centres de gravité CM et les centre de rigidité CR (ou centre de torsion, voir définition en 4.2.1):

- Les composantes horizontales de l'action sismique induisent dans une structure, outre la flexion et le cisaillement, de la torsion, car le centre de gravité CM_i , point de passage de la force d'inertie engendrée par le tremblement de terre, n'est généralement pas confondu avec le centre de torsion CR_i de cet étage. Il en résulte les moments de torsion $M_t = V_y \cdot (CM_i CR_i)_x$ ou $M_t = V_x \cdot (CM_i CR_i)_y$ (voir Figure 4.1).
- Dans une construction multi - étagée, les centres de masses CM_i des différents étages i ne sont pas nécessairement sur une même verticale, pas plus que les centres de torsion CR_i . Un niveau j dont le centre de masse CM_j serait confondu avec le centre de torsion CR_j peut donc quand même être soumis à une torsion résultant des décalages entre CM et CR aux niveaux supérieurs.

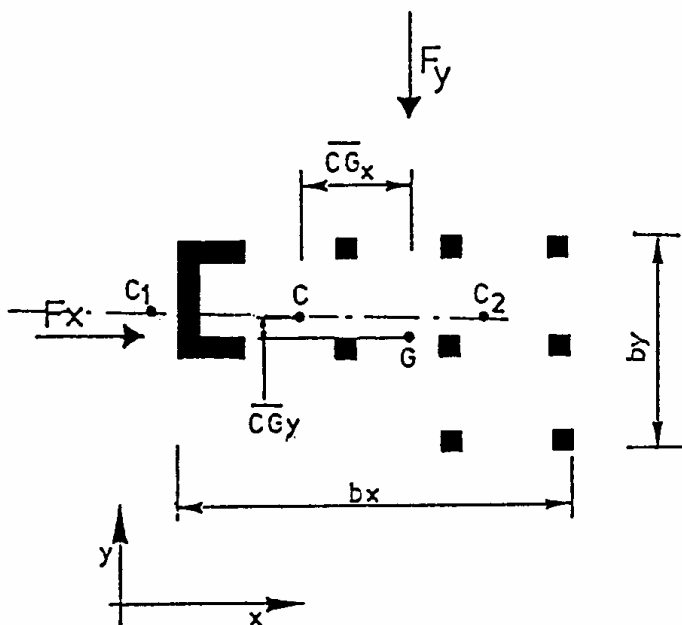


Figure 4.1. Le décalage entre CM et CR entraîne une torsion du bâtiment.

Ensuite l'existence d'incertitudes diverses sur les positions de CM et CR :

- La position du centre de masse CM_i de chaque niveau n'est pas connue avec précision, car elle dépend de l'utilisation : position du mobilier, affectation des locaux en archives, salle de réunion, etc ...

4.2

- La position du centre de raideur CR_i de chaque niveau n'est pas connue avec précision, car elle dépend de la flexibilité réelle des diverses unités de contreventement, qui est forcément estimée, en particulier dans les constructions en béton.

Enfin, il existe des phénomènes additionnels engendrant de la torsion, tels que :

- La possibilité de couplage des réponses longitudinale et torsionnelle
- Des mouvements horizontaux différentiels du sol correspondant à la propagation des ondes de cisaillement en surface, qui appliquent aux constructions des rotations alternées faisant appel à leur inertie torsionnelle ; cet effet existe toujours ; il est significatif pour les constructions dont la longueur est comparable à la longueur des ondes de cisaillement.

On tient compte des phénomènes décrits en considérant 2 contributions à la torsion :

- la torsion résultant de la non-coïncidence des centres de gravité CM avec les centres de torsion CR, qu'on appelle dans la suite **la torsion "naturelle"**, cependant que la distance entre CM et CR est appelée **excentricité structurale** e_0 .
- la torsion résultant des incertitudes et phénomènes additionnels divers, qu'on appelle dans la suite **torsion "accidentelle"** et qui est traduite dans une **excentricité accidentelle** e_a additionnelle à l'excentricité structurale e_0 .

Dans l'Eurocode 8, l'« excentricité accidentelle » additionnelle à l'excentricité naturelle vaut :

$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i$ où e_{ai} est l'excentricité accidentelle de la masse du niveau i par rapport à sa position nominale, appliquée dans la même direction à tous les niveaux et L_i est la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique. Pour un séisme de direction y , les moments de torsion de calcul à considérer dans l'analyse simplifiée sont $M_{t1} = V_i (e_{ox} + 0,05 L_i)$ et $M_{t2} = V_i (e_{ox} - 0,05 L_i)$. De même pour un séisme de direction x .

La réponse en torsion d'un bâtiment peut en pratique être calculée par deux approches :

- une analyse à l'aide d'un modèle 3D de la structure, effectuée à l'aide d'un logiciel permettant de considérer les flexibilités de tous les éléments structuraux. La torsion **naturelle** est automatiquement calculée par ce modèle, mais pas la torsion **accidentelle** – voir 4.4.
- une analyse approchée, permettant un calcul manuel, mais qui demande diverses hypothèses simplificatrices pour aboutir – voir 4.2.

4.2 Analyse approchée de la réponse torsionnelle.

4.2.1 Définitions et déterminations des centres de gravités et des centres de rigidité.

On considère le bâtiment schématisé à la Figure 4.2 pour la définition des symboles utilisés ci dessous.

Centre de gravité. Définition.

Chaque étage possède un centre de gravité cm_j à priori différent de celui des autres étages.

Pour déterminer les sollicitations d'un niveau i d'un bâtiment de n étages soumis à une action sismique, il faut connaître la position de la force horizontale résultante V_i appliquée à l'étage i ; V_i est la somme des forces d'étage au dessus du niveau i .

V_i passe par le centre de gravité CM_i de l'ensemble des étages situés au-dessus de l'étage i .

Centre de gravité CM_i . Détermination.

Pour déterminer CM_i , centre de gravité des masses m_j situées au dessus du niveau i (voir Figure 4.2), il faut :

- déterminer la masse m_j , "masse sismique" de l'étage j telle que définie en 7.3, et la position du centre de gravité cm_j de chacun des étages au-dessus de l'étage i ; cette position peut s'exprimer par des coordonnées X_j et Y_j prise par rapport à un système d'axe quelconque (le même pour tous les étages ...)

- calculer la position de la résultante $\sum_{j=i+1}^n m_j$, soit ses coordonnées X_{CM_i} et Y_{CM_i}

L'équilibre de moment par rapport à l'origine des axes (X, Y) donne X_{CM_i} et Y_{CM_i} :

$$X_{CM_i} = \frac{\sum_{j=i+1}^n m_j X_j}{\sum_{j=i+1}^n m_j} \quad (4.1)$$

$$Y_{CM_i} = \frac{\sum_{j=i+1}^n m_j Y_j}{\sum_{j=i+1}^n m_j} \quad (4.2)$$

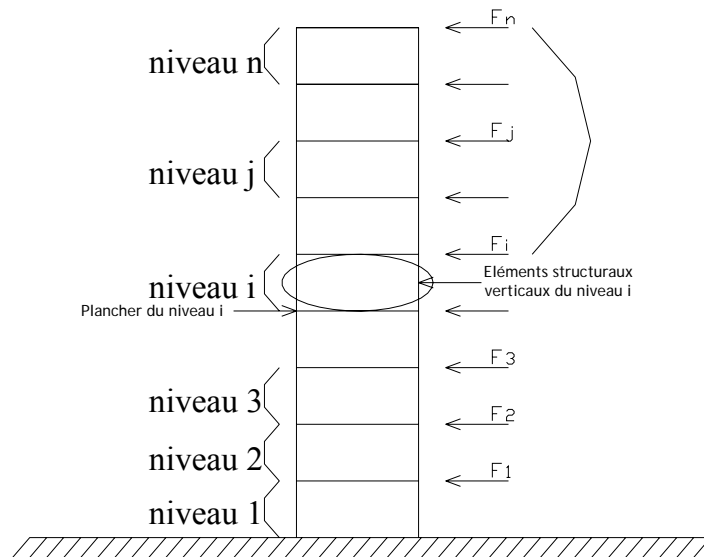


Figure 4.2. Définition des symboles et indices.

Centre de rigidité. Définition.

On désigne par V_i la résultante des forces horizontales appliquées au-dessus du niveau i d'un bâtiment et qui sollicite les éléments structuraux verticaux du niveau i . Dans l'hypothèse où le plancher du niveau $i+1$ constitue un diaphragme infiniment rigide dans son plan (aucun déplacement horizontal relatif des points de ce plan), le déplacement relatif du plancher du niveau $i+1$ par rapport au plancher du niveau i peut être traduit comme la somme de 2 composantes :

- un déplacement translationnel (relatif du plancher du niveau $i+1$ par rapport au plancher du niveau i) suivant l'axe d'application de V_i ;
- une rotation (relative du plancher du niveau $i+1$ par rapport au plancher du niveau i)

Si V_i est appliqué à gauche du bâtiment, la rotation a le sens indiqué à la Figure 4.3a) ; si V_i est appliqué à droite, la rotation a le sens opposé – Figure 4.3b). Il existe donc une ligne d'application de V_i telle que la rotation est nulle : elle définit la position du "centre de rigidité" CR_i des éléments structuraux verticaux du niveau i , notion similaire au "centre de torsion" ou "centre de cisaillement" défini en résistance des matériaux.

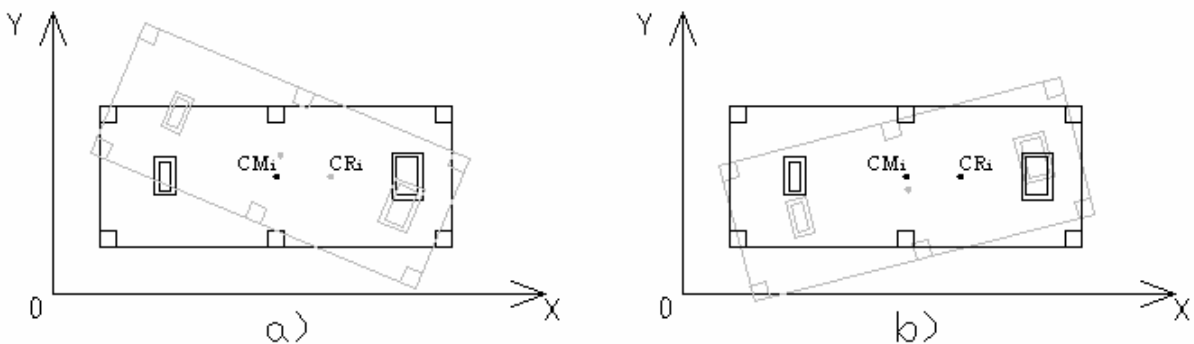


Figure 4.3. Position du "centre de rigidité".

Centre de rigidité CR_i . Détermination.

La position du centre de rigidité CR_i du niveau i dépend :

- des raideurs des éléments structuraux verticaux, colonnes, voiles, noyaux du niveau i
- des raideurs des éléments structuraux au dessus du niveau i ; en particulier, les éléments structuraux horizontaux du niveau $i+1$ forment des portiques avec les éléments structuraux verticaux du niveau i de sorte qu'en fait c'est la raideur de ces portiques qui définit la position du centre de rigidité CR_i

Toutes les raideurs des éléments structuraux sont a priori impliquées : flexionnelle, torsionnelle et de cisaillement, de sorte que, pour une majorité de structures, la détermination de la position exacte du centre de rigidité CR_i est difficile dans une approche simplifiée. On détermine une position approchée de CR_i , au prix de deux hypothèses simplificatrices :

- les planchers (diaphragmes) sont indéformables, non seulement dans leur plan (voir plus haut), mais aussi verticalement (pas de déformation de flexion).

- La résultante V_i du mode de déformation purement translationnel peut être utilisée pour calculer le moment de torsion.

Alors, la détermination de CR_i est simple.

Considérons le niveau i de la structure dont on donne la vue en plan à la Figure 4.4.

Elle comporte 6 poteaux d'inertie I_{xp} et 2 noyaux « a » et « b » d'inertie I_{xa} et I_{xb} (on considère ici les inerties I_x , qui sont celles sollicitées par la flexion résultant d'un mouvement sismique de direction y).

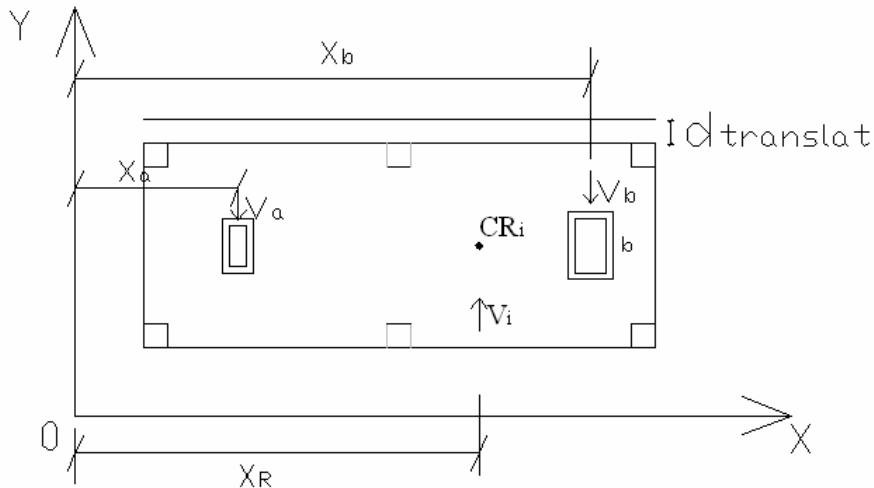


Figure 4.4. Vue en plan du niveau i du bâtiment.

Par définition X_R , abscisse du centre de rigidité dans le système de référence XY choisi, est telle que V_i appliqué à cette abscisse entraîne un déplacement purement translationnel du niveau $i+1$ par rapport au niveau i . Ce déplacement est noté d_{translat} à la Figure 4.4.

Dans ce cas, la résultante de cisaillement V_i de direction Y se répartit entre les poteaux et noyaux du niveau i suivant leurs raideurs flexionnelles relatives $\frac{(EI_x)_k}{\sum_k (EI_x)_k}$.

Par exemple, le noyau « a » reprend un cisaillement V_a :

$$V_a = V_i \frac{E_a I_{xa}}{E_a I_{xa} + E_b I_{xb} + 6 E_p I_{xp}} \quad (4.3)$$

Note 1 : pour les éléments verticaux dont la déformation de cisaillement est importante, on peut effectuer une correction de la raideur flexionnelle EI pour tenir compte de la déformation de cisaillement;

Note 2 : les raideurs torsionnelles n'interviennent pas dans le calcul de CR_i , parce que l'application de la résultante V_i au droit de CR_i est justement telle qu'il n'y a pas de rotation relative entre les niveaux $i+1$ et i , ni donc de torsion des éléments structurels verticaux.

Une équation d'équilibre moment par rapport à un point du plan permet de définir X_R . Si on écrit cette équation par rapport à l'origine des axes X, Y , on a :

$$V_i \cdot X_R = V_a X_a + V_b \cdot X_b + \sum_k V_{pk} X_{pk} \quad (4.4)$$

En remplaçant dans cette relation V_a, V_b, V_{pk} par leur valeur, on trouve :

$$X_R = \frac{\sum_k (E_p I_{xp} X_{pk}) + E_a I_{xa} X_a + E_b I_{xb} X_b}{\sum_k (E_p I_{xp}) + E_a I_{xa} + E_b I_{xb}} \quad (4.5)$$

Similairement :

$$Y_R = \frac{\sum_k (E_p I_{yp} Y_{pk}) + E_a I_{ya} X_a + E_b I_{yb} X_b}{\sum_k (E_p I_{yp}) + E_a I_{ya} + E_b I_{yb}} \quad (4.6)$$

La détermination de la position du centre de rigidité CR_i est susceptible de simplifications :

- si la raideur flexionnelle des voiles et noyaux ($E_a I_{xa}$, etc) est largement prépondérante sur la raideur flexionnelle cumulée des poteaux ($\sum E_p I_{xp}$, etc), on peut faire le calcul de X_R et Y_R en négligeant toute contribution des poteaux ;
- si la raideur apportée par la flexion des éléments structuraux est prépondérante sur la raideur apportée par la torsion, on peut négliger les raideurs torsionnelles ; etc.

4.2.2 Principe de la détermination des sollicitations dues à la torsion.

Un moment de torsion appliqué à une structure est équilibré par des efforts internes correspondant à deux fonctionnements différents (voir Figure 4.5) :

- la torsion uniforme ou "circulatoire" ou "de St Venant" qui induit seulement des contraintes tangentielles dans la barre tordue, avec conservation des sections planes dans la barre ;
- la torsion reprise par la flexion différente de 2 ou plusieurs barres, qui induit des contraintes flexionnelles dans chacune des barres. Cette torsion, dite "non uniforme" ou "par flexion", entraîne que deux sections horizontales de 2 barres situées dans un même plan avant application de la torsion ne sont plus dans le même plan après ; il y a gauchissement.

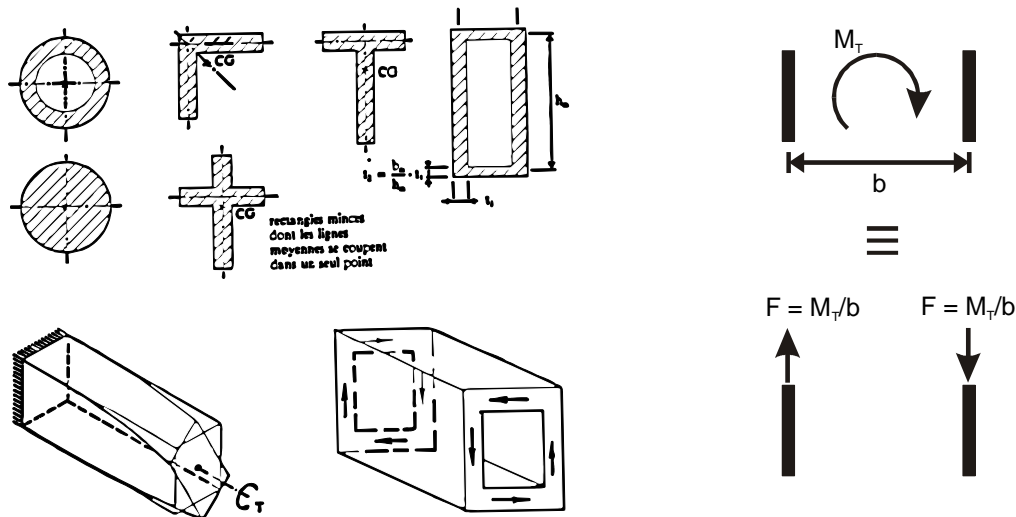


Figure 4.5. Torsion de St. Venant.

Torsion non uniforme (ou par flexion).

Dans l'hypothèse d'un diaphragme infiniment rigide dans son plan, la torsion induit une rotation ϕ du diaphragme centrée sur le centre de rigidité CR_i qui entraîne:

- une rotation relative ϕ entre les sections supérieures et inférieures des éléments structuraux verticaux du niveau i ; ϕ est égale dans tous les éléments.
- des déplacements horizontaux D des sections supérieures des éléments structuraux verticaux par rapport aux sections inférieures de ces éléments ; ces déplacements, tangents au cercle de centre CR_i , sont d'autant plus grand que l'élément structural vertical considéré se trouve sur un cercle de rayon r plus grand ;
- ces déplacements D , en général d'orientation quelconque, peuvent être décomposés en déplacements D_x selon x et D_y selon y ; le D_x d'un point est proportionnel à la valeur r_x de la projection sur x du rayon r joignant CR_i à l'axe vertical de l'élément structural vertical considéré ; idem pour D_y .

De cette dernière remarque découle le fait que le calcul des déplacements est plus simple à ce stade si on utilise un système d'axes centrés sur CR_i .

Dans ce système d'axe :

- la projection de l'excentricité structurale $e_o = \overline{CR.CM}$ est e_{ox} sur l'axe x et e_{oy} sur l'axe y .

voir Figure 4.6.

- les déplacements D_x et D_y gardent leur valeur et on les décrit par les symboles d_x et d_y dans ce qui suit.

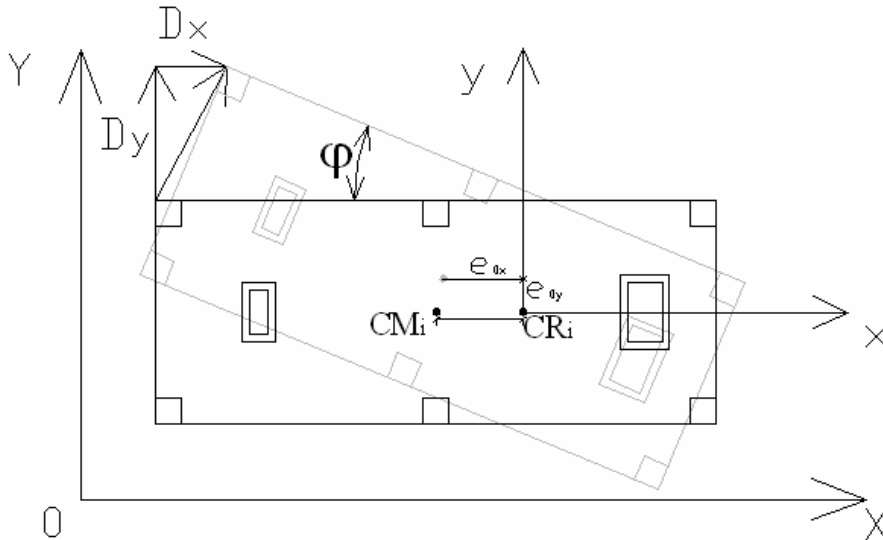


Figure 4.6. Déplacements de torsion.

L'analyse qui précède indique comment calculer la raideur torsionnelle totale C .

Elle est composée de :

- termes de raideur torsionnelle C_{tu} des éléments structuraux verticaux, pour le travail en torsion uniforme (ou de St Venant).
- termes C_{flex} de raideur torsionnelle apportée par la flexion des éléments verticaux, pour le travail en torsion par flexion.

La raideur torsionnelle totale C est trouvée comme l'addition des divers termes C_{tu} et des divers termes

C_{flex} des k structures verticales du niveau i considéré :
$$C = \sum_k C_{tu} + \sum_k C_{flex}$$

On établit ci dessous les relations correspondant à ces 2 types de raideur.

4.2.3 Termes C_{tu} de la raideur torsionnelle dûs à la torsion uniforme.

La raideur torsionnelle C_{tu} des divers éléments structuraux verticaux est connue par la Mécanique des Matériaux. On donne au Tableau 4.1. des relations de calcul de C . On a :

$$C_{tu} = GI_p \quad \text{raideur torsionnelle}$$

$$\theta = M_t / C \quad \text{angle de torsion par unité de longueur verticale}$$

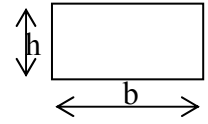
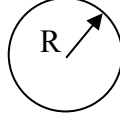
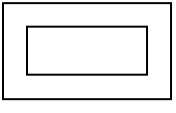
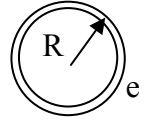
$$\varphi = (M_t \cdot h) / C_{tu} \quad \text{rotation relative de l'étage } i + 1 \text{ par rapport à l'étage } i$$

h : hauteur de l'étage

I_p : moment d'inertie polaire

G : module d'élasticité transversale ou module de glissement $G = E / [2(1+\nu)]$ où ν désigne le coefficient de Poisson (acier : $\nu = 0,3$; béton : $\nu = 0,2$)

Tableau 4.1. Moment d'inertie polaire de quelques sections.

Sections	I_p [m ⁴]	Sections	I_p [m ⁴]
Rectangle (plein) 	$\frac{bh}{12}(b^2 + h^2)$	Cercle (plein) 	$\frac{\pi R^4}{2}$
tube rectangulaire  dim.ext : b*, h* dim.int : b, h	$I_p = I_{p,ext} - I_{p,int}$ $I_{p,ext}$ et $I_{p,int}$ Suivant formule ci – dessus.	Anneau de faible épaisseur 	$2\pi R^3 e$

4.2.4 Termes C_{flex} de la raideur torsionnelle dûs à la torsion par flexion.

Pour calculer l'apport de la raideur flexionnelle des éléments structuraux verticaux à la reprise de la torsion, on considère l'exemple d'un voile d'inertie I_x distant de x du centre de rigidité CR et on établit le coefficient C correspondant. On a :

$\varphi = d_x/x$ d_x : déplacement relatif du voile au niveau i+1 par rapport au niveau i.

$d_x = \frac{Fh^3}{12EI_x}$ relation entre la raideur d'un élément de longueur verticale h biencastré et déplacé de d

et la réaction d'appui F correspondante.

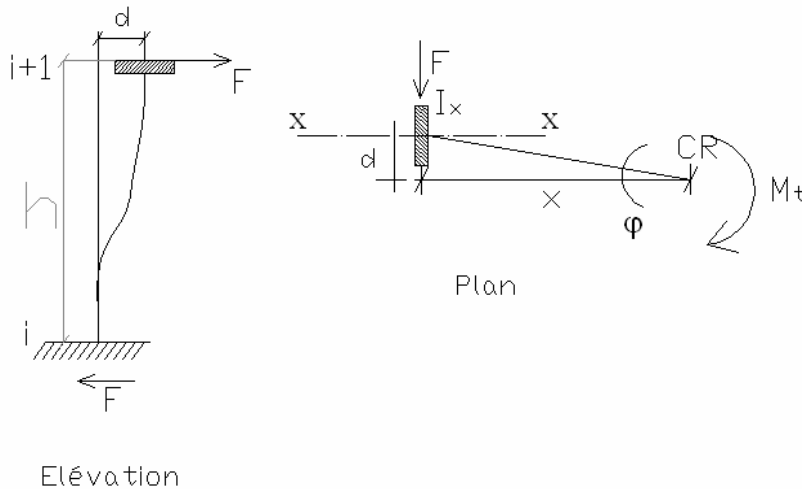


Figure 4.7. Etablissement de la raideur torsionnelle associée à la reprise de torsion par flexion d'un élément structural vertical.

$$F.x = M_t$$

$$\text{D'où } \varphi = \frac{M_t h^3}{12 E I_x x^2}$$

$$\text{Comme } \varphi = \frac{M_t h}{C_{flex}} \text{ (par définition) , on trouve : } C_{flex,x} = \frac{12 E I_x x^2}{h^2}$$

$$\text{On trouverait de même pour la composante dy du déplacement : } C_{flex,y} = \frac{12 E I_y y^2}{h^2}$$

4.2.5 Combinaison des raideurs torsionnelles C_{tu} et C_{flex} .

En se référant à l'exemple de la Figure 4.4, on trouve comme contribution totale du noyau a :

$$C_a = C_{flex,a,x} + C_{flex,a,y} + C_{tu,a} = \frac{12E}{h^2} (I_{xa} x_a^2 + I_{ya} y_a^2) + G I_{pa}$$

De même, on a pour le noyau b :

$$C_b = C_{flex,b,x} + C_{flex,b,y} + C_{tu,b} = \frac{12E}{h^2} (I_{xb} x_b^2 + I_{yb} y_b^2) + G I_{pb}$$

Pour les poteaux, en négligeant leur raideur torsionnelle propre ($C_{tu} \sim 0$), on a :

$$C_{poteaux} = \frac{12}{h^2} (\sum E I_x x^2 + \sum E I_x y^2)$$

$$\text{D'où : } C_{total} = C_{poteaux} + C_a + C_b \quad \text{et} \quad \varphi = \frac{M_t h}{C_{total}}$$

4.2.6 Sollicitations dues à la torsion.

La fraction du moment de torsion total appliqué reprise par un élément structurel vertical particulier est proportionnelle à la contribution relative de cet élément à la raideur torsionnelle totale.

$$M_t h = \varphi C_{total} = \varphi (C_{poteaux} + C_a + C_b)$$

$$M_a = \frac{\varphi}{h} C_a = \frac{M_t}{C_{total}} C_a \quad M_b = \frac{M_t}{C_{total}} C_b \quad M_{poteau} = \frac{M_t}{C_{total}} C_{poteau}$$

Cette contribution relative est d'autant plus grande que :

- la distance x ou y de l'axe vertical de l'élément au centre de rigidité est grande ;
- la raideur C de l'élément pour la reprise de la torsion est grande.

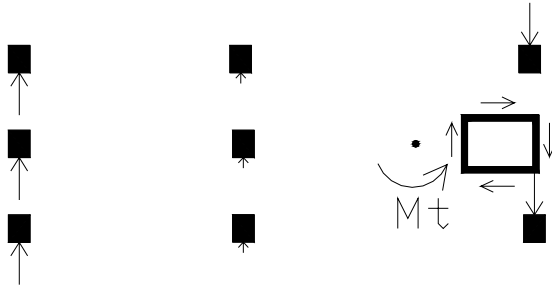


Figure 4.8. Contribution des éléments fléchis à la reprise de la torsion.

Ainsi, par exemple, pour un élément de type voile isolé dont la grande longueur est orientée suivant y , $C_{\text{flex},x} \gg C_{\text{flex},y}$ et $C_{\text{flex},y}$ peut être négligé. On a alors :

$$M_{\text{voile}} = \frac{M_t}{C_{\text{total}}} C_{\text{voile}} = \frac{M_t}{C_{\text{total}}} \frac{12 E I_x x^2}{h^2}$$

Le cisaillement associé vaut, pour ce voile : $V_{\text{voile}} = M_{\text{voile}}/x_{\text{voile}}$.

Pour des noyaux présentant une raideur torsionnelle GI_p d'un ordre de grandeur comparable à la

raideur $\frac{12 E}{h^2} (I_x x^2 + I_y y^2)$, la résultante de cisaillement appliquée à un mur est trouvée en additionnant

le cisaillement V résultant de la flexion (cf relation précédente) et le cisaillement V résultant de la torsion du noyau.

Celui-ci est calculé par la formule de Bredt : $V = \frac{M_t \cdot L}{2S}$

L : longueur du côté considéré (voir Figure 4.9)

S : aire de la section délimitée par le feuillet moyen des parois du noyau.

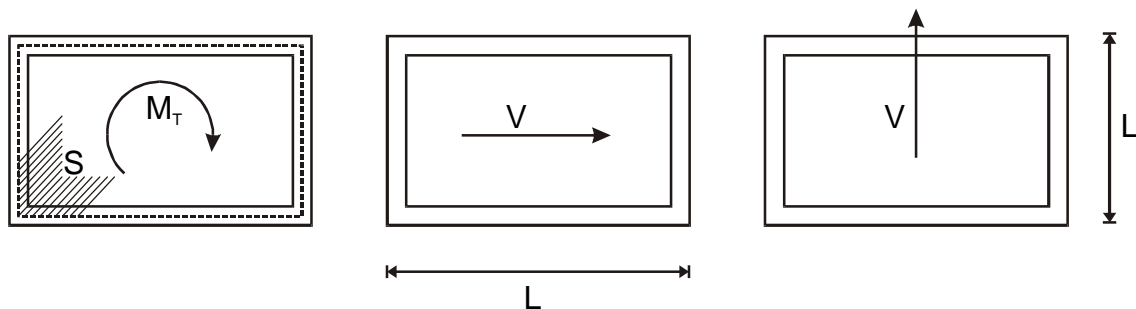




Figure 4.9. Calcul de la résultante de cisaillement. Notations.

4.2.7 Simplifications possibles dans l'analyse.

Il y a de grandes et de petites contribution à la rigidité torsionnelle C_{tot} . Ignorer les petits termes accélère le calcul. De façon générale :

- S'il y a des voiles ou noyaux proches de la périphérie de la structure, la contribution des colonnes à la rigidité torsionnelle C_{tot} est négligeable, tant pour les termes de rigidité flexionnelle que torsionnelle de ces poteaux ;

- Pour un voile, le terme de rigidité flexionnelle $\frac{12EI}{h^2}$ (avec le moment d'inertie I d'axe fort) est largement supérieur aux autres (rigidité torsionnelle, rigidité flexionnelle pour l'axe faible).

Élément structural présent	Terme de raideur C des poteaux à considérer	Termes de raideur C des poteaux négligeables
1 seul voile orienté en y 	$C_{flex,x} = 12 EI_x x^2/h^2$	$C_{flex,y}$ C_{tu}
1 seul voile orienté en x 	$C_{flex,y} = 12 E I_x y^2/h^2$	$C_{flex,x}$ C_{tu}
voiles orientés en x et y		$C_{flex,x}$ Si $C_{flex,x} \ll \Sigma C_{flex,x,voiles}$ $C_{flex,y}$ Si $C_{flex,y} \ll \Sigma C_{flex,y,voiles}$

4.2.8 Combinaison des sollicitations translationnelles et torsionnelles

Les explications qui précèdent montrent comment une résultante de cisaillement V_i axée sur le centre de gravité CM est remplacée par :

- une résultante de cisaillement V_i appliquée au centre de rigidité CR_i , qui donne à la structure une déformée purement translationnelle dans la direction de la force V_i . Cette application de V_i entraîne des effets (sollicitations, déplacements) $S_{translat}$ des éléments structurels verticaux ;
- un moment de torsion M_t qui donne à la structure une rotation autour du centre de rigidité CR. Cette torsion entraîne des effets $S_{torsion}$ des éléments de structures verticaux.

On pourrait penser trouver les sollicitations résultantes en effectuant l'addition statique des effets de V_i et de $M_t = V_i \times e$. Celle-ci conduirait, dans les éléments où S_{translat} et S_{torsion} sont de signes opposés, à des effets résultants ($S_{\text{translat}} + S_{\text{torsion}}$) inférieurs à un des termes S . Cette évaluation est erronée. En effet, il faut se rappeler que l'analyse effectuée porte sur la réponse dynamique de la structure et que les modes translationnels et torsionnels ne sont pas synchrones. Pour cette raison, il faut utiliser le même type de combinaison des modes que lors d'une étude de réponse dynamique avec superposition modale, soit généralement une moyenne quadratique : $S_{\text{résultant}} = \sqrt{S_{\text{translat}}^2 + S_{\text{torsion}}^2}$

La combinaison la plus défavorable, soit $\pm S_{\text{translat}} \pm S_{\text{torsion}}$, est généralement trop pessimiste et ne s'appliquerait qu'en cas de modes de vibration translationnels et torsionnels non indépendants (notion à laquelle on n'a pas accès dans une approche simplifiée).

4.3 Exemple de calcul approché des effets de la torsion.

On considère la structure représentée ci-dessous (Figure 4.10). On suppose que la raideur EI_{xb} du voile b est égale à $2 EI_{xa}$.

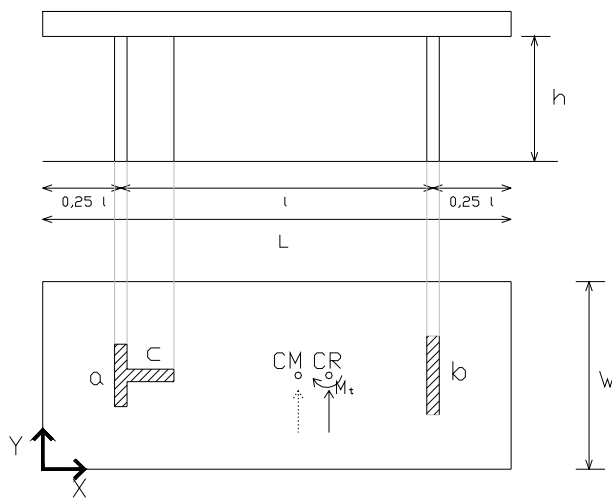


Figure 4.10. Structure à 2 contreventements de raideurs différentes.

Position du centre de gravité CM.

On suppose que CM se trouve au centre géométrique de la toiture rectangulaire.

Position du centre de rigidité.

$$X_R = \frac{EI_{xa} \times 0,25 \ell + 2 EI_{xa} \times 1,25 \ell}{EI_{xa} + 2 EI_{xa}} = \frac{2,75}{3} \ell = 0,9167 \ell$$

$$Y_R = \frac{EI_{yc} \times 0,5W}{EI_{yc}} = 0,5 W$$

CR se trouve à 0,66 ℓ du voile a et 0,33 ℓ du voile b.

$$\overline{\text{CM.CR}} = e_{ox} = e_o = 0,165 \ell$$

Définition des actions de calcul.

Pour tenir compte de la torsion "naturelle", on remplace V appliqué au centre de gravité CM par les forces équivalentes :

- V appliqué en CR
- $M_{in} = 0,165 V \ell$ (appliqué n'importe où, car c'est un couple de force ou moment appliqué à un diaphragme supposé infiniment rigide).

Pour calculer le moment de torsion de calcul M_t , il faut encore tenir compte de l'excentricité accidentelle e_a dont on doit déplacer le centre de gravité :

$$e_{ax} = \pm 0,05 L = \pm 0,05 \cdot 1,5 \ell = \pm 0,075 \ell$$

On déduit 2 moments de torsion de calcul correspondant aux 2 valeurs de l'excentricité totale e :

$$e_1 = e_{ox} + e_{ax} = 0,165 \ell + 0,075 \ell = 0,25 \ell$$

$$e_2 = e_{ox} - e_{ax} = 0,165 \ell - 0,075 \ell = 0,09 \ell$$

$$M_{t1} = 0,25 V \ell$$

$$M_{t2} = 0,09 V \ell$$

Les 2 valeurs e_1 et e_2 doivent être considérées, car $S_{torsion}$ et $S_{translat}$ sont fonction de e.

Détermination des sollicitations des voiles a et b dues au mouvement de translation.

V appliqué en CR donne lieu à des sollicitations $S_{a, transl}$ et $S_{b, transl}$ dans les voiles a et b correspondant à une déformation translationnelle globale de la structure.

$$S_{transl, a} = 0,33 V$$

$$S_{transl, b} = 0,66 V$$

Détermination des sollicitations des voiles a et b due à la torsion.

$$\text{Voile a : } x_a = -0,66 \ell \quad \text{raideur torsionnelle } C_a = \frac{12 E I_{xa}}{h^2} (0,66 \ell)^2 = 5,22 E I_{xa} \ell^2/h^2$$

$$\text{Voile b: } x_b = +0,33 \ell \quad \text{raideur torsionnelle } C_b = \frac{12 E \cdot 2 I_{xa}}{h^2} (0,33 \ell)^2 = 2,6 E I_{xa} \ell^2/h^2$$

$$\text{Raideur torsionnelle totale : } C_{tot} = 7,84 E I_{xa} \ell^2/h^2$$

Fractions du moment de torsion total appliqué qui sont reprises par les voiles a et b :

$$M_{ta} = M_t C_a / C_{tot} = 0,66 M_t$$

$$M_{tb} = M_t C_b / C_{tot} = 0,33 M_t$$

Sollicitation des voiles due à la torsion :

$$S_{tor, a} = M_{ta} / x_a = 0,66 M_t / 0,66 \ell = -0,25 V$$

$$S_{tor, b} = M_{tb} / a_b = 0,33 M_t / 0,33 \ell = +0,25 V$$

Le résultat est bien un couple de forces égales et opposées entredistantes de ℓ , ce qui donne un moment résultant $0,25 V \ell$ et des résultantes de force nulles.

Sollicitation résultante des effets translationnels et torsionnels dans les voiles.

$$S_{résult, a} = \sqrt{(0,33 V)^2 + (0,25 V)^2} = 0,41 V$$

$$S_{résult, b} = \sqrt{(0,66 V)^2 + (0,25 V)^2} = 0,70 V$$

Commentaires.

On peut comparer les résultats trouvés précédents à d'autres obtenus dans diverses hypothèses :

- si on ignore l'existence du mode torsionnel, on trouve : $S_{résult, a} = S_{résult, b} = 0,5 V$

ce qui correspond à une sous estimation de $(0,7 - 0,5) / 0,7 = 28 \%$ de la sollicitation du voile b.

- si on combine les modes translationnel et torsionnel en les supposant liés (le signe de M_t est associé à l'orientation de V), on trouve :

$$S_{résult, a} = 0,33 V + 0,25 V = 0,58 V$$

$$S_{résult, b} = 0,66 V - 0,25 V = 0,41 V$$

ce qui correspond à une sous estimation de $(0,70 - 0,41) / 0,70 = 41 \%$ de la sollicitation du voile b.

4.4 Calcul des effets de la torsion par des analyses dynamiques sur modèles 3D de bâtiments.

Dans l'analyse dynamique d'une structure effectuée sur un modèle 3 D de structure, les modes de vibration torsionnels sont mis en évidence comme les autres par l'analyse pour ce qui concerne la torsion "naturelle" résultant d'excentricité "structurales" entre les centres de gravité CM et les centres de rigidité CR . Les effets calculés S_{3D} (sollicitations, déplacements) incluent les effets de la torsion naturelle.

Un problème pratique existe concernant la prise en compte de l'excentricité accidentelle (voir 4.1) dont les codes demandent d'affecter la position des centres de gravité d'étage, car déplacer le centre de

gravité CM en modifiant la distribution des masses peut s'avérer compliqué dans les structures multi étagées complexes.

Dans le cas où des diaphragmes rigides sont présents, l'Eurocode 8 permet de déterminer les effets de torsion accidentels en appliquant des moments de torsion statiques $M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i$ d'axe vertical à chaque niveau i . e_{ai} est l'excentricité accidentelle de la masse du niveau i et F_i la force horizontale agissant au niveau i .

On considère les e_{ai} et F_i des différentes directions de séisme analysée et avec des signes positif et négatif pour F_i et on applique le même signe pour tous les étages (ce qui donne le maximum possible).

L'application d'un moment de torsion M_{ai} peut être effectué :

- *en appliquant un moment M_{ai} d'axe vertical en un point quelconque du diaphragme*
- *en appliquant une paire de forces F_i égales, parallèles, de direction opposée et entredistantes de d_i , tel que $F_i d_i = M_{ai}$*

La position de la paire de forces F_i est quelconque, comme leur orientation, car le résultat est seulement un couple appliqué.

On combine les effets (sollicitations, déplacements) calculés dans l'analyse 3D (effets définis positifs suite aux moyennes quadratiques) aux effets résultant de l'application des moments M_{ai} (qui peuvent être négatives ou positives). Compte tenu du problème de signe mentionné, c'est $\pm S_{3D} \pm S_{torsion,acc}$ qu'il faut considérer.

On note que cette dernière combinaison est une addition pure et simple des effets, ce qui donne à coup sûr des résultats plus grands qu'une moyenne quadratique. Ceci est du côté de la sécurité, mais parfois exagérément.

La solution admise et décrite dans l'Eurocode 8 est donc une simplification qui est du côté de la sécurité. Il est toujours admissible de serrer de plus près l'évaluation des sollicitations torsionnelles résultantes en déplaçant les centres de gravité d'étage de l'excentricité accidentelle requise, tout en conservant la même masse totale à chaque niveau. On note qu'il n'y a pas une distribution de masse unique qui réalise cette condition...

4.5 Evaluation des effets de la torsion par des relations forfaitaires.

4.5.1 Perspective générale.

Pour les structures dont les éléments de raideur et les masses sont distribuées symétriquement et qui sont dimensionnées à l'aide d'une analyse statique, l'Eurocode 8 offre deux possibilités de tenir compte des effets torsionnels dûs à l'excentricité accidentelle e_a :

- en appliquant les moments de torsion statiques comme décrit ci-dessus en 4.4 ;
- en amplifiant par un coefficient δ calculé à l'aide d'une relation forfaitaire les sollicitations trouvées dans une analyse effectuée en ne considérant que des forces horizontales et pas de moment (les forces horizontales seules n'engendrent qu'un déplacement purement translationnel en raison de la symétrie mentionnée)

$$\delta = 1 + 0,6 x/L_e$$

où x est la distance (en plan) de l'élément considéré au centre de gravité du bâtiment,
 L_e est la distance entre les 2 éléments de contreventement extrêmes,
 grandeurs mesurées perpendiculairement à la direction de l'action sismique

- si l'analyse est effectuée à l'aide de deux modèles plans, un pour chaque direction horizontale principale, les effets de torsion peuvent être déterminés en doublant l'excentricité e_{ai} , ce qui donne :

$$\delta = 1 + 1,2 \cdot \frac{x}{L_e}$$

La méthode d'amplification des sollicitations translationnelles par un coefficient δ offre l'avantage de la simplicité. C'est par ailleurs la seule possible si l'analyse des effets sismiques est effectuée à l'aide de deux modèles plans séparés en x et en y , qui ne permet pas de tenir compte des effets de la torsion. L'évaluation des effets de la torsion par des relations forfaitaires présente cependant, dans les structures bien conçues, l'inconvénient d'une surestimation de l'effet torsionnel. En effet, pour les éléments de contreventement situés en périphérie, $x = L_e/2$ et la relation donne $\delta = 1,3$, soit une augmentation de 30 % des effets translationnels.

Il est rare qu'un calcul explicite conduise à un δ aussi élevé, comme on va le voir dans les exemples ci-après où on évalue à l'aide d'analyses simplifiées le coefficient δ_c qui permettrait d'évaluer la sollicitation résultante des effets translationnels et torsionnels, soit $(S_{tors,a} + S_{trans,a})$ en amplifiant $S_{trans,a}$ par δ_c . On calcule δ_c par :

$$\delta_c = (S_{tors,a} + S_{trans,a}) / S_{trans,a}$$

4.5.2 Evaluation de quelques valeurs de δ_c

Dans une structure dont la raideur en torsion est assurée par seulement 2 voiles d'extrémité – Figure

4.11.A, on a :

$$S_{\text{transl}, a} = S_{\text{transl}, b} = 0,5 V$$

$$M_t = V \times 0,05 L$$

$$S_{\text{tors}, a} = S_{\text{tors}, b} = M_t/L = 0,05 V$$

$$\delta_c = (S_{\text{tors}, a} + S_{\text{trans}, a}) / S_{\text{trans}, a} = 0,55/0,5 = 1,10 < 1,30$$

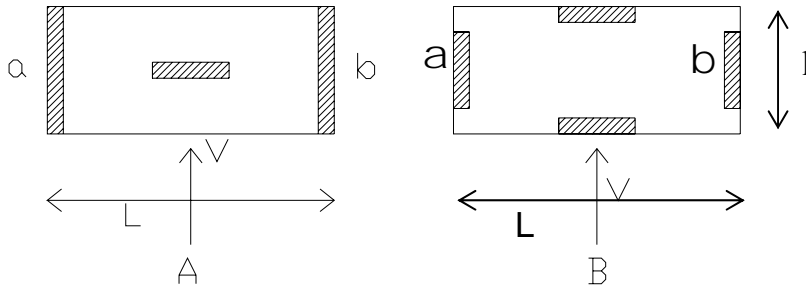


Figure 4.11. A) Structure dont le contreventement pour la torsion consiste en 2 voiles.

B) Structure dont le contreventement pour la torsion consiste en 4 voiles

Si on considère une structure où 4 voiles identiques sont présents à raison d'un par façade, Figure

4.11.B, on a :

$S_{\text{transl}, a}$, $S_{\text{transl}, b}$ et M_t comme dans l'exemple précédent

Si $L = 2l$, $S_{\text{tors}, a} = 4/5 \cdot 0,05 V = 0,04 V$ et $\delta_c = 0,54/0,5 = 1,08 \ll 1,30$.

Si $L = l$, $S_{\text{tors}, a} = 1/2 \cdot 0,05 V = 0,025 V$ et $\delta_c = 0,525/0,5 = 1,05 \ll 1,30$.

Par contre, pour le hall de la Figure 4.12. où 11 contreventements parallèles reprennent la torsion:

$$S_{\text{transl}, a} = V/11 = 0,0909 V \quad M_t = 0,05 VL$$

La distribution des $S_{\text{tors}, i}$ dans les voiles est telle que :

$$S_{\text{tors}, 1} = S_{\text{tors}, 5}/5, S_{\text{tors}, 2} = 2 S_{\text{tors}, 5}/5, \text{ etc,}$$

de sorte que l'équilibre s'écrit :

$$M_t = 0,05VL = 2 S_{\text{tors}, 5} \times \frac{L}{2} + 2 \frac{4}{5} S_{\text{tors}, 5} \frac{4 L}{5 \cdot 2} + \dots = S_{\text{tors}, 5} \frac{L}{5^2} (5^2 + 4^2 + 3^2 + 2^2 + 1^2)$$

$$M_t = \frac{55}{25} S_{\text{tors}, 5} \cdot L \Rightarrow S_{\text{tors}, 5} = \frac{25 \cdot 0,05V}{55} = 0,0227V$$

$$\delta_c = (0,0909 + 0,0227)/0,0909 = 1,25 \approx 1,30$$

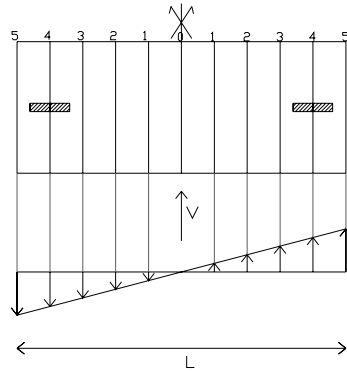


Figure 4.12. Structure de halle où le contreventement pour la torsion consiste en 11 voiles.

De même, dans la structure de la Figure 4.13.

$$S_{\text{transl}, a} = 0,5 V$$

$$M_t = V \times 0,05 L$$

Pour une entredistance des voiles égale à $L/2$:

$$S_{\text{tors}, a} = M_t/(L/2) = 0,1 V \quad \text{et} \quad \delta_c = (0,5 + 0,1)/0,5 = 1,20 < 1,30$$

Pour une entredistance des voiles réduite à $L/4$,

$$S_{\text{tors}, a} = M_t/(L/4) = 0,2 V \quad \text{et} \quad \delta_c = (0,5 + 0,2)/0,5 = 1,40 > 1,30 !$$

Pour une entredistance des voiles réduite à $L/8$,

$$S_{\text{tors}, a} = M_t/(L/8) = 0,4 V \quad \text{et} \quad \delta_c = (0,5 + 0,4)/0,5 = 1,80 \gg 1,30 !$$

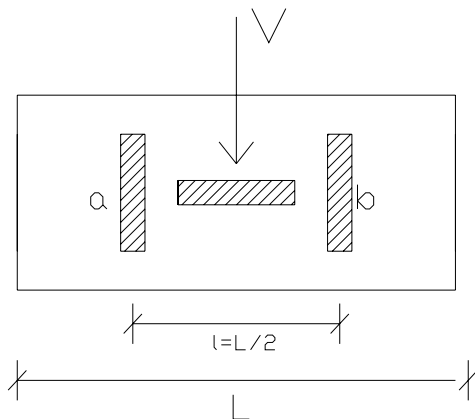


Figure 4.13. Structure où 2 voiles proches du centre constituent le contreventement pour la torsion.

4.5.3 Conclusions.

On voit que la prise en compte de la torsion effectuée à l'aide d'un coefficient amplificateur forfaitaire δ des sollicitations translationnelles n'est pas très précise. δ est bien calibré pour des structures symétriques où :

- des contreventements orientés suivant un seul axe reprennent toute la torsion

- les contreventements ne sont pas en périphérie, mais n'en sont pas trop éloignés
- Les aspects torsionnels des critères de régularité sont respectés.

Dans les autres cas, un calcul explicite des effets torsionnels peut conduire à des valeurs inférieures ou supérieures aux sollicitations résultantes évaluées à l'aide de la relation forfaitaire.

4.6 Paramètres de l'Eurocode 8 caractérisant la sensibilité des bâtiments à la torsion.

Le caractère "régulier en plan" des bâtiments est, dans l'Eurocode 8, associé au respect de conditions relatives à :

- la symétrie des raideurs flexionnelles et des distributions de masse ;
- une configuration compacte en plan
- la raideur nécessaire des diaphragmes
- un élancement longueur/largeur du bâtiment limité ;
- la raideur nécessaire en torsion.

Les conditions relatives à la torsion utilisent les paramètres e_{ox} , e_{oy} , r_x , r_y et ℓ_s dont il convient d'expliquer la signification.

L'excentricité structurale e_o est la **distance entre le centre de rigidité CR et le centre de gravité CM**.

e_{ox} est la projection de cette distance sur l'axe x perpendiculaire à la direction de calcul considérée.

De même pour e_{oy} .

Le **rayon de torsion** r_x est la racine carrée du rapport de la raideur torsionnelle C à la raideur "translationnelle" R_x ou R_y du bâtiment dans la direction x (de type EI_x par exemple s'il s'agit d'un voile en béton armé).

La raideur "translationnelle" dans une direction (x par exemple) se calcule en considérant la contribution de tous les éléments structuraux dans cette direction. Il est évident qu'un bâtiment très raide en torsion présente des r_x et r_y plus élevés qu'un bâtiment sensible à la torsion.

ℓ_s est le **rayon de giration** de la masse M du plancher dans la direction perpendiculaire à l'axe vertical z .

$$\ell_s = \sqrt{\frac{J_z}{M}}$$

J_z est le **moment d'inertie polaire** de la masse du plancher. Il exprime le "volant d'inertie" excité en torsion.

$$J_z = \int_v \mu (x^2 + y^2) dv = \int_v \mu r^2 dv$$

dans un système d'axes horizontaux x et y centrés sur le centre de masse CM. Si on concentrait toute la masse M au centre de masse, on trouverait: $J_z = 0$

Valeurs de J et ℓ_s pour des formes simples de planchers.

- rectangle de masse M, de côtés de longueur a et b: $J_z = \frac{M}{12}(a^2 + b^2)$ $\ell_s = \sqrt{\frac{a^2 + b^2}{12}}$

- cercle de masse M et de rayon R : $J_z = \frac{MR^2}{2}$ $\ell_s = \frac{R}{\sqrt{2}}$

- anneau de masse M et de rayon R : $J_z = MR^2$ $\ell_s = R$

($\ell_s = R$ est la valeur la plus élevée possible de ℓ_s ; on sait que les tubes circulaires sont les solides les plus efficaces pour la reprise de la torsion).

Les conditions de "régularité en plan" limitant la torsion dans l'Eurocode 8 sont:

$$\begin{aligned} 0,3 r_x &\geq e_{ox} & 0,3 r_y &\geq e_{oy} \\ r_x &\geq \ell_s & r_y &\geq \ell_s \end{aligned}$$

Exemple de calcul des paramètres de l'Eurocode 8 caractérisant la sensibilité des bâtiments à la torsion.

Soit la structure carrée représentée à la Figure 4.14, contreventée par 4 voiles de même inertie I_{xa} .

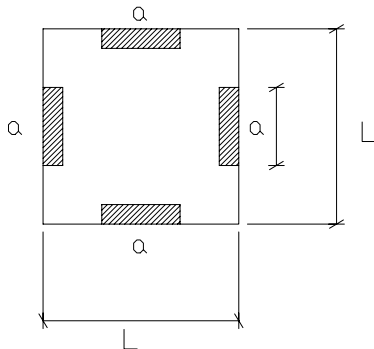


Figure 4.14. Structure carrée contreventée par 4 voiles identiques

On calcule la raideur torsionnelle C par la relation donnée en 4.4.

La raideur flexionnelle R par unité de hauteur d'un élément vertical de hauteur h se déduit de la relation :

$$d = Fh^3/12 E I_{xa} \quad (\text{notations voir Figure 4.7})$$

$$R = (M/\phi)/h = \frac{Fh}{d} = (12 E I_{xa} / h^3)h = 12 E I_{xa}/h^2$$

$$C = 4 \frac{12 E}{h^2} I_{xa} \left(\frac{L}{2}\right)^2 = \frac{12 E I_{xa} L^2}{h^2}$$

$$R_x = R_y = (2 \times 12 E I_{xa})/h^2$$

$$r_x = \sqrt{\frac{C}{R_x}} = L/\sqrt{2} = 0,7 L$$

$$\ell_s = \sqrt{\frac{2L^2}{12}} = 0,41 L$$

et on vérifie bien $r_x > \ell_s$

On peut calculer l'entredistance minimale D_{\min} des voiles telle que le bâtiment soit considéré comme régulier en plan. Il faut que la condition $r_x > \ell_s$ soit vérifiée:

$$C = (12 E I_{xa} D^2)/h^2 \quad r_x = 0,7 D$$

La condition s'écrit : $0,7 D > 0,41 L$ ce qui donne : $D_{\min} = 0,58 L$

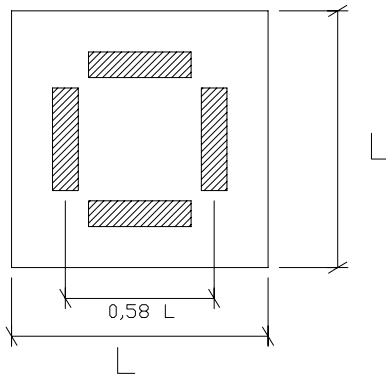


Figure 4.15. Entredistance minimale des voiles pour un bâtiment régulier en plan.

Cette définition n'est pas ambiguë pour 1 bâtiment à un seul niveau.

Pour les bâtiments multiétages, on a vu que seule une définition approchée du centre de rigidité et donc de la raideur torsionnelle était possible (on a vu que le centre de rigidité est pris comme origine du système d'axe (x,y) ; sa position influence les valeurs des coordonnées x et y des éléments résistants et donc les termes de torsion non uniforme contribuant à la raideur torsionnelle).

Pour que la méthode simplifiée décrite donne des estimations suffisamment correcte de la position du centre de rigidité CR et des rayons de torsion r_x et r_y , il faut que la structure respecte deux conditions :

- les systèmes de contreventement sont ininterrompus de la fondation au sommet du bâtiment ;
- les déformées des divers contreventements présentent une allure similaire.

Cette dernière condition est bien respectée dans les ossatures en portique et dans les structures contreventées par des noyaux ou des voiles, mais pas tellement dans les systèmes hybrides (noyaux + portique) ou (voiles + portiques).

Chapitre 5.

Conception parasismique des bâtiments.

5.1. Concepts généraux.

5.1.1 Concept général de stabilité des bâtiments sous action sismique.

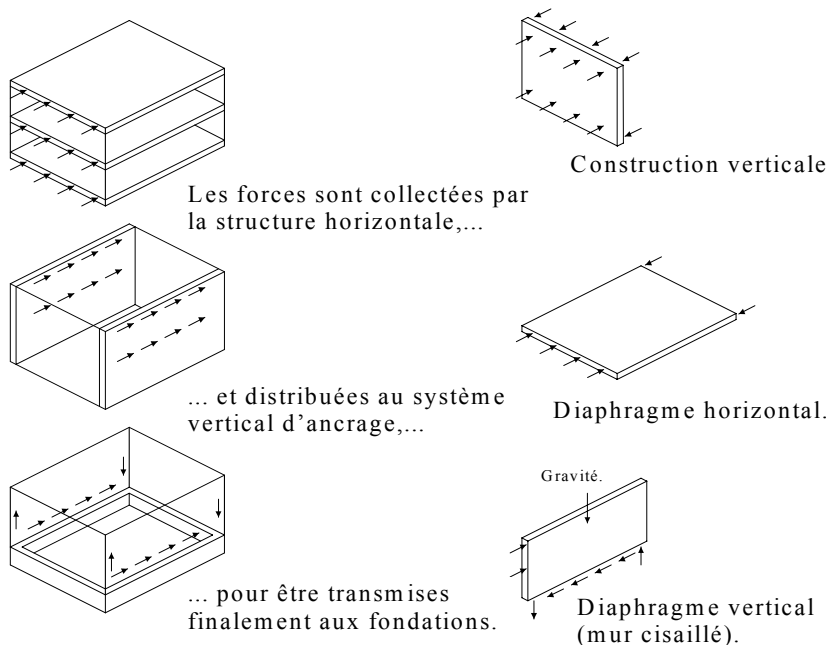


Figure 5.1. Schéma général de fonctionnement en « boîte » pour la reprise des actions horizontales de séisme ou de vent.

Tous les bâtiments constituent des « **boîtes** », dont le fonctionnement général est schématisé à la Figure 5.1 et dont la stabilité implique le respect des 3 conditions suivantes:

► **une résistance adéquate des plans** constituant la boîte :

- contreventements verticaux: murs, triangulations, portiques
- contreventements ou diaphragmes horizontaux ou sub-horizontaux :
planchers, toitures, poutres « au vent », etc...

► **un choix convenable de ces plans**, tel que la géométrie globale de la boîte reste inchangée lors des mouvements sismiques : limitation des mouvements hors plan, gauchissement,... ; ceci demande :

- un nombre convenable de plans de contreventement verticaux et horizontaux
- une bonne disposition relative de ces plans

► **des liaisons adéquates entre ces plans.**

5.1.2 Objectif global du projet d'ossature parasismique.

L'objectif global du projet d'une ossature parasismique est de **définir une structure capable de subir, sans s'effondrer, les déformations engendrées par l'action sismique.**

Cet objectif peut être atteint avec succès par des projets d'ossatures de divers types et de divers degrés de capacité de dissipation d'énergie par déformations plastiques - Figure 5.2- en particulier :

- ▶ des ossatures où les déformations sont essentiellement élastiques
- ▶ des ossatures qui forment une seule zone plastique significative, généralement en base. Exemple : structure à noyau en béton armé
- ▶ des ossatures où sont formées de nombreuses zones dissipatives.

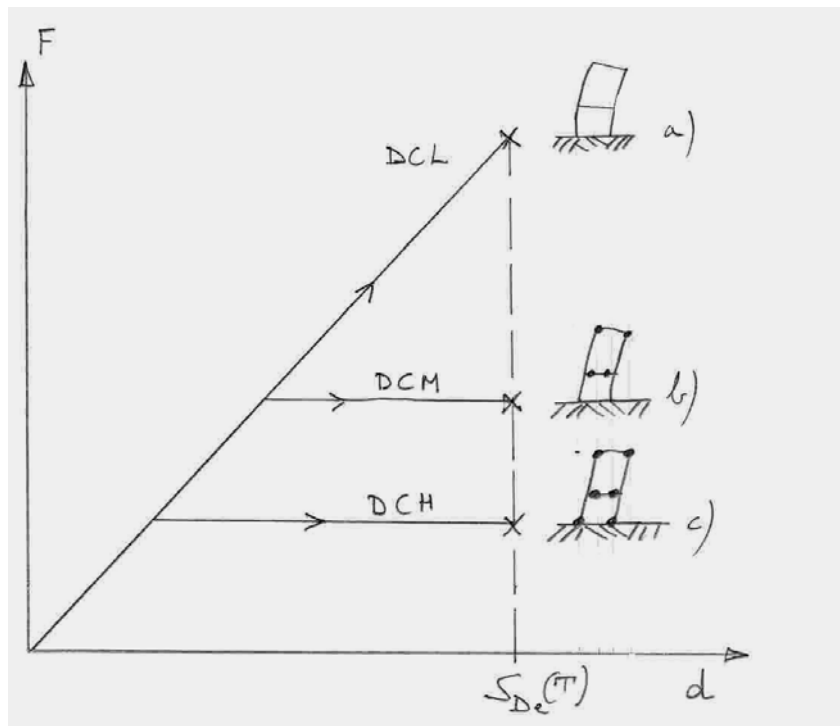


Figure 5.2 . Comportement d'ossatures de même période T soumises à poussée progressive jusqu'au déplacement de projet $S_{De}(T)$: a) projet à réponse purement élastique DCL, b) projet modérément dissipatif DCM et c) projet très dissipatif DCH.

[Note : le déplacement de projet est en première approche indépendant de q ; pour son évaluation, voir 2.15.4 et Figure 2.9].

Ces 3 niveaux possibles de dissipativité des projets sont distingués dans l'Eurocode 8 par :

- des Classes de Ductilité de 3 niveaux , distinguées par les symboles DCL, DCM et DCH et par les valeurs du coefficient de comportement q associé à ces classes (voir Tableaux 9.1 et 10.3).
- des exigences de dimensionnement associées au niveau visé de ductilité locale et globale.

On discute en 5.3.1. l'intérêt des options de projet DCL, DCM ou DCH.

Tableau : Principes de dimensionnement, classes de ductilité des structures et limites supérieures des valeurs de référence des coefficients de comportement

Principe de dimensionnement	Classe de ductilité de la structure	Intervalle des valeurs de référence du coefficient de comportement q
comportement de structure faiblement dissipatif	DCL (limitée)	$q \leq 1,5 - 2$
comportement de structure dissipatif	DCM (moyenne)	$q \leq 4$ également limité par type d'ossature
	DCH (haute)	uniquement limité par type d'ossature

5.1.3 Signification des « principes de conception parasismique ».

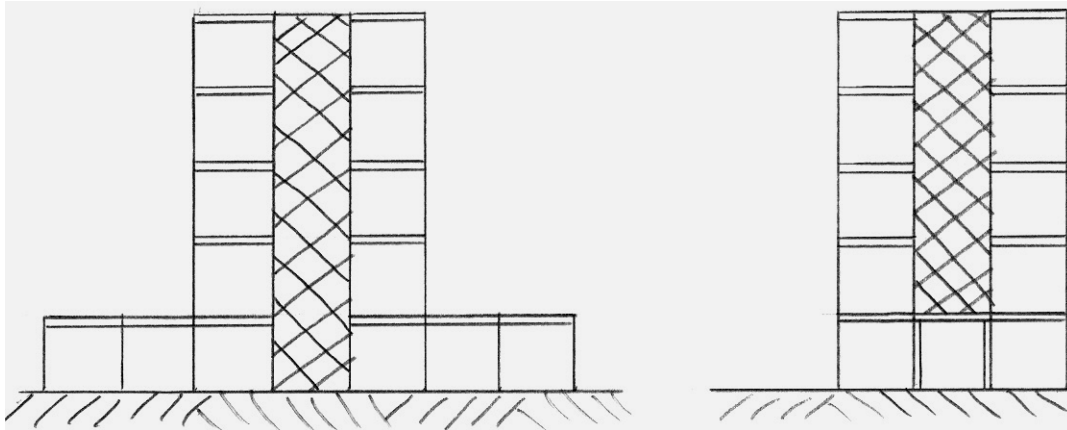
Dans le contexte sismique, les meilleurs projets en terme de sécurité sont obtenus en respectant les « principes de conception » qui sont présentés en 5.2 .

Il convient de préciser trois choses à propos de ces « principes » :

- a) On peut parfaitement concevoir des structures qui ne respectent pas les « principes » de conception et sont cependant aptes à subir avec succès l'action sismique de calcul. **Le respect des principes de conception a pour résultat principal de minimiser le supplément de prix nécessaire pour passer d'une structure normale à une structure parasismique.** En outre, la sécurité est en général mieux assurée dans une structure bien conçue et calculée de manière approchée que dans une structure mal conçue pour laquelle des calculs compliqués sont effectués. Car plus les calculs sont compliqués, plus il y a d'incertitudes sur la qualité de la représentation que l'on fait, dans un modèle, de la structure et de son comportement.
- b) Les principes énoncés s'appliquent à ce qui est réellement la structure des bâtiments, pas à ce qui en fait l'apparence. Lorsqu'on esquisse des silhouettes pour exprimer certains principes, c'est pour en donner une image parlante, mais la liberté de l'architecte reste bien plus grande que ces silhouettes ne semblent l'indiquer, car les principes énoncés portent sur la **structure primaire** du bâtiment. Des éléments structuraux (poutres, poteaux) peuvent être choisis pour constituer une **structure secondaire**, ne faisant pas partie du système résistant aux actions sismiques (ou alors marginalement, voir ci-après). Ainsi, un bâtiment à noyaux de béton peut avoir pour structure primaire ces noyaux et pour structure secondaire toute l'ossature, poutres et poteaux, disposée autour des noyaux – Figure 5.3. La résistance et la rigidité des éléments secondaires vis-à-vis des actions sismiques doivent être faibles devant la résistance et la rigidité des éléments de la structure primaire (on fixe dans l'Eurocode 8 la limite de la contribution des éléments sismiques secondaires à la raideur latérale à 15 % de la raideur latérale des éléments sismiques primaires). La structure secondaire doit toutefois être conçue

pour continuer à reprendre les charges gravitaires lorsque le bâtiment est soumis aux déplacements causés par le séisme.

- c) Le respect des principes de conception laisse encore l'auteur de projet devant plusieurs choix à effectuer au départ du projet, car plusieurs solutions sont possibles qui respectent toutes les principes de conception parasismique. On discute ces « **options de conception** » en 5.3.



La structure primaire est un mur ou voile.

La structure secondaire (portiques périphériques) contribue peu à la reprise de l'action sismique et suit les déformations de la structure primaire

La structure primaire est régulière, même si l'aspect extérieur du bâtiment est irrégulier.

Structure primaire irrégulière, car le voile est interrompu au 1^{er} étage et le rez est un portique.

Aspect extérieur régulier.

Figure 5.3. Distinction entre structure primaire et structure secondaire du bâtiment.

Distinction entre Régularité structurelle et régularité apparente.

5.2 Principes de conception parasismique des bâtiments.

5.2.1 Principe 1 - Simplicité.

Le comportement d'une structure simple est plus facile à comprendre et à calculer; le risque d'omettre un phénomène particulier, comme une interaction entre parties de raideur différentes ou un cumul d'effets différents entre ces parties est faible.

La simplicité d'ensemble concourt à la simplicité des détails.

5.2.2 Principe 2 - Continuité.

Toute discontinuité dans le dessin d'une structure conduit à une concentration de contraintes et de déformations. Une structure discontinue est toujours mauvaise, car le mécanisme de ruine qu'elle fait intervenir est local. Or la dissipation d'énergie dans la structure devrait être maximale, ce qui est

obtenu en faisant intervenir le maximum d'éléments, de manière à constituer un mécanisme de ruine global et non local. Le comportement non homogène d'une structure présentant des discontinuités majeures est toujours source de problème, car il rend délicat le calcul de la structure, dans son ensemble, et difficile le dessin correct des nœuds cruciaux où doivent se produire les grandes déformations.

Le principe de continuité a un impact sur le dessin d'ensemble des structures, qui est explicité dans les principes 3 et 4.

Le principe de continuité se traduit aussi dans les détails de structure et dans la surveillance de chantier.

Dans les détails de la structure, il faut :

- éviter les affaiblissements de section (âmes évidées)
- réaliser des poutres et colonnes d'axes concourants ;
- éviter les changements brutaux de directions des éléments porteurs
- éviter les changements brutaux de largeurs des éléments porteurs; d'où il découle que les largeurs des poutres et colonnes concourantes doivent être peu différentes
- soigner la conception des assemblages des éléments préfabriqués
- positionner les joints de montage (acier, système industrialisés en béton) ou les reprises (béton armé) en dehors des zones fortement contraintes.

Surveillance du chantier.

Il s'agit d'un aspect particulièrement important pour garantir la qualité réelle du travail effectué, en particulier :

- le positionnement des éléments préfabriqués en béton
- le bétonnage de leurs joints d'assemblage
- la mise en place correcte des armatures, l'exécution soignée des reprises, en béton armé
- la qualité des matériaux mis en œuvre.

Enfin, même si l'hyperstaticité élevée n'est pas toujours possible, il convient en tout cas d'éviter l'absence de toute liaison positive. Ainsi, des éléments simplement posés ne sont tenus en place que par le frottement et une fois celui-ci vaincu, des déplacements majeurs peuvent se produire. On peut résoudre ce problème par des liaisons souples ou des butées, qui entrent en action seulement en cas de séisme.

5.2.3 Principe 3 - Régularité en plan.

Le mouvement sismique horizontal est un phénomène bidirectionnel. La structure du bâtiment doit être capable de résister à des actions horizontales suivant toutes les directions et les éléments

structuraux doivent des caractéristiques de résistance et de rigidité similaires dans les deux directions principales, ce qui se traduit par le choix de formes symétriques. La forme idéale n'est pas seulement symétrique suivant deux axes, mais se rapproche de l'axisymétrie - Figures 5.4 et 5.5 – car des dégâts importants ont souvent été observés à la jonction des pans dans des structures composées de plusieurs pans perpendiculaires.

Des considérations purement flexionnelles expliquent ce phénomène : les raideurs flexionnelles suivant les directions principales sont très différentes dans un bâtiment rectangulaire. Il en résulte des périodes propres différentes de 2 ailes perpendiculaires soumises à une action sismique d'orientation donnée, d'où une réponse (fonction du temps) différente et une concentration de problèmes à la jonction des ailes perpendiculaires. Ce fait était particulièrement remarquable à Bucarest après le séisme de 1977 où tous les immeubles formant coin de rue étaient effondrés ou nettement plus dégradés que les autres. Cette observation s'applique aussi aux bâtiments en H, pourtant deux fois symétriques.

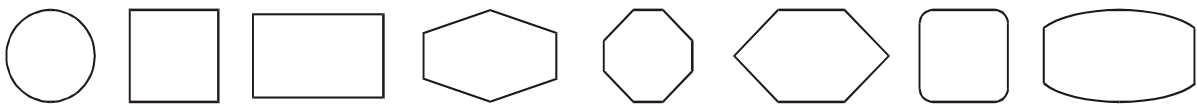


Figure 5.4. Formes favorables : plans simples à 2 axes de symétrie (AFPS, 2002)

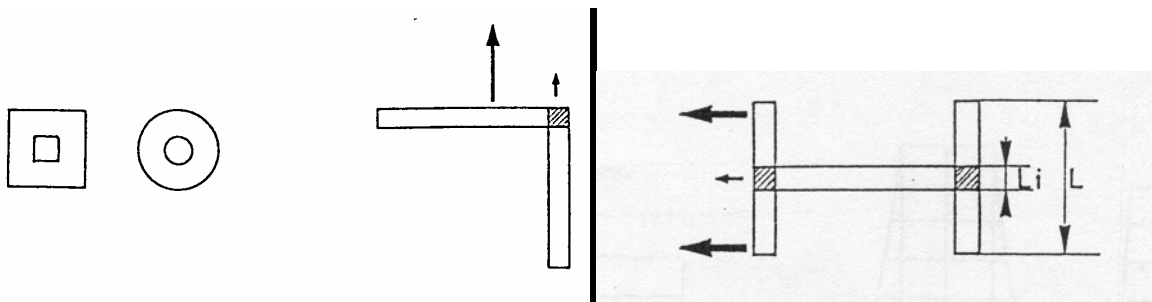


Figure 5.5. Effets néfastes de l'asymétrie.

Ce qui est vrai pour la flexion d'ensemble l'est aussi pour la torsion: les éléments reprenant la torsion doivent être distribués assez symétriquement. Le non respect de ce principe peut conduire à une déformation permanente gauchie de la structure (voir le cas réel de la Figure 5.6).

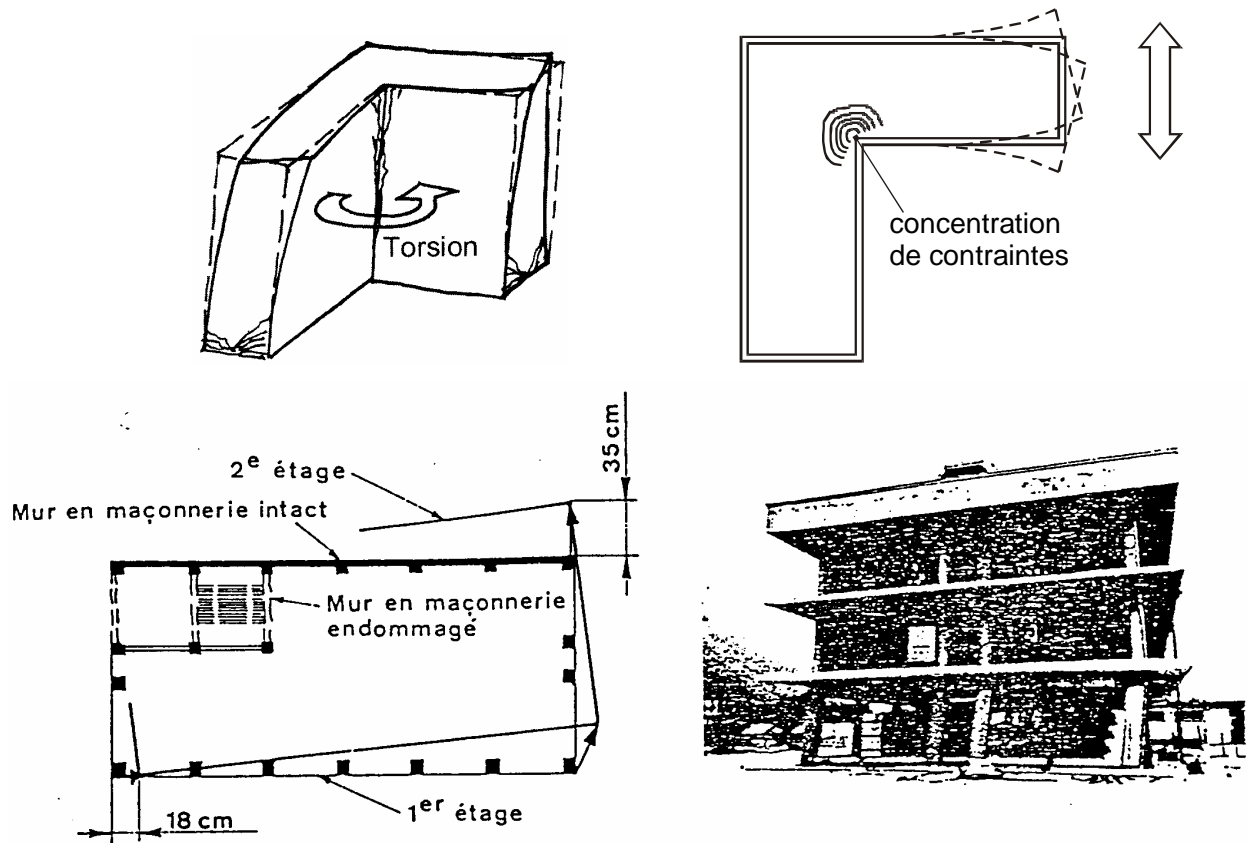


Figure 5.6 . Influence de la forme du bâtiment sur les effets dus à la torsion : concentration de contraintes dans les angles rentrants (en haut) ; rotation permanente (en bas).

5.2.4 Principe 4 - Régularité en élévation.

Dans la vue en élévation, les principes de simplicité et de continuité se traduisent par un aspect régulier de la structure primaire, sans variation brutale de raideur. De telles variations entraînent des sollicitations locales élevées.

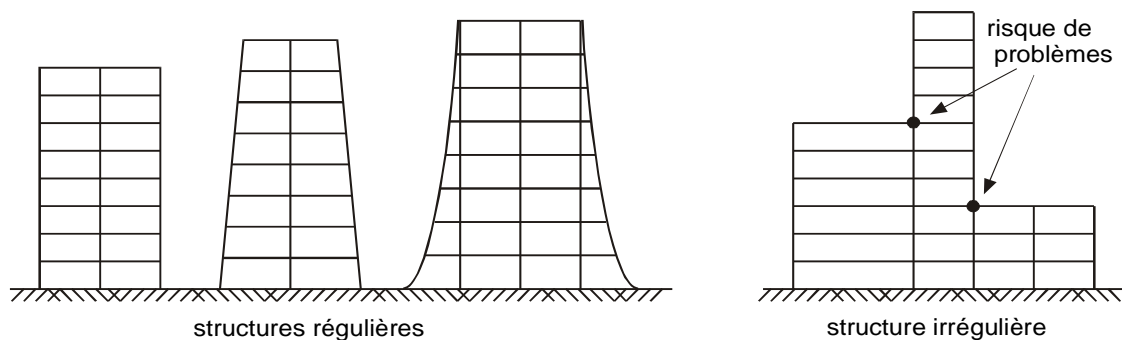


Figure 5.7. Régularité en élévation.

Le principe de distribution continue et uniforme des éléments résistants de la structure primaire demande d'assurer une continuité des colonnes et des murs structurels, sous peine de créer la situation d'« étage mou » schématisée à la Figure 5.8.

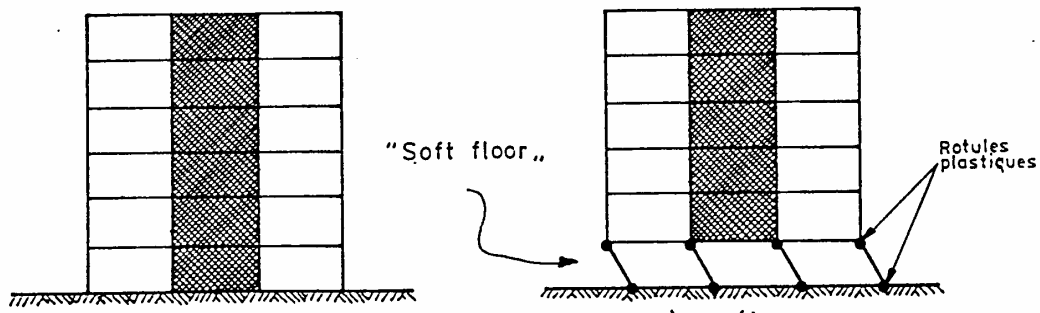


Figure 5.8. A gauche : régularité en élévation. A droite : niveau rez flexible ou "mou" (anglais : soft).

Les niveaux transparents sont très courants dans les bâtiments parce qu'on laisse le rez de chaussée ouvert en raison de l'usage : commerces, bureaux, réception dans les hôtels, parkings. Les niveaux transparents sont fortement déconseillés dans les zones sismiques car ils peuvent constituer des niveaux flexibles, dans lesquels se concentrent toutes les déformations de la structure (Figure 5.9).

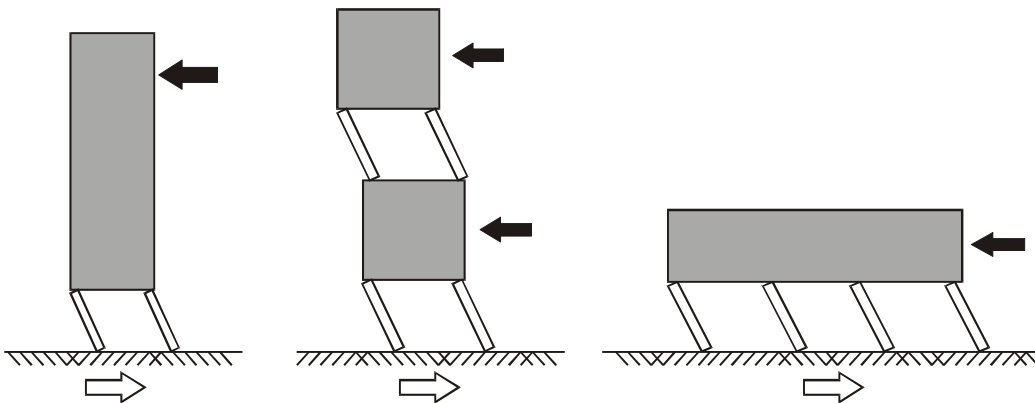


Figure 5.9. Bâtiments avec niveaux transparents. Lorsque les niveaux transparents sont plus flexibles que les autres niveaux, les poteaux de ces niveaux subissent de grandes déformations qui peuvent provoquer la ruine du bâtiment (soft storey), (AFPS, 2002)

Le résultat de cette disposition est souvent l'effondrement de l'« étage mou », qui entraîne l'effondrement total du bâtiment. Cette situation est particulièrement observée dans les ossatures en béton armé, où les poteaux :

- sollicités en compression n'offrent pas ductilité vis-à-vis des sollicitations de cisaillement et flexion alternés
- sollicités en traction offrent peu de résistance en flexion.

La solution est de conférer à ces niveaux ouverts une rigidité comparable à celle des autres niveaux, par exemple par un contreventement en façade ou en découplant les allèges (dissociation des colonnes) et en permettant d'égaliser la hauteur libre des colonnes de la structure principale (Figure 5.10). Le

code américain UBC 1994 limite la hauteur des bâtiments comportant un niveau flexible à un étage sur rez-de-chaussée et 9 m au-dessus du sol.

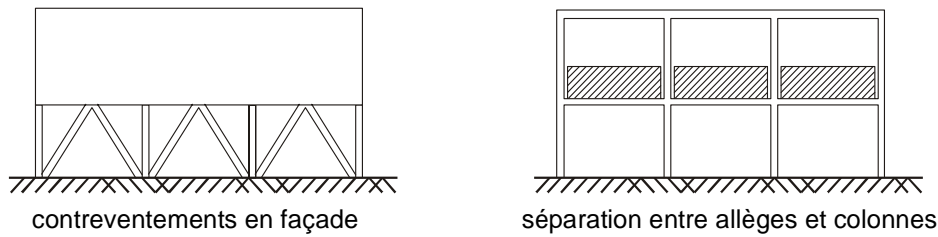


Figure 5.10. Solutions pour bâtiments comportant des niveaux transparents (AFPS, 2002).

Les structures en portique dans lesquelles sont disposés des murs de remplissage sont particulièrement sujettes aux ruines d'« étage mou », car leur analyse au moment du projet est souvent effectuée en considérant que la structure est une ossature en portiques et que les parois de remplissage sont non structurales et n'interviennent que par leur masse.

La réalité peut être très différente et 2 situations néfastes sont possibles :

1. Les remplissages sont faits de maçonnerie résistante, en contact avec les poutres et poteaux, sauf à un étage particulier laissé ouvert ou « transparent » ; alors la structure réagit comme un mur discontinu et les déformations se concentrent dans les poteaux du niveau transparent, puis il y a effondrement de l'« étage mou », suivi de l'effondrement total du bâtiment.
2. Les remplissages sont faits de maçonnerie résistante en contact avec les poutres et poteaux, mais aucun étage n'est laissé ouvert ou « transparent ». Dans ce cas, le séisme peut, dans un premier temps, créer la transparence en détruisant le remplissage à l'étage où le rapport R_d / E_d est le plus faible. Une fois la transparence créée, la suite de l'histoire est similaire à la situation décrite en 1. La position du niveau rendu transparent par le début du mouvement sismique a un caractère aléatoire, car elle est liée au caractère variable des résistances des maçonneries de remplissage ; souvent, ce niveau est encore le rez de chaussée, où le cisaillement est maximum.



Figure 5.11. Création de transparence et ruine d'étage (ici le rez de chaussée).

Les contre mesures à ces situations d' « étage mou » associées à des remplissages sont les suivantes:

1. L'étude de la structure considère celle-ci comme un mur en maçonnerie et l'évaluation des périodes est faite sur ce modèle (périodes T plus petites, résultante de cisaillement plus grande) ; le coefficient de comportement q est celui, plus petit, des maçonneries.
2. L'étude de la structure considère celle-ci comme un portique. On prend la précaution de ne pas monter les remplissages en contact raide avec les portiques, en interposant sur les côtés verticaux et supérieurs des remplissages un joint flexible (voir Figure 5.10 : séparation entre allèges et poteaux).
3. L'étude de la structure considère celle-ci comme un portique. Les remplissages sont faits de maçonneries offrant nettement moins de résistance et/ou de raideur que l'ossature en portique. Des maçonneries très peu résistantes seront écrasées presque instantanément ; des maçonneries très déformables suivront les déformations des portiques sans changer significativement leur réponse ; la comparaison des caractéristiques « charge-déplacement » d'une maille de portique et de son remplissage en terme de raideur et de résistance est nécessaire pour assurer le caractère négligeable de l'influence des remplissages.

Sans autre information, on peut retenir le chiffre servant à distinguer ossature « primaire » et « secondaire » pour définir l'apport relatif maximum envisageable des remplissages en terme de raideur et/ou de résistance : 15% de l'apport de l'ossature en portique.

4. On interdit la construction en zone sismique de bâtiments dont la structure « primaire » de contreventement est faites de portiques, en particulier en béton armé, et on impose des structures à voiles porteurs ou en charpentes acier, plus sûres.



Figure 5.12. Bon comportement d'un bâtiment à noyau (structure primaire) et ossature périphérique (structure secondaire). (Boumerdes,2003).

Ainsi, le bâtiment de la Figure 5.12, dont la structure primaire de contreventement est un noyau continu en béton armé, et dont la structure secondaire est une ossature béton périphérique comportant des remplissages, a subi quelques dégradations de ses remplissages, mais il a évité non seulement la ruine globale mais même des déformations permanentes significatives.

5.2.5 Principe 5 - Raideur et résistance à la torsion.

On a expliqué en 4.1. pourquoi un séisme peut soumettre un bâtiment à des sollicitations importantes de torsion. La distribution des contraintes dans un solide soumis à torsion est telle qu'il faut que les éléments susceptibles de donner la raideur/résistance torsionnelle à la structure soient portés le plus possible vers la **périphérie** du bâtiment pour atteindre leur effet maximal. Figures 5.13 et 5.14. Une résistance et une rigidité appropriées à la torsion sont nécessaires pour limiter les mouvements du bâtiment et les sollicitations des éléments structuraux dus à la torsion.

La disposition constructive, classique en zone non sismique, où un seul noyau central (cage d'escalier et ascenseur) constitue le seul contreventement, offre peu de raideur torsionnelle et peut conduire à des sollicitations élevées des portiques périphériques.

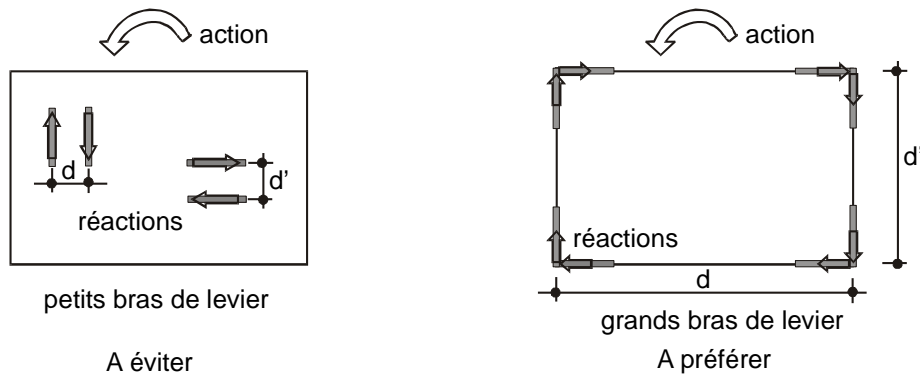


Figure 5.13.a) Une grande distance entre les éléments parallèles favorise la résistance de la structure à la torsion grâce à un bras de levier important dans le plan horizontal.

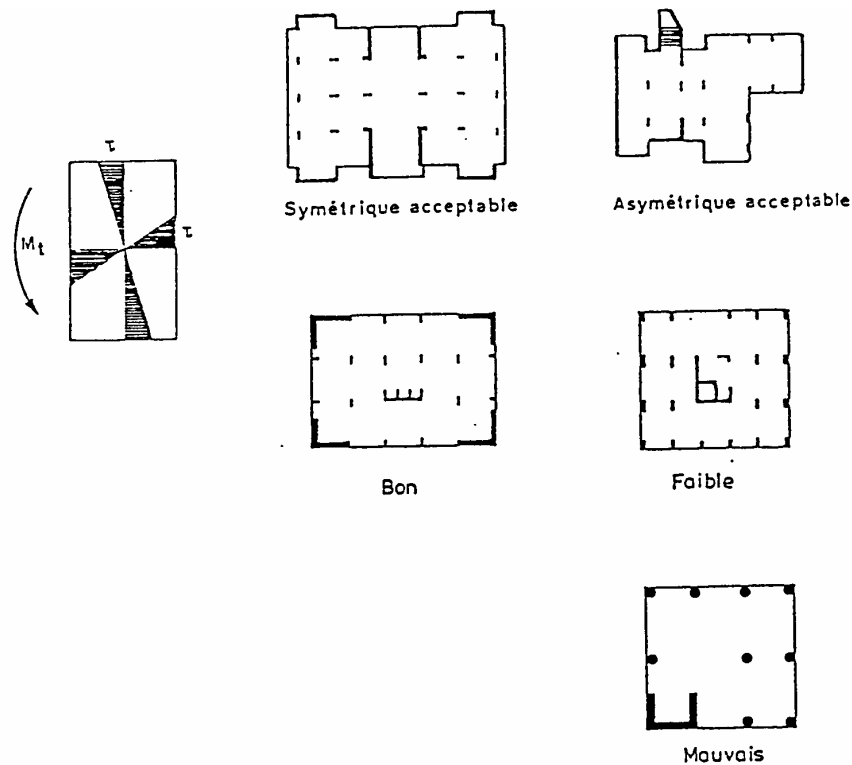


Figure 5.13.b) Dispositions des contreventements pour la reprise de la torsion.

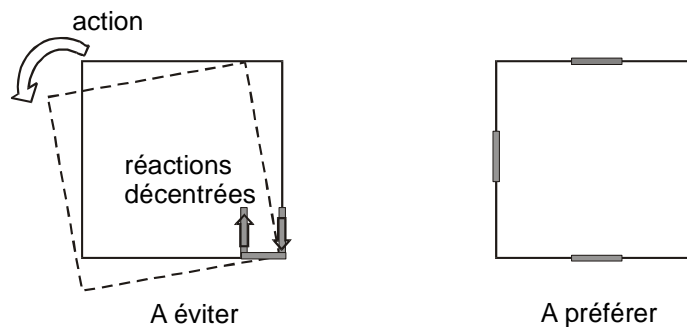


Figure 5.14. Une position décentrée des éléments de contreventement est à l'origine d'une sollicitation du bâtiment en torsion (en plus d'un bras de levier très faible) (AFPS, 2002).

5.2.6 Principe 6 . Diaphragmes efficaces.

Les diaphragmes d'un bâtiment sont les structures horizontales qui reportent l'action horizontale, résultant de la mise en mouvement des masses des planchers et de leurs charges, vers les structures verticales de contreventement.

Les diaphragmes doivent être peu déformables dans leur plan, de manière à assurer une distribution efficace de l'action horizontale entre les différentes structures verticales. Idéalement, ils assurent à chaque niveau où ils sont présents une absence de déplacement horizontal relatif entre les structures verticales.

Dans ce cas, l'action horizontale résultante à un niveau se répartit sur les contreventements verticaux proportionnellement à la raideur relative de ces derniers. Les éléments verticaux les plus rigides supportent ainsi les charges les plus importantes.

Lorsque la raideur d'un contreventement vertical diminue à cause de fissurations ou de sa ruine, les efforts qu'il ne peut plus reprendre sont automatiquement redistribués par le diaphragme horizontal sur les autres contreventements verticaux. Il est donc souhaitable que le nombre de contreventements verticaux soit supérieur au minimum nécessaire à la stabilité de la structure.

Le rôle de diaphragme est joué par la toiture et par les planchers, qui peuvent être constitués de différentes façons : plancher en béton armé, mixte, grillage de poutres contreventées, treillis spatial, portiques horizontaux.

La rigidité des diaphragmes dépend :

- de leur forme : les diaphragmes longs et étroits sont flexibles. Les diaphragmes présentant des angles rentrants peuvent subir des concentrations de contraintes entraînant des dommages.
- des rigidités respectives du diaphragme et du contreventement vertical. Si la rigidité du contreventement vertical est importante (murs en maçonnerie ou voiles de béton), les portées modérées du diaphragme sont préférables afin de limiter leur flexibilité.
- de leur matériau : les planchers en contreplaqué sur solives en bois se comportent comme des diaphragmes relativement rigides dans une structure en bois, mais sont flexibles dans une structure en maçonnerie.
- de l'efficacité de la solidarisation de leurs éléments constituants (exemple : diaphragme en treillis de bois)
- de l'importance des ouvertures (trémies) qui devrait être minimisée. La présence de trémies est à l'origine de concentrations de contraintes, les plus importantes dans les angles rentrants. Les ouvertures doivent être les plus petites possibles et leur contour renforcé (Figure 5.15).

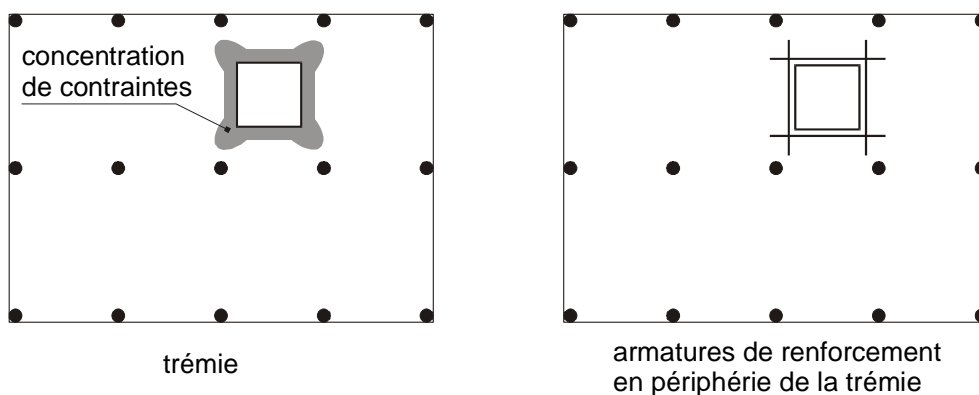


Figure 5.15. Diaphragme avec trémie.

Les liaisons d'un diaphragme aux structures de contreventement verticales sont calculées pour permettre le transfert de l'action horizontale du niveau considéré. Des connecteurs adéquats, goujons, armature de cisaillement, sont utilisés à cette fin.

L'absence de diaphragme effectif dans les constructions traditionnelles en maçonnerie explique les séparations de murs qu'on observe après séisme. En particulier, les planchers en bois sans chaînage n'empêchent pas l'écartement relatif des murs. 80 % des 75 millions d'Euro de dégâts causés par le séisme de Liège (1983, magnitude 4,7...) résultent de ce défaut de structure horizontale. Des planchers en béton, plus lourds, mobilisent à leurs appuis une résistance par frottement et par engrenement des matériaux qui peut constituer une liaison suffisante pour les séismes faibles.

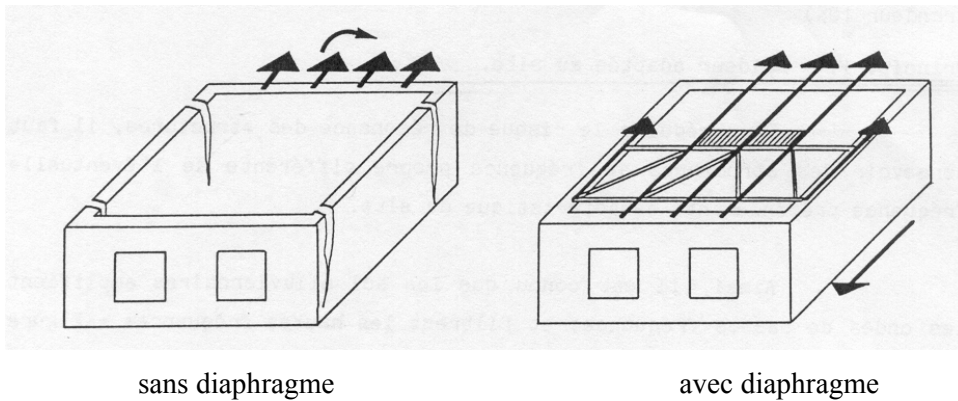


Figure 5.16. Effet d'un séisme sur une construction en maçonnerie sans (à g.) et avec (à dr.).





Figure 5.17. Liège, 1983. Effet de la faiblesse des diaphragmes (fissuration à l'angle des murs) ou de la faiblesse de leur connections aux murs (effondrement de façade).

De même, les dégâts importants et les victimes nombreuses du tremblement de terre en Arménie (1989) résultent principalement d'une faiblesse des diaphragmes dans des bâtiments en béton armé dont la structure était :

1. verticalement, des murs porteurs en panneaux de béton armé
2. horizontalement, des hourdis en béton armé sans liaison armée entre eux (couche de recouvrement armée coulée sur place), offrant donc peu de raideur dans un plan horizontal ; de plus, des fixations positives (ancrages) aux poutres faisaient défaut. Figure 5.18.

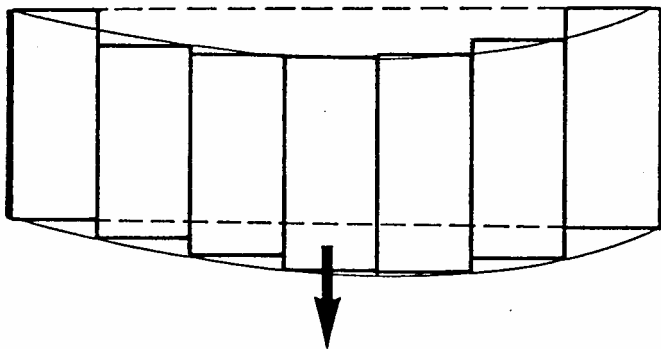


Figure 5.18. Des éléments préfabriqués disjoints n'offrent pas de raideur en plan.

Au niveau des fondations, il doit aussi exister une liaison empêchant l'écartement ou le rapprochement relatif des éléments verticaux de la structure. Une solution de type radier général est favorable dans ce sens. Si on utilise des semelles de fondation isolée, elles doivent être reliées entre elles par des poutres

capables de transmettre en traction ou en compression une fraction de la réaction verticale d'appui (ordre de grandeur 10%).

Les diaphragmes flexibles devraient être évités mais ne sont pas interdits. Les charges qu'ils transmettent aux éléments verticaux ne sont pas proportionnelles à la raideur latérale de ceux-ci, mais aux aires de plancher (charges verticales) que chacun des éléments verticaux supporte. Les éléments les plus rigides, donc souvent plus résistants, ne peuvent soulager ceux dont la résistance aux charges latérales est plus faible. Cette situation peut donner lieu à une répartition défavorable des charges sur les éléments verticaux. Par ailleurs, les diaphragmes flexibles ne transmettent pas bien les forces dues à la torsion d'ensemble.

5.2.7 Principe 7 – Des éléments structuraux verticaux surdimensionnés.

La ruine des éléments structuraux verticaux d'un bâtiment a un impact nécessairement catastrophique, car elle entraîne la chute d'un étage, qui entraîne à son tour souvent l'effondrement total de la structure.

Il est donc fondamental pour la sécurité d'éviter à tout prix la ruine des éléments structuraux verticaux. Ceux-ci sont hélas potentiellement le siège de plusieurs modes de ruine sans guère de ductilité :

- flambement
- écrasement (peu ductile en béton armé)
- cisaillement alterné (fragile en béton armé, ductile en acier)

De plus, si les éléments structuraux verticaux sont le siège de flexions M combinées à de la traction ou de la compression N , leur moment de flexion résistant:

- peut perdre tout caractère de moment « plastique » ductile, en particulier en béton armé car la capacité de raccourcissement de ce matériau dans le domaine plastique est très faible et sa ruine en compression fragile.
- peut être fortement réduit par rapport à une situation de pure flexion.

Les diagrammes d'interaction $M-N$ de la Figure 5.19 sont éclairants à ce sujet.

Le diagramme a) est celui d'un profil acier HEA 180 en acier S355 fléchi suivant l'axe fort; le diagramme b) est celui du même profil fléchi suivant l'axe faible. On constate que:

- le moment plastique est peu affecté si $N/N_{pl,Rd}$ est inférieur à 0,3 (axe fort) ou 0,5 (axe faible)
- le moment plastique chute alors de façon pratiquement linéaire à 0 au delà de ces valeurs
- l'influence est la même si l'effort axial est de traction ou de compression

Le diagramme c) est celui d'un poteaux en béton avec un pourcentage d'armature comprimée S500 égal à 0,2%. On constate que:

- le moment résistant maximum est atteint en présence d'une compression $N/N_{pl,Rd}$ de l'ordre de 0,3

- le moment plastique chute en présence d'une compression supérieure ou inférieure à cette valeur de $N/N_{pl,Rd}$
- l'influence sur la résistance en flexion dépend fortement du signe de l'effort axial : traction ou compression et le diagramme est fortement dissymétrique suivant le signe de N
- la chute de résistance en flexion est dramatique en présence de traction

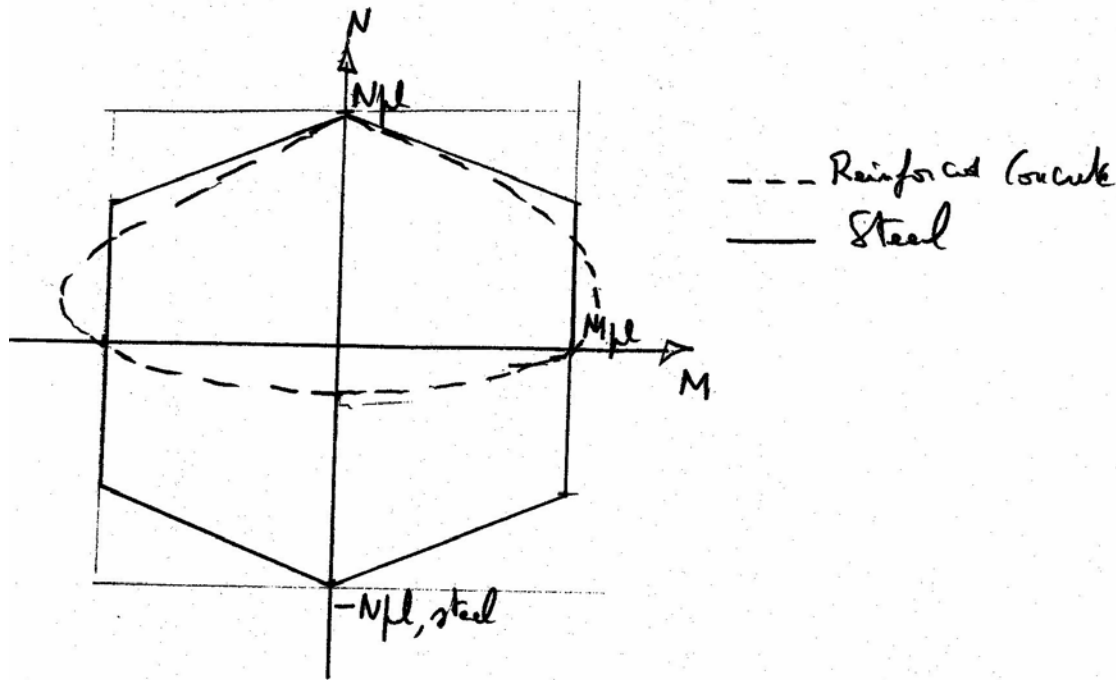


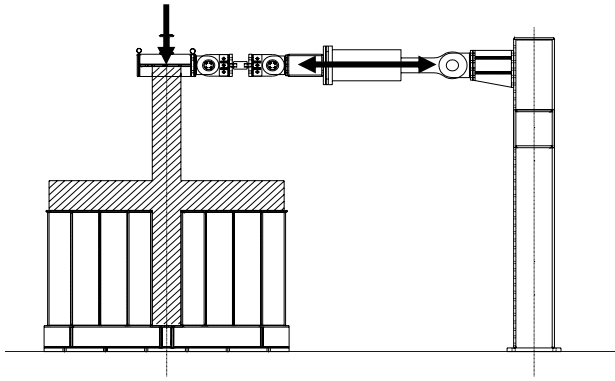
Figure 5.19. Courbe d'interaction moment M – effort axial N de poteaux acier (a et b) et béton (c).

Il est fréquent, en cas de fort tremblement de terre, que le moment de renversement appliqué par le séisme au bâtiment combiné à la composante verticale du séisme mette des poteaux en traction, en dépit de la combinaison des effets sismique à la sollicitation gravitaire.

Dans les structures en portique en béton armé, cette situation engendre de façon transitoire une perte de raideur des poteaux tendus et une sur-sollicitation en flexion des poteaux comprimés. Ces deux circonstances sont catastrophiques. Bien sûr, ces effets sont en principe considérés au moment du projet, mais les incertitudes sur le niveau de l'action ne sont pas couvertes par une réserve de ductilité.

La situation est nettement moins grave dans les portiques en acier:

- à cause du caractère symétrique des diagrammes $M - N$, qui réduit la probabilité du report d'effort mentionné
- parce que la ruine d'un profil acier sous interaction $M - N$ n'est pas fragile ; la Figure 5.20, qui montre les comportements expérimentaux respectifs de poteaux en béton armé et de poteaux mixtes témoigne de cette réalité.



Banc d'essai à l' Université de Liège. Des plaques d'acier raidies (en jaune) simulent des remplissages raidés en maçonnerie.

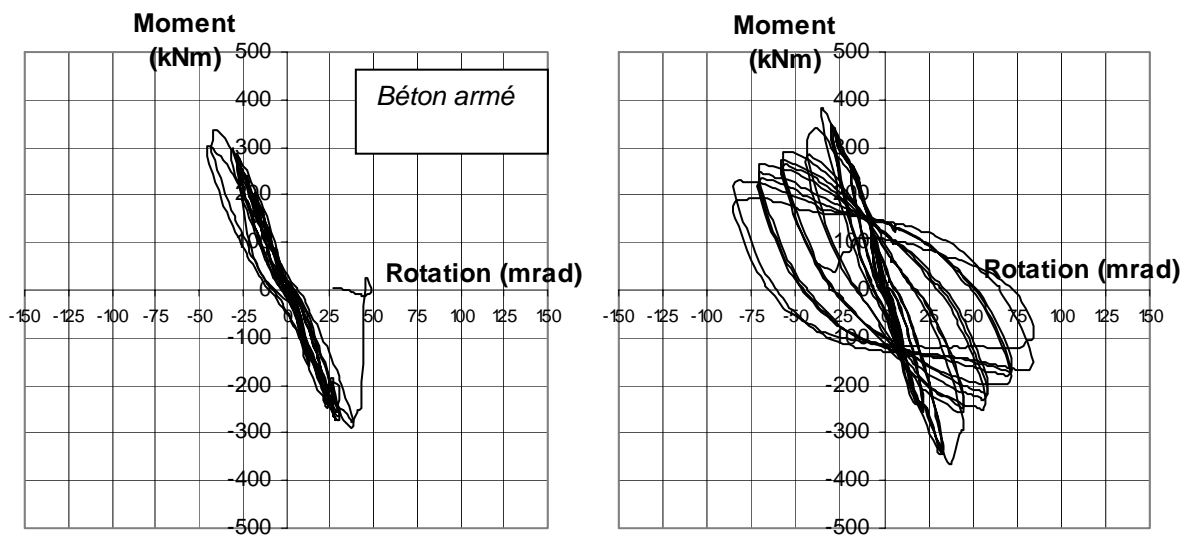


Figure 5.20. Courbe Moment-Rotation de poteaux soumis à essais cycliques en présence d'un effort axial. A gauche, béton armé. A droite, mixte acier- béton.

Dans les poteaux également, la zone de nœud est soumise à fort cisaillement du fait des moments de flexion de signe opposé qui se développent dans les poutres. La ruine par cisaillement de la zone de nœud n'est en aucun cas ductile dans les constructions en béton armé. Par contre, le cisaillement plastique de la zone de nœud d'un poteau en acier est extrêmement ductile et acceptée dans des proportions limitées (voir explications détaillées en 9.11 et 10.8.5).

Le principe de conception 7 : « des éléments structuraux verticaux surdimensionnés » est donc justifié par plusieurs raisons énoncées ci-dessus.

Les principes suivants explicitent des raisons additionnelles de le satisfaire.

5.2.8 Principe 8. Créer les conditions d'un mécanisme plastique global.

Exemple 1 : le principe « poteaux forts – poutres faibles » pour la formation des rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les colonnes des ossatures en portique.

Dans les bâtiments dont l'ossature primaire est faite de portiques qu'on souhaite faire travailler dans le domaine plastique sous séisme de projet (projets DCM ou DCH), il est fondamental pour la sécurité de développer les déformations plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

Plusieurs raisons justifient cette option:

- c'est une condition nécessaire pour former un mécanisme plastique d'ossature de type global impliquant la formation de nombreuses rotules plastiques ; au contraire, la formation de zones plastiques dans les colonnes peut se limiter au seul niveau des premières rotules formées
- l'effet $P - \delta$ est moins important dans ce cas. Figure 5.21.
- des planchers et des poutres même fort endommagés ne s'effondrent pas individuellement, ils restent suspendus par les armatures ou les parties restantes des assemblages, alors que les dégâts aux poteaux entraînent facilement un effondrement d'ensemble.
- la ductilité est plus facilement réalisable dans des éléments purement fléchis (voir 5.2.7).

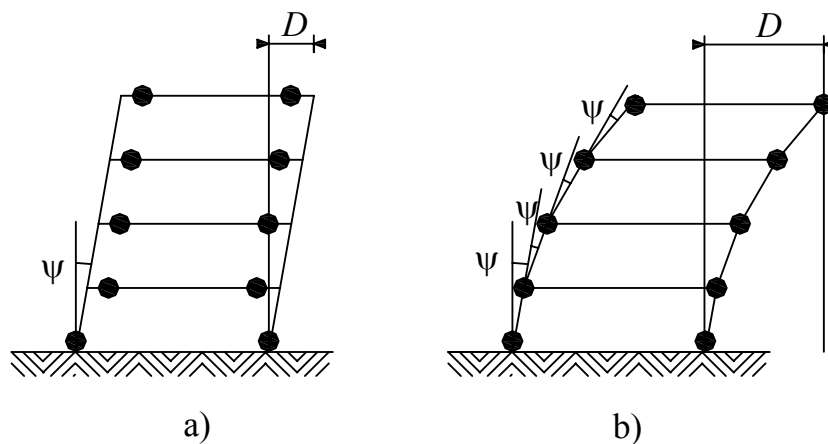


Figure 5.21. a) L'objectif de projet "poutres faibles – poteaux forts" b) Les rotules plastiques dans les poteaux entraînent des effets du second ordre plus importants.

L'implication pratique de ce principe est la réalisation de colonnes dont le moment plastique $M_{pl,Rd}$ est supérieur à celui des poutres, ce qui correspond à des sections de poutres moins hautes que celles des colonnes, très inhabituelles en dehors des zones sismiques. Il convient donc d'éviter les poutres voiles continues sur colonnes légères.

Cette règle s'applique à la **vraie** hauteur des éléments structuraux : si, pour de raisons architecturales ou de sécurité, un parapet important est nécessaire devant les ouvertures et qu'il fait structurellement partie de la poutre de façade, il doit être interrompu à proximité des colonnes afin de permettre la formation des rotules plastiques en bout de poutres – Figure 5.22.

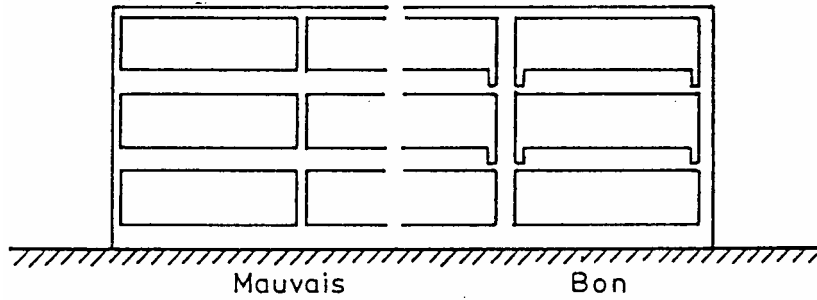


Figure 5.22. La règle « poutres faibles - poteaux forts » doit considérer la section réelle des éléments.

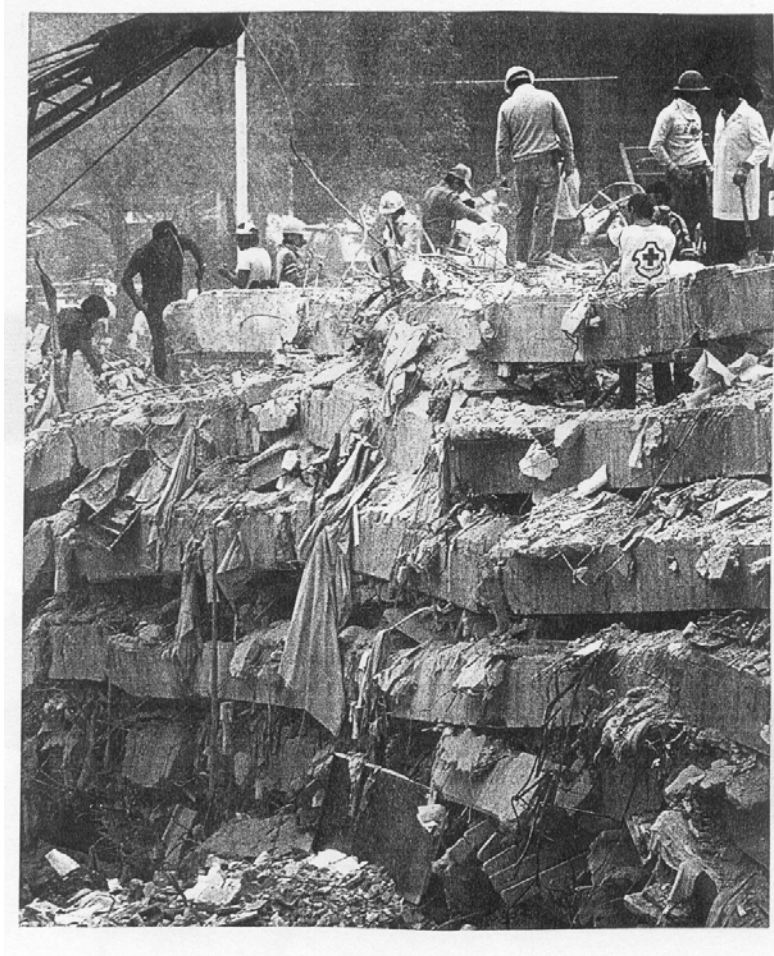


Figure 5.23. Effet de la ruine de poteaux faibles : l'empilement des planchers après séisme.

Autre exemple de recherche du mécanisme plastique global : la plastification des diagonales et non des poutres ou poteaux dans les ossatures avec triangulations à barres centrées.

Le flambement des poteaux ou poutres dans une ossature avec triangulations à barres centrées est une situation de ruine. Le seul mécanisme plastique global et stable envisageable si les diagonales sont élancées est celui où les diagonales plastifient en traction – Figure 5.24 -, cependant que la contribution des diagonales comprimées (et flambées) est négligeables.

Le dimensionnement des barres de l'ossature doit créer les conditions de hiérarchie de sections aboutissant au mécanisme global plastique souhaité, qui n'implique que la plastification de diagonales et si possible de nombreuses diagonales. Ces conditions sont détaillées en 9.17.

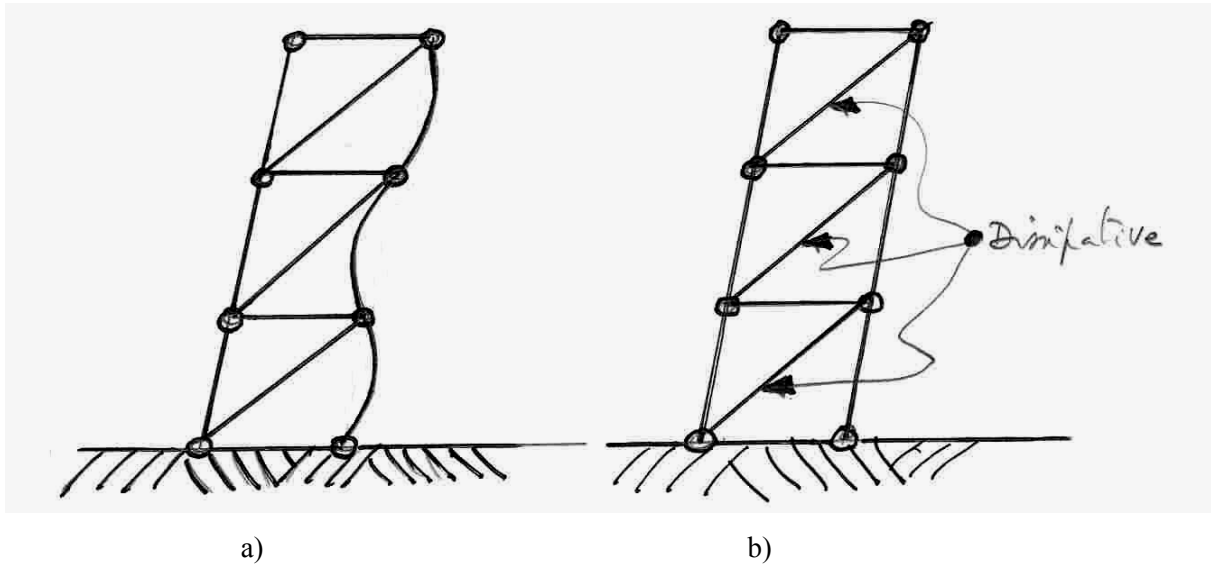


Figure 5.24. Mécanisme global plastique d'une ossature avec triangulations à barres centrées :
a) à éviter b) souhaité.

5.2.9 Principe 9 - Choix rationnels relatifs aux masses.

Dans les structures relativement raides (période propre T inférieure à la période de « coin » T_C , voir 2.15.2 et 2.15.3), la résultante de cisaillement $m S_d(T)$ peut être réduite en réduisant la masse « sismique » totale m , car $S_d(T)$ est indépendant de m pour $T < T_C$ (zone de « palier » horizontal du spectre de réponse en accélération de l'Eurocode 8, voir Figure 2.7).

Le choix de planchers légers plus performants peut ainsi entraîner une réduction des quantités et coûts d'ossature et de fondation, car les planchers représentent environ 80% de la masse d'un bâtiment. Cette réduction de prix de l'ossature peut compenser le surcoût des planchers plus performants.

Dans les structures flexibles dont la période $T > T_C$ correspond à la branche descendante du spectre de réponse en accélération, il est difficile de donner une recommandation simple. En effet, si la masse m est plus importante, la période T est plus élevée, l'accélération $S_d(T)$ plus faible et on ne peut conclure quant à la résultante de cisaillement $m S_d(T)$. Par contre, le moment de renversement $[\approx 2/3H m S_d(T)]$, l'effet $P - \delta$ et les sollicitations dans les poteaux sont probablement plus élevés si le centre de gravité est situé plus haut.

Concernant les masses correspondant aux actions de service, il faut, lorsqu'on a le choix, éviter de les placer dans des zones de la structure où elles engendrent des sollicitations importantes de flexion ou de torsion. Ainsi, des zones massives telles que bibliothèques, archives, salle de radiographie, etc... devraient être placées au sous-sol ou au rez de chaussée plutôt qu'aux étages, afin de réduire le

cisaillement et la flexion. Afin de réduire la torsion, ces mêmes locaux, s'ils sont placés en hauteur, devraient être situés au plus près du centre de torsion du bâtiment.

5.2.10 Principe 10. Largeur des contreventements.

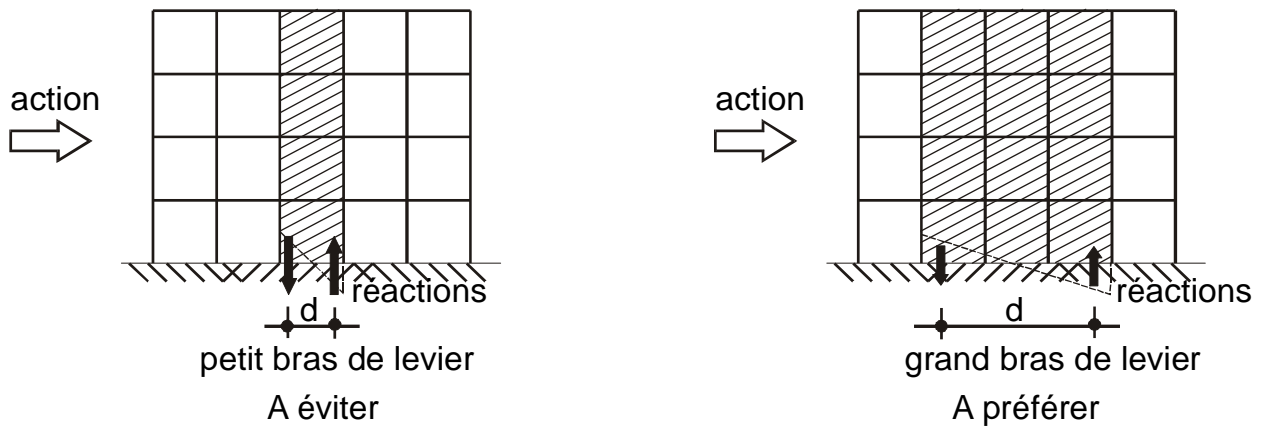
Les forces horizontales équivalentes au séisme sont équilibrées en base de la structure par une résultante de cisaillement et un moment de flexion. Ce dernier entraîne :

- des tractions dans les poteaux ou voiles
- des compressions dans les poteaux ou voiles

On peut réduire les contraintes correspondant à ces sollicitations dans la structure en élargissant le contreventement (voile en béton armé, ossature triangulée) : le bras de levier des efforts dans le plan vertical est augmenté, ce qui à action constante réduit les sollicitations (Figure 5.25).

On notera toutefois que ce principe est à nuancer par la considération du spectre de réponse et l'accélération :

- pour une structure dont la période T correspond à la branche descendante du spectre, l'augmentation de raideur résultant de l'augmentation de largeur des contreventements entraîne une augmentation de la résultante de cisaillement horizontal, de sorte qu'il n'y a pas nécessairement réduction des sollicitations
- pour une structure dont la période T correspond au palier du spectre (de « T_B » à « T_C » dans l'Eurocode 8), la résultante de cisaillement horizontal est indépendante de la raideur et la réduction de sollicitation est à coup sûr effective.



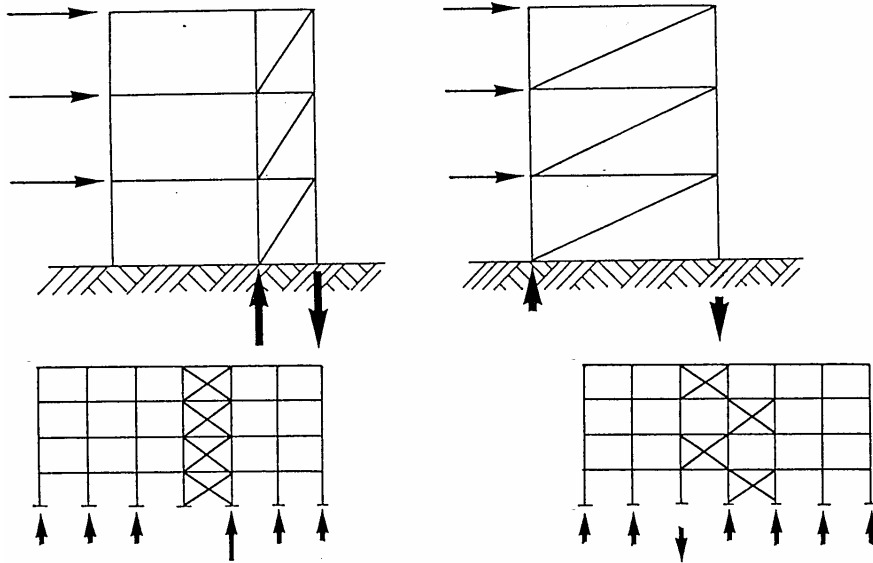


Figure 5.25. Les structures de contreventement primaires à large base réduisent les sollicitations des barres du contreventement grâce à un bras de levier des efforts internes plus grand (AFPS, 2002).

5.2.11 Principe 11. Largeur des fondations.

Les forces horizontales équivalentes au séisme sont équilibrées en base de la structure par une résultante de cisaillement et un moment de flexion. Ce dernier entraîne :

- des tractions à la fondation
- des compressions à la fondation
- un risque de soulèvement en base du côté traction

Comme pour les éléments de la structure de contreventement, on peut réduire les sollicitations à la fondation en réalisant un radier général raidi par des murs en béton armé plutôt que de multiples fondations sur semelles. Ce radier répartit les réactions sur la plus grande surface possible, ce qui réduit les contraintes appliquées au sol, en cas de fondation directe, ou les efforts dans les pieux – Figure 5.26. Ceci est vrai quel que soit le type de contreventement utilisé : ossature en portique, voiles ou triangulation. Cette option de réduction des contraintes à la fondation est intéressante, car :

- elle facilite le respect de la condition « contrainte calculée $S \leq$ contrainte admise »
- des fondations fractionnées (semelles indépendantes) offrent plus de risque d'un comportement hétérogène et tassement différentiel, car les capacités portantes du sol sont souvent variables, même sur la largeur d'un bâtiment ;
- il y a toujours des incertitudes sur le niveau exact des sollicitations appliquées à la fondation, pour plusieurs raisons.

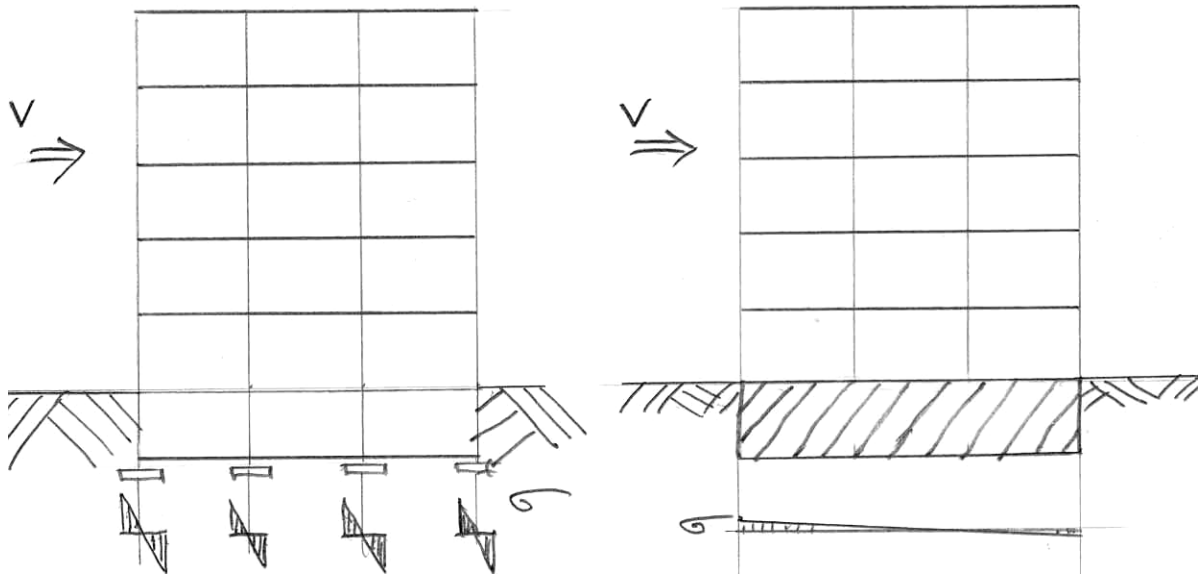


Figure 5.26. Un radier général raidi par les murs de sous-sol base réduit les contraintes à la fondation.

Ces raisons sont:

- l'incertitude générale sur le niveau de l'action sismique dans une région donnée (*Note : plus on connaît la séismicité, plus l'action de calcul à considérer augmente...*).
- l'incertitude sur la réponse exacte de l'ossature : période, cisaillement correspondant à l'entrée en plasticité de l'ossature, cisaillement correspondant à un niveau donné de déformation (voir courbe obtenue dans une analyse par déplacement progressif).
- La possibilité d'un soulèvement à la fondation, côté traction. Figure. Cette dernière circonstance n'est pas en soi un problème, mais elle entraîne une distribution différente des contraintes au sol nécessaires pour équilibrer les forces appliquées par le séisme ; les contraintes de compression à la fondation augmentent plus rapidement que la résultante de cisaillement en base, car on passe d'une distribution de contraintes de compression impliquant toute la largeur de fondation à une distribution n'impliquant que portion restreinte la fondation. Voir Figure 5.27.

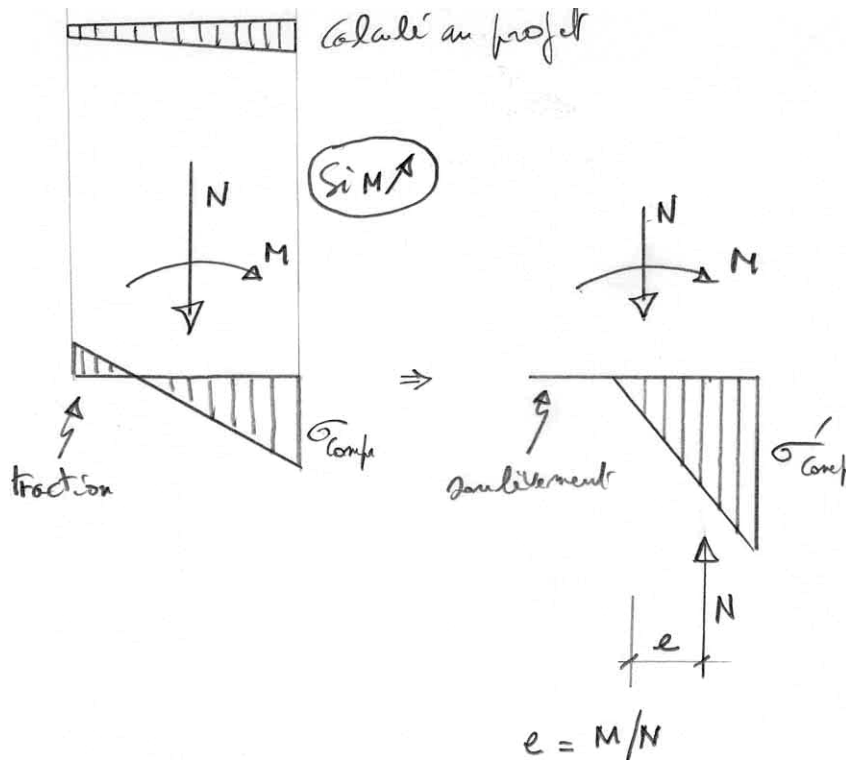


Figure 5.27. En cas de soulèvement, il y a accroissement rapide des contraintes de compression du côté opposé au soulèvement.

5.2.12 Principe 12. Partition en sous structures.

Lorsque pour une raison quelconque (usage, esthétique), les principes de régularité en plan et de symétrie ne peuvent être respectés, on peut penser à effectuer une partition du bâtiment en plusieurs « blocs » ou sous structures ; celles-ci sont séparées pour leur comportement structural, mais jointives pour leur utilisation. Figure 5.28.

La difficulté de cette solution consiste en la réalisation de joints corrects entre les sous structures. Ces joints doivent être suffisamment larges pour éviter le martèlement entre sous structures lors d'un tremblement de terre, car ces sous structures n'oscillent pas nécessairement à la même fréquence et il faut cumuler leurs déplacements maxima possibles pour définir l'intervalle minimum qui doit les séparer. Cette solution doit en outre être complétée par des passerelles souples entre les différentes unités ainsi réalisées. Cette solution peut être réalisée sans dédoublement des poteaux de la structure, si les déplacements aux joints sont faibles (zone peu sismique, bâtiments peu élevés). Sinon, le dédoublement s'impose. Figure 5.29.b). On notera que les mêmes considérations s'appliquent aux joints de dilatation des bâtiments.

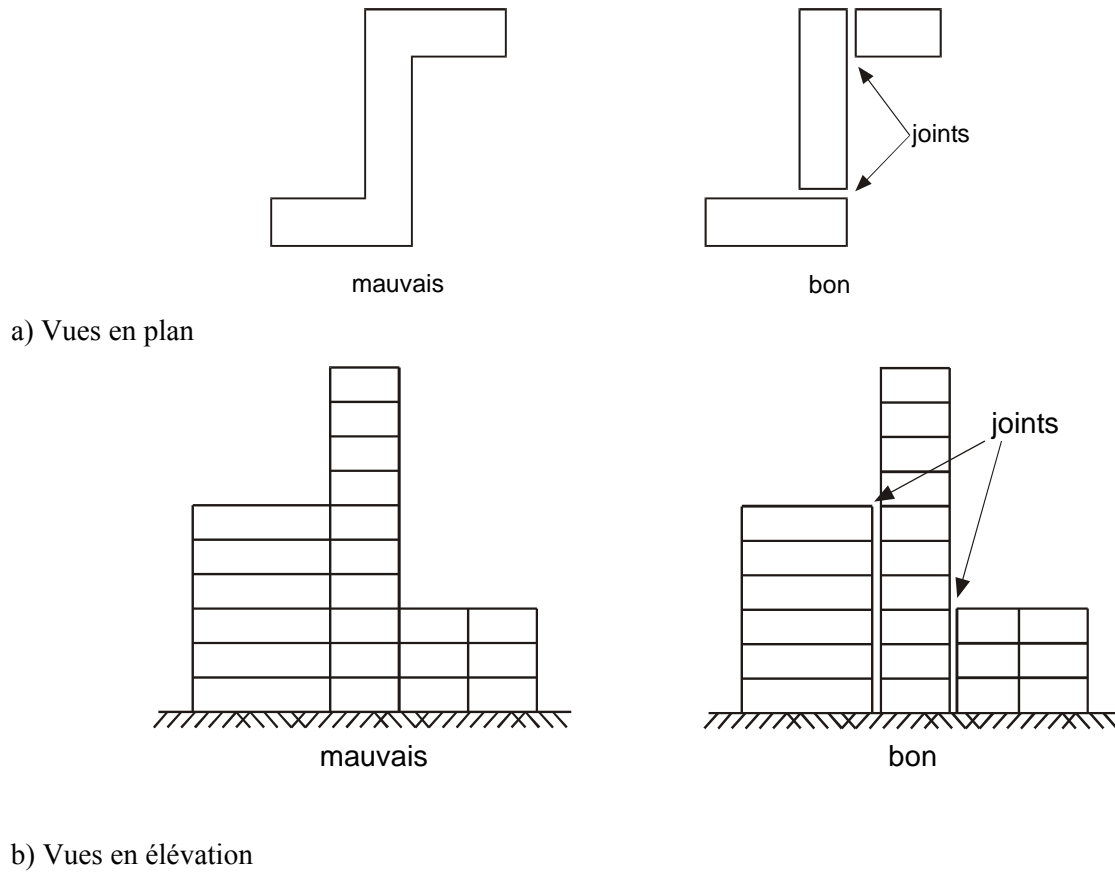


Figure 5.28. Fractionnement des bâtiments par des joints sismiques ou partition en sous structures.

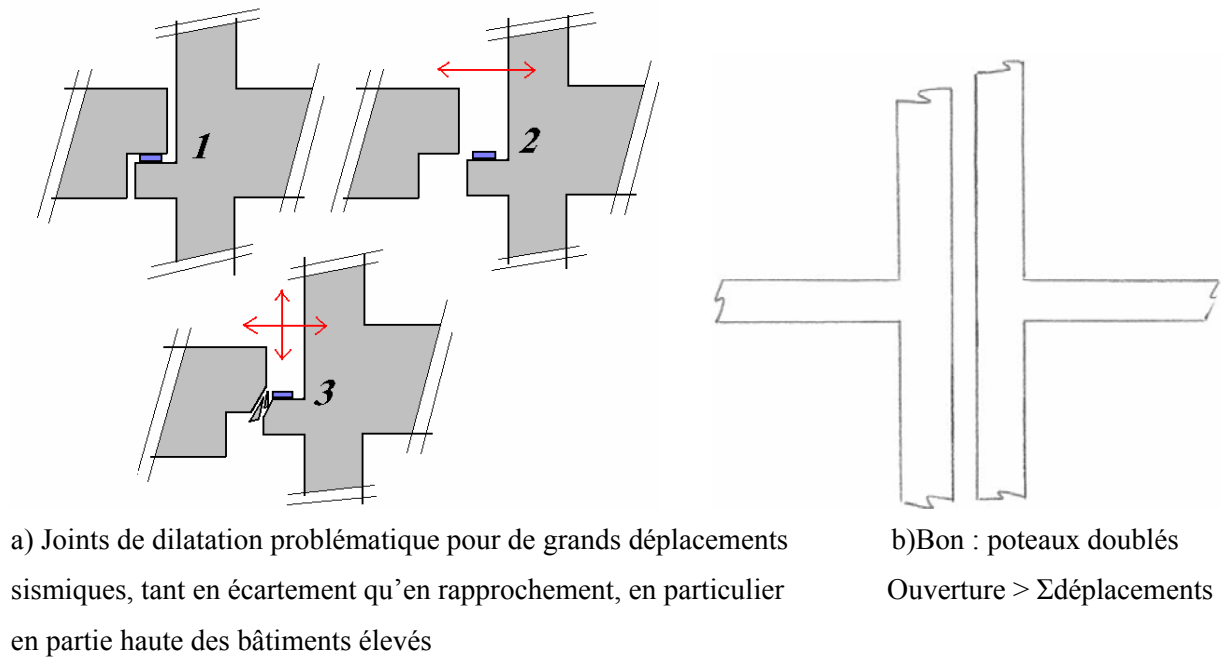


Figure 5.29. Détails de joints entre bâtiments ou entre blocs constituant un bâtiment.

5.2.13 Principe 13. Fixation des éléments non structurels.

La première cause de mort en cas de séisme de faible intensité est la chute d'éléments non structurels mal fixés ou peu résistants placés en hauteur : cheminées (mortiers dégradés), éléments décoratifs de façade, cloisons ou vitrages appliqués aux façades, parois intérieures de séparation simplement posées au sol (maçonneries intérieures des immeubles) et non tenues en leur point haut, bibliothèques, équipements techniques, etc...

Les photos suivantes, prises en zone de faible sismicité (Liège, 1983), illustrent ce problème. Figures 5.30 à 5.32.



Figure 5.30 Chute de cheminée et destruction d'une voiture (Renault R5, Liège, 1983)



Figure 5.31a). Le fronton de gauche a basculé...voir l'effet à la figure suivante... (situation inchangée à ce jour...)



Figure 5.31b). Impact du fronton devant le cinéma Palace... (Liège, 1983)



Figure 5.32. Chute de garniture en pierre. En haut, centre ville ; en bas Quai de Rome (Liège, 1983).

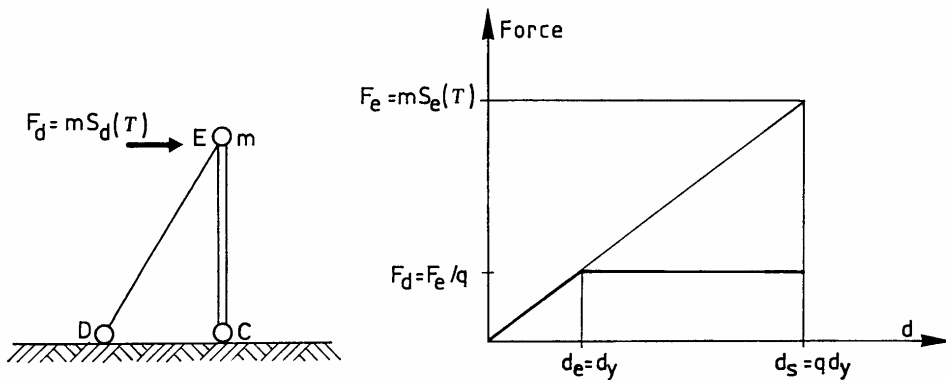
5.3 Options de conception.

5.3.1 Dissipativité (et comportement plastique) ou sur-résistance (et comportement élastique)?

Comme on l'a rappelé en 5.1.2, on peut projeter des structures très dissipatives (DCH, DCM) ou peu dissipatives (DCL). Les aspects positifs de la capacité de dissipation d'énergie des éléments structuraux par déformation dans le domaine plastique ont mené à l'idée que cette « dissipativité » est pratiquement un synonyme de « bonne conception », au point de retenir cette caractéristique comme un « principe » à respecter.

La réalité est plus complexe. On en explicite des nuances ci-après.

On rappelle qu'en première approche le déplacement maximum de structures de même période T est indépendant du caractère plus ou moins dissipatif de leur comportement sous séisme de projet : l'action de calcul réduite (\approx divisée) par le facteur de comportement q donne des déplacements calculés d_e également réduits, mais les déplacements réels d_s des nœuds de la structure sont finalement évalués en multipliant d_e par q_d : $d_s = q_d \cdot d_e$, d'où l'indépendance par rapport à q - Figure 5.33. Seule la démonstration que $q_d < q$ pourrait changer cette conclusion.



d_e = déplacement élastique du calcul conventionnel

d_s = déplacement réel.

Figure 5.33. Le déplacement d_s est indépendant de q .

Les structures peu dissipatives (DCL), qui correspondent au concept a) de la Figure 5.34, présentent les particularités suivantes:

- un faible coefficient de comportement ($q = 1,5$ dans l'Eurocode 8).
- donc des forces sismiques de calcul et des sollicitations sismiques plus importantes qu'avec, par exemple, $q = 4$.

- des vérifications classiques des éléments structuraux, similaires à celles du cas de charge gravitaire : les Eurocodes 2, 3, 4 et 5 sont seuls d'application, pas l'Eurocode 8.

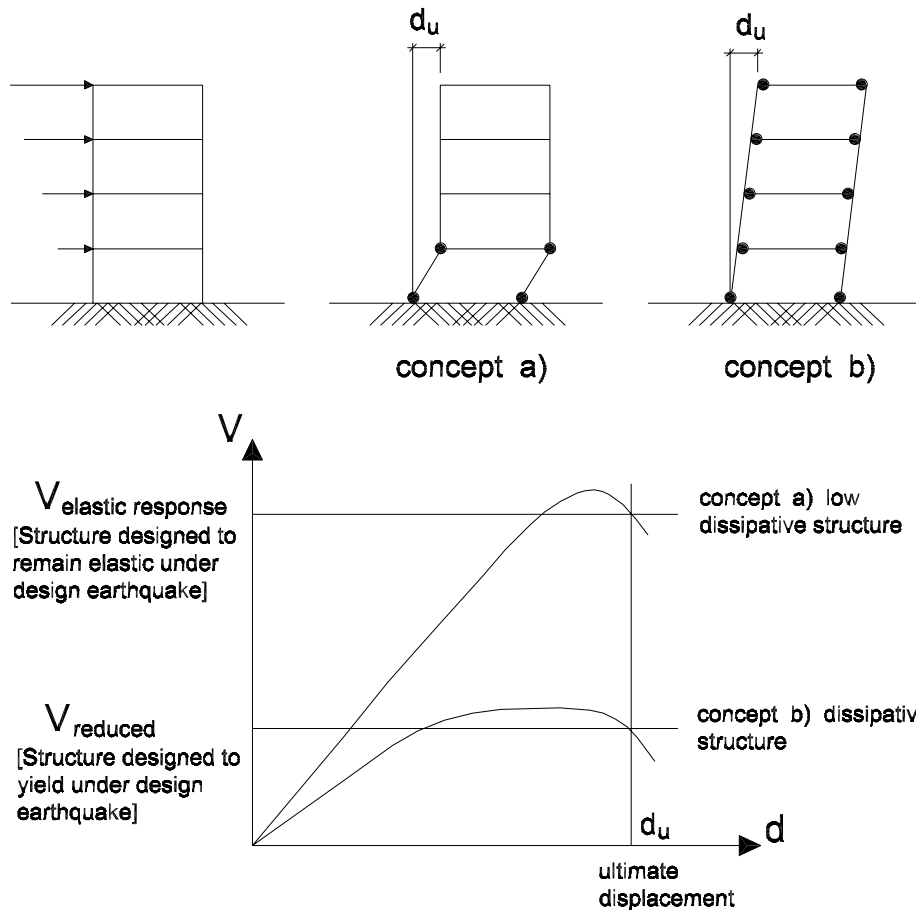


Figure 5.34. Différence entre projet peu "dissipatif" – concept a) et projet dissipatif – concept b).

Structure peu dissipatives ou « sur-résistantes ».

Les projets de structures peu dissipatives sont logiques pour :

1. des structures où l'action du vent est égale ou supérieure à l'action sismique, telles que des halles de faible masse, car le vent doit de toutes façons être repris élastiquement.
2. des systèmes constructifs non dissipatifs qu'on ne désire pas changer, car le coût du changement de système est supérieur au coût de l'accroissement de matière nécessaire à la reprise de l'action sismique dans le domaine élastique.
3. des ossatures dont les dimensions ne sont pas fixées par les vérifications relatives au non-effondrement sous séisme majeur (ELU), mais par d'autres conditions. Cette circonstance existe d'autant plus que la séismicité est faible.

4. les situations où l'environnement technique est défavorable au respect de toutes les conditions requises pour constituer des ossatures où les zones dissipatives devraient être nombreuses et fiables.

Structures dissipatives.

Les structures dissipatives DCM ou DCH, qui correspondent au concept b) de la Figure 5.34, présentent les particularités suivantes:

- des forces sismiques de calcul réduites par un facteur q élevé, jusqu'à 6 ou plus
- des structures plus légères et une réduction des sollicitations à la fondation, si les vérifications du cas sismique déterminent les sections nécessaires
- un travail d'étude plus important nécessaire pour effectuer les vérifications spécifiques de l'Eurocode 8
- des contrôles plus exigeants des matériaux, en particulier des zones dissipatives, nécessaires pour vérifier que les bornes supérieures de résistance des éléments dissipatifs, imposées par le concept du projet capacitif, sont respectées
- un contrôle plus exigeant de l'exécution pour assurer la conformité aux plans et cahier des charge

Opter pour un projet de structure très dissipative demande donc un environnement technique favorisant la qualité de l'étude et de l'exécution. Si toutes ces conditions nécessaires à la ductilité ne sont pas réunies, un projet de structure peu dissipative, dont la qualité est moins sensible au respect de multiples conditions techniques, est sans doute préférable pour la sécurité de la structure.

Cette affirmation revient à dire qu'il serait peut être opportun d'associer à chaque type d'ossature un « Coefficient K_{FI} de différenciation de la fiabilité ». Un tel coefficient traduirait la plus ou moins grande probabilité de trouver dans une ossature des défauts susceptibles d'entraîner son effondrement. Le recours possible à coefficient K_{FI} est mentionné dans l'Annexe B de l'Eurocode 0. K_{FI} serait un coefficient pénalisant ≥ 1 appliqué à l'action de calcul et d'autant plus grand que la structure est peu fiable. Des circonstances techniques très peu fiables correspondraient, par exemple, à $K_{FI} = 1/q$.

Dans cet ordre d'idée, plus la qualité réelle d'une typologie de structure est dépendante de l'intensité des contrôles, moins cette typologie est « fiable ».

Ainsi, dans le domaine des constructions en béton armé, un contreventement réalisé par des murs en béton offre facilement une surabondance de section résistante pour une exécution peu complexe et peu sujette à défaut. Leur fiabilité élevée a été observée à de nombreuses reprises après séisme.

Par contre, les ossatures en portique comportent une multitude de zones poutres - poteaux qui sont autant de zones critiques très sollicitées en flexion et cisaillement et donc très sensibles aux défauts de tous ordres : dessins d'armature, exécution des armatures, résistance du béton.

Dans le domaine des constructions en acier, les joints soudés bout à bout sont un tendon d'Achille. Ils sont considérés a priori comme sur - résistants par rapport aux sections adjacentes de métal de base, alors que leur section peut être égale à celle de ces sections adjacentes. La sur-résistance est acquise par les caractéristiques plus résistantes du métal du joint soudé, mais plusieurs facteurs peuvent contrarier cette espérance :

- *les défauts de préparation du joint; ainsi, la non exécution d'un chanfrein transforme un joint bout à bout en joint d'angle, de résistance forcément insuffisante ; c'est une lacune classique hélas trop réelle*
- *les défauts de soudage (type de métal de base ou d'apport, paramètres de soudage, conditions réelles de soudage, etc).*

5.3.2 Structure très hyperstatique ou peu hyperstatique ?

Un degré élevé d'hyperstaticité plus élevé permet en principe une plus large distribution de la dissipation d'énergie entre les zones dissipatives et une augmentation du potentiel total d'énergie dissipable. Comme l'énergie totale à dissiper est relativement indépendante du nombre de zones dissipatives, la demande de déformation plastique par zone dissipative est plus faible si les zones dissipatives sont plus nombreuses. En conséquence, des valeurs plus faibles des coefficients de comportement sont attribuées aux systèmes structuraux faiblement hyperstatiques (voir Tableaux de q aux chapitres 9, 10 et 11).

Cependant, une hyperstaticité élevée n'est pas à elle seule le gage de l'existence de nombreuses zones dissipatives. Il faut encore que soit appliqué au dimensionnement :

- des critères de hiérarchie conduisant à la formation d'un mécanisme plastique global de la structure et empêchant, par exemple la formation d'un mécanisme d'étage, peu dissipatif et très catastrophique.
- des règles de ductilité locale garantissant que les zones plastiques premières formées soit capables de se déformer sans rupture jusqu'à la formation du mécanisme plastique global prévu de la structure.

5.3.3 Structure flexible ou structure raide ?

Les sollicitations sismiques d'un bâtiment sont fonction des périodes T de la structure, comme l'exprime le spectre de réponse en accélération $S_d(T)$ (voir 2.4).

Si la structure peut être assimilée à un oscillateur simple de période T , la résultante horizontale de cisaillement est égale à (cfr.) : $F = m S_d(T) \lambda$

Si l'économie du projet est conditionnée par le coût de l'ossature parasismique, un projet, pour être économique, devrait chercher à définir des structures de période T telles que les ordonnées $S_d(T)$ du spectre soient les plus faibles possibles.

La liberté du choix n'est pas totale, car, en moyenne, la période T d'une structure de plus grande hauteur est plus élevée, comme l'indique la relation statistique de l'Eurocode 8 entre la hauteur H et la période fondamentale T_1 d'un bâtiment (voir 2.14.2) : $T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$

Cependant, on peut infléchir le projet de manière à réaliser une structure plus flexible et ainsi réduire ses sollicitations. Cette démarche n'est utile que si la période T correspond à la branche descendante du spectre de réponse en accélération, c'est à dire si la période $T > T_C$, T_C étant la période de « coin » ou fin du palier horizontal du spectre. Le spectre de l'Eurocode 8 présenté à la Figure 5.35 montre que plus les conditions de sol et site sont mauvaises, plus T_C est grand et moins la recherche d'une structure flexible a de chance d'être utile. On donne au Tableau suivant les hauteurs H de bâtiments correspondant à la période T_C caractérisant les types de sol de l'Eurocode 8, calculées en utilisant la relation $T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$ avec $C_t=0,075$ (portiques en béton armé) : dans un site donné, il n'est pas utile de chercher une structure flexible si la hauteur du bâtiment projeté est inférieure à la hauteur H donnée au Tableau ci dessous.

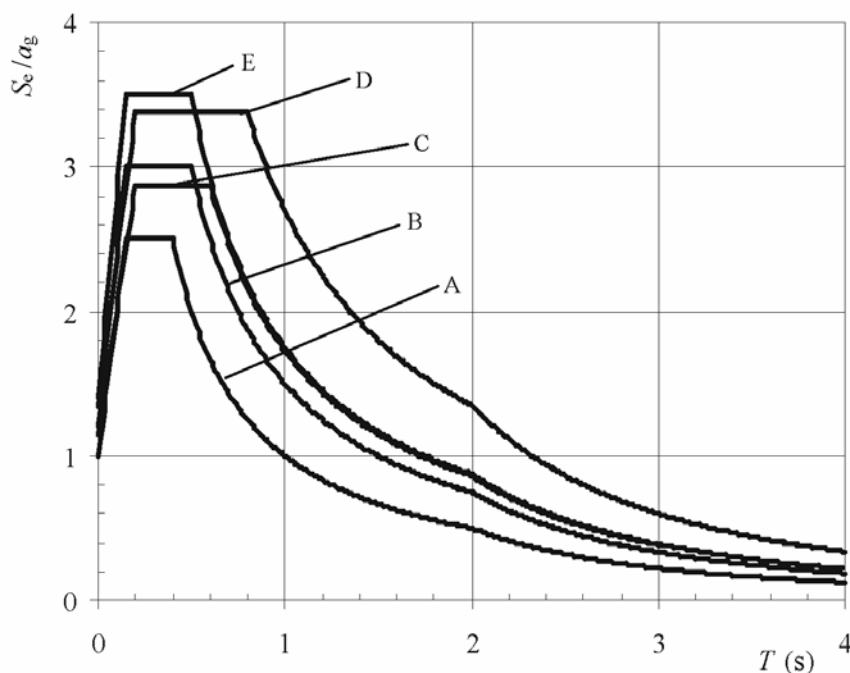


Figure 5.35 . Influence du sol sur le spectre de réponse en accélération $S_e(T)$.
De sol A (rocher affleurant) à sol D (sans cohésion).

Classe de sol	T_C (s)	$H_{\min, \text{bâtiment}}$ (m) <i>Telle que $T = T_C$</i>
A	0,4	9,2
B ou E	0,5	12,5
C	0,6	16,0
D	0,8	23,5

5.3.4. Ossatures en acier ou en béton armé ?

On peut construire parasismique en béton armé ou en acier (voir les Chapitres 9 et 10).

Cependant, les observations effectuées après tremblement de terre mettent en évidence de très nombreuses ruines totales de bâtiments en béton armé, alors que les dégâts aux bâtiments en acier sont inexistantes ou limités à quelques zones de l'ossature, en particulier les assemblages.

Plusieurs raisons justifient cette réalité.

Les charpentes métalliques font l'objet d'un projet et d'un montage effectués presque nécessairement par des personnes qualifiées. Beaucoup de bâtiments en béton armé dans le monde sont exécutés pratiquement sans plan ou sur base de plans approximatifs établis par des personnes peu formées.

Les charpentes métalliques font usage de produits manufacturés et les produits mis en œuvre correspondent aux caractéristiques considérées dans le calcul de l'ossature. Le béton armé est, dans beaucoup de pays, un matériau de qualité moins maîtrisée ; le contrôle de qualité du matériau béton, le contrôle de la conformité des plans à la Norme parasismique, le contrôle de la position des armatures font souvent défaut ou sont imparfaits.

Il existe de nombreux mécanismes dissipatifs locaux possibles en charpentes métalliques. Ce nombre est de 7 si on se réfère au Chapitre 9. Souvent plusieurs mécanismes contribuent à la dissipativité.

Ainsi, quand on surdimensionne les assemblages par rapport aux éléments assemblés, on impose encore que dans l'assemblage, qui devrait alors pourtant rester élastique, la résistance des plats à la pression diamétrale (phénomène ductile) soit inférieure à la résistance au cisaillement des boulons (qui correspond à une ruine présumée non ductile), de sorte qu'à la fois on peut atteindre de la ductilité là où on le souhaite (dans la barre), mais aussi, si nécessaire, là où on ne l'a pas prévu (dans l'assemblage). De même, dans les ossatures en portique en acier, si les moments plastiques de poutres sont trop élevés (suite à une erreur sur la nuance d'acier, par exemple), il y a cisaillement plastique cyclique du panneau d'âme du poteau, mais ce phénomène est aussi très ductile (voir 9.2).

En béton armé, il n'existe qu'un seul mécanisme dissipatif possible, la flexion plastique dans des éléments raisonnablement peu comprimés. N'importe quel événement adverse à la formation de ce mécanisme de flexion plastique conduit à une ruine locale fragile entraînant souvent la ruine totale de la structure. Ainsi, dans l'exemple d'une ossature en portique où les moments plastiques de poutres seraient trop élevés (suite à une hauteur de poutre trop élevée, par exemple), le cisaillement cyclique du béton armé entraîne une ruine rapide des nœuds de l'ossature et son effondrement complet.

La combinaison des facteurs mentionnés explique les observations souvent négatives effectuées après tremblement de terre pour les bâtiments en béton armé, en particulier dans les ossatures en portique où le degré d'hyperstaticité élevé correspond facilement à une multiplication de zones néfastes plutôt que de zones dissipatives. Figure 5.36.

On note que la même remarque vaut pour les ossatures en portique d'acier, si l'exécution des assemblages ne garantit pas la formation de mécanismes de ruine ductile. Ceci est arrivé à Northridge (1994) et Kobe (1995), sans entraîner la ruine totale des bâtiments concernés. Il est possible que de telles ruines se produisent dans le futur, impliquant des bâtiments réalisés à l'époque où les exigences relatives aux assemblages soudés étaient insuffisantes.

En conclusion, on peut réaliser des structures parasismiques en béton armé comme en acier, mais en béton armé plus qu'en acier il importe d'être rigoureux quant au respect des règles de projet (voir les Chapitres 9 et 10) et au contrôle lors de l'exécution.

Il appartient à l'auteur de projet de choisir le matériau et le type d'ossature à construire en fonction de la fiabilité de l'environnement technique.



Figure 5.36. Ossature en portique de béton armé en construction et effondrée (Boumerdes, 2003).

5.4. Critères de l'Eurocode 8 correspondant aux principes de conception.

Remarque préliminaire.

On donne seulement un aperçu des critères de régularité stipulés dans l'Eurocode 8. Il est nécessaire de se reporter à ce document pour connaître tous les détails des critères.

Régularité en plan.

La structure d'un bâtiment classé comme régulier en plan doit être approximativement symétrique par rapport à deux directions orthogonales en ce qui concerne la raideur latérale et la distribution de la masse. La configuration en plan doit être compacte, c'est-à-dire délimitée pour chaque plancher par un contour polygonal curviligne ; les éventuels retraits par rapport à ce contour (angles rentrants ou retraits en rive) ne peuvent pas affecter la raideur en plan et doivent être tels que la surface comprise entre le contour du plancher et le contour polygonal convexe enveloppant le plancher ne dépasse pas 5 % de la surface du plancher. La raideur en plan des planchers doit être suffisamment importante, comparée à la raideur latérale des éléments verticaux de structure.

L'élanement $\lambda = L_{\max}/L_{\min}$ de la section en plan du bâtiment ne doit pas être supérieur à 4 (L_{\max} et L_{\min} sont respectivement la plus grande et la plus petite dimension en plan du bâtiment).

e_{ox} et e_{oy} , distances entre le centre de rigidité et le centre de gravité, mesurée respectivement suivant les directions x et y perpendiculaires à la direction y ou x du séisme, respectent des limitations :

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x \quad \text{et} \quad r_x \geq l_s \quad (\text{idem en } y)$$

r_x est la racine carrée du rapport de la rigidité de torsion à la rigidité latérale dans la direction y ("rayon de torsion")

l_s est le rayon de giration massique du plancher en plan (racine carrée du rapport entre le moment d'inertie polaire du plancher en plan par rapport au centre de gravité du plancher et la masse du plancher). On précise la signification de ces paramètres et leur calcul au Chapitre 4, en particulier en 4.6.

Régularité en élévation.

Dans un bâtiment régulier en élévation les éléments de contreventement, comme les noyaux centraux, les murs ou les portiques, doivent être continus depuis les fondations jusqu'au sommet du bâtiment. Lorsqu'il existe des retraits à différents niveaux, les éléments de contreventement doivent être continus jusqu'au sommet de la partie concernée du bâtiment.

La raideur latérale et la masse de chaque niveau doivent demeurer constantes ou sont réduites progressivement, sans changement brutal, entre la base et le sommet du bâtiment considéré.

Dans les bâtiments à ossature, le rapport entre la résistance effective de chaque niveau et la résistance exigée par le calcul ne doit pas varier de manière disproportionnée d'un niveau à l'autre.

5.5. Quelques sites Internet où trouver des documents de conception parasismique.

http://www.ulg.ac.be/matstruc/Download.html	Guide Parasismique Belge
www.afps-seisme.org	AFPS site
www.pubs.asce.org	Publications ASCE
www.aisc.org	Publications AISC
http://www.fema.gov/hazards/earthquakes/fema350.shtm	FEMA Documents
http://www.bwg.admin.ch/themen/natur/f/pdf/erenho.pdf	Guide Bachmann
www.iusspress.it	Univ. Pavia. Press

Chapitre 6. Modèles pour l'analyse des ossatures de bâtiments.

6.1 Aspects généraux..

En général, la structure d'un bâtiment peut être considérée comme constituée de plusieurs systèmes verticaux liés par des diaphragmes horizontaux. L'analyse de la structure est plus rapide si les diaphragmes peuvent être considérés comme rigides, c'est à dire si les déplacements relatifs des points du diaphragme sont nuls lors du séisme.

Un diaphragme peut être considéré comme rigide si, lorsqu'il est modélisé avec sa flexibilité en plan effective, ses déplacements horizontaux n'excèdent en aucun point de plus de 10 % les déplacements horizontaux absolus trouvés aux mêmes points dans l'hypothèse du diaphragme rigide et sous l'action sismique de calcul.

Le modèle du bâtiment doit représenter de manière adéquate la distribution de rigidité et de masse, de telle sorte que toutes les déformées significatives et les forces d'inertie soient représentées convenablement vis-à-vis des actions sismiques considérées. Il doit tenir compte de la contribution des assemblages à la déformabilité du bâtiment, par exemple, aux extrémités des poutres ou des poteaux des ossatures, ainsi que des éléments non structuraux qui influencent la réponse du système structural primaire.

La question du niveau auquel on interrompt le modèle de la structure pour l'analyse se pose. Le niveau de la surface du sol n'est pas nécessairement le niveau d'un « encastrement parfait ». C'est le cas si et seulement si :

- les sous sol constituent une boîte raide à partir de ce niveau comme dans la Figure 6.1
- on peut négliger la déformabilité du sol et l'interaction sol – structure.

La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte quand elle peut avoir une influence défavorable globale sur la réponse de la structure ; elle peut toujours être prise en compte, y compris dans les cas où elle a des effets bénéfiques. On donne des explications à ce sujet en 11.1.

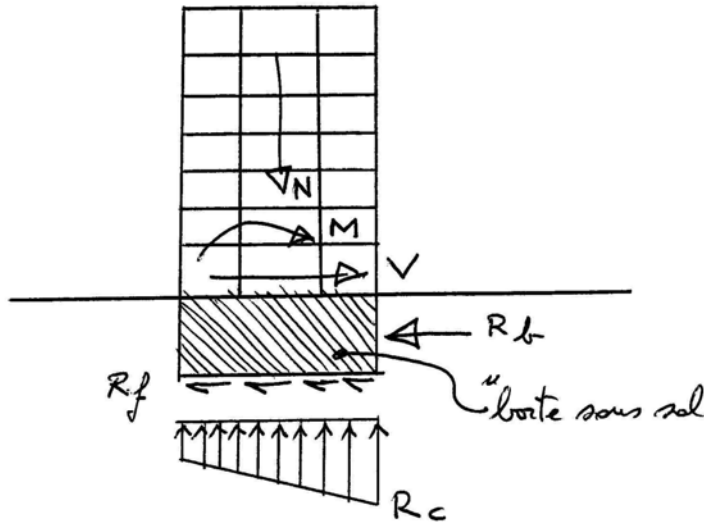


Figure 6.1. Cas où un niveau sous sol raide constitue un encastrement pour la superstructure ; si les déformations du sol peuvent être négligées, le modèle peut être arrêté au niveau du sol.

6.2 Modélisation pour l'analyse linéaire.

Dans les bâtiments en béton, les bâtiments mixtes acier-béton et les bâtiments en maçonnerie, on évalue la rigidité des éléments porteurs en tenant compte des effets de la fissuration. Cette rigidité doit correspondre à l'amorce de la plastification de l'armature. On peut l'estimer en considérant les propriétés de rigidité élastique à la flexion et au cisaillement des éléments de béton et de maçonnerie comme égales à 50% de la rigidité des éléments non fissurés. En procédant ainsi, on considère en fait un module sécant, qui présente l'avantage d'une estimation plus réaliste de la déformation correspondant à la « limite élastique » du bâtiment. Figure 6.2.

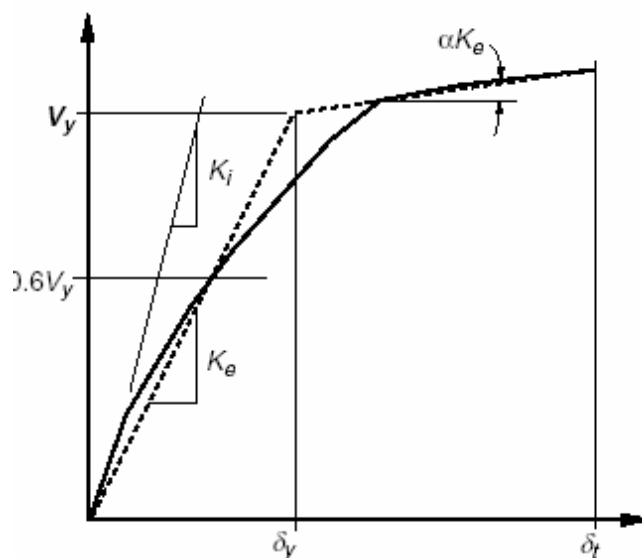


Figure 6.2. Le comportement global d'une construction en béton armé n'est linéaire que pour un cisaillement V en base très faible.

L'analyse des bâtiments respectant les critères de régularité en plan peut être réalisée en utilisant deux modèles plans, un pour chaque direction principale.

Dans ce cas, il faut être attentif à la définition de la masse affectée au modèle plan. Ainsi, si on considère une structure symétrique soumise à une action sismique translationnelle de direction x , les diaphragme forcent les différents contreventements à un égal déplacement en direction x ; alors, la distribution de la résultante de cisaillement F_b entre les différents contreventement s'effectue en proportion de leurs raideurs.

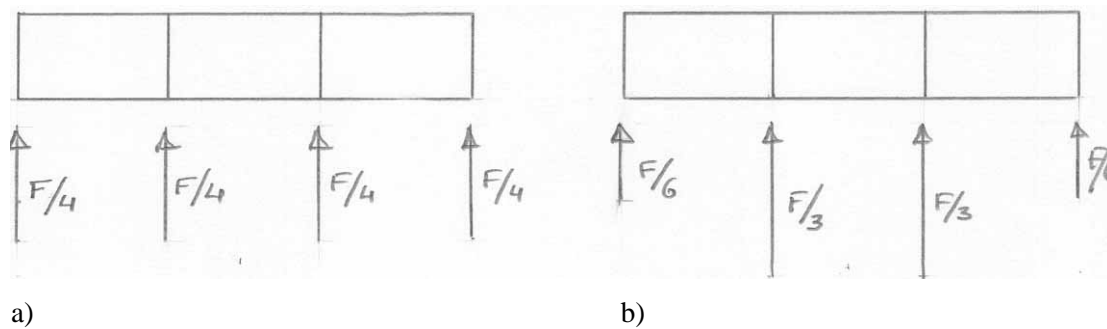


Figure 6.3. Distribution du cisaillement F_b entre les contreventements ; à gauche, cas du diaphragme rigide ; à droite, cas de l'absence de diaphragme.

Dans l'exemple de la Figure 6.3a), cas du diaphragme rigide, chaque contreventement reprend $F_b / 4$. La notion erronée de « masse affectée » à un contreventement donné – cfr Figure 6.3b) , aurait indiqué $F_b / 6$ pour chaque contreventement de façade et $F_b / 3$ pour chaque contreventement intérieur. En fait, une distribution de type « masse affectée » correspondrait au cas d'un diaphragme sans raideur.

6.3 Généralités relatives aux modèles dans les analyses non linéaires .

Le modèle mathématique utilisé doit prendre en compte la résistance et le comportement post-élastique des éléments structuraux, au minimum par des lois force - déformation bilinéaires. Dans les bâtiments en béton armé et en maçonnerie, il convient que la rigidité élastique d'une relation force - déformation bilinéaire corresponde à celle des sections fissurées . Dans les éléments ductiles, supposés présenter des excursions dans le domaine post-élastique pendant la réponse, la rigidité élastique d'une relation bilinéaire doit être la rigidité sécante au point de plastification. Des lois force - déformation tri - linéaires permettent de représenter les rigidités pré- et post-fissuration.

Le palier plastique peut être de pente nulle, traduisant un écrouissage nul, mais ce choix présente des inconvénients :

- un problème possible de convergence numérique lors de l'analyse, car il y a indétermination quant à la valeur du déplacement associé à une résistance plastique et un module de déformation tangent nul.
- le schéma des zones plastiques dans la structure ne traduit la propagation réelle des zones plastiques, qui résulte en partie du « durcissement » plastique (accroissement de résistance) des zones plastiques premières formées

Si une dégradation de la résistance est attendue, comme par exemple dans les murs en maçonnerie ou autres éléments fragiles, elle doit être prise en compte dans la loi force-déformation de ces éléments, soit qu'elle soit incluse dans la loi par une portion décroissante, soit que l'atteinte de l'extrémité du « palier plastique » marque la fin de l'analyse.

Les propriétés des éléments doivent se fonder sur des valeurs représentatives des propriétés des matériaux. Pour les structures neuves, il s'agit des valeurs moyennes des propriétés des matériaux, estimées à partir des valeurs caractéristiques correspondantes. Pour l'évaluation de structures existantes, on se basera plutôt sur les propriétés réelles mises en évidence par des essais.

Les charges gravitaires doivent être appliquées aux éléments appropriés dans le modèle et les efforts normaux dus à ces charges considérés lors de la détermination des relations force-déformation des éléments structuraux. Les moments fléchissants dus aux charges gravitaires dans les éléments verticaux de la structure peuvent être négligés, à moins qu'ils n'influencent de manière significative le comportement global de la structure. L'action sismique doit être appliquée dans les directions positive et négative et les effets sismiques maximaux en résultant doivent être utilisés.

6.4 Action sismique et modèles pour l'analyse chronologique non linéaire dynamique.

Généralités.

Le mouvement sismique peut également être représenté par une accélération du sol fonction du temps (ou des grandeurs associées, vitesse et déplacement). Lorsqu'un modèle spatial est exigé, le mouvement sismique doit consister en trois accélérogrammes agissant simultanément. Le même accélérogramme ne peut pas être utilisé simultanément pour les deux directions horizontales. Des simplifications sont définies pour les structures régulières.

Le mouvement sismique peut être décrit par des accélérogrammes artificiels ou des accélérogrammes enregistrés ou simulés.

Accélérogrammes artificiels.

Les accélérogrammes artificiels doivent correspondre aux spectres de réponse **élastique** (cfr 2.4). Leur durée doit être compatible avec la magnitude et les autres caractéristiques servant à la définition de a_g .

Lorsqu'on ne dispose pas de données spécifiques, leur durée minimale T_s de la partie stationnaire des accélérogrammes est de 10 s.

Un minimum de 3 accélérogrammes doit être utilisé, dont la moyenne des valeurs de l'accélération spectrale à période nulle (calculée à partir des accélérogrammes) n'est pas inférieure au $a_g S$ du site. Dans le domaine des périodes comprises entre $0,2T_1$ et $2T_1$, où T_1 est la période fondamentale de la structure dans la direction suivant laquelle l'accélérogramme va être appliqué, aucune valeur du spectre de réponse élastique moyen avec 5 % d'amortissement, calculé à partir de tous les accélérogrammes, ne peut être inférieure à 90 % de la valeur correspondante du spectre de réponse élastique avec 5 % d'amortissement.

Accélérogrammes enregistrés ou simulés.

Des accélérogrammes enregistrés ou des accélérogrammes élaborés à partir d'une simulation physique des mécanismes à la source et de propagation des ondes peuvent être utilisés, à condition que les échantillons utilisés soient reconnus comme représentatifs des caractéristiques des sources sismogènes et des conditions de sol du site et que leurs valeurs soient calées par rapport à la valeur de $a_g S$ pour la zone considérée.

Modèle spatial de l'action sismique.

Pour les structures ayant des caractéristiques particulières telles qu'il n'est pas raisonnable d'admettre l'hypothèse d'une excitation identique à tous les points d'appui, des modèles spatiaux de l'action sismique doivent être utilisés.

Modèles.

Les modèles des éléments structuraux doivent, en plus des caractéristiques déjà définies pour l'analyse en poussée progressive, décrire aussi le comportement des éléments lors des cycles post-élastiques de déchargement – rechargement. La dissipation d'énergie dans l'élément dans le domaine des amplitudes de déplacement attendu dans la situation sismique de calcul doit être reflétée de manière réaliste. Les simplifications admises en analyse en poussée progressive pour les structures régulières sont aussi d'application.

6.5 Analyse statique non linéaire en poussée progressive.

Les bâtiments qui ne respectent pas les critères de régularité doivent être analysés à l'aide d'un modèle spatial. Deux analyses indépendantes peuvent être faites avec, pour chaque analyse, des actions latérales appliquées dans une seule direction.

Pour les bâtiments qui respectent les critères de régularité, l'analyse peut être effectuée à l'aide de deux modèles plans, un pour chaque direction horizontale.

Pour les bâtiments en maçonnerie peu élevés (nombre d'étages est inférieur ou égal à 3 et si le rapport de forme moyen (hauteur par largeur) des murs de la structure est inférieur à 1,0), dans lesquels le comportement des murs de la structure est dominé par le cisaillement, chaque niveau peut être analysé séparément.

Procédure d'estimation des effets de la torsion.

L'analyse en poussée progressive pratiquée peut sous-estimer sensiblement les déformations du côté raide/plus résistant d'une structure flexible en torsion, c'est-à-dire une structure dont le premier ou le second mode sont principalement influencés par la torsion. Pour ces structures, les déplacements du côté raide/ plus résistant trouvés dans l'analyse doivent être augmentés par rapport à ceux de la structure correspondante équilibrée du point de vue de la torsion.

Le coefficient d'amplification à appliquer aux déplacements du côté raide/ plus résistant peut se fonder :

- sur les résultats d'une analyse élastique modale du modèle spatial
- si deux modèles plans sont utilisés pour l'analyse de structures régulières en plan, les effets de la torsion peuvent être estimés par les formules forfaitaires citées en 6.5.1.

Combinaison des poussées progressives en x et y.

Dans la logique du concept de poussée progressive, la combinaison des composantes horizontales de l'action sismique est une poussée impliquant simultanément des déplacements en x et y, avec des proportions indiquées par les combinaisons:

a) $E_{Edx} + 0,30E_{Edy}$

b) $0,30E_{Edx} + E_{Edy}$

En pratique, on effectue une poussée à (0,3 x déplacement cible en y), suivie d'une poussée jusqu'à 150% du déplacement cible en x ; et réciproquement pour la combinaison b).

L'Eurocode 8 donne une latitude à ce sujet, en permettant de combiner comme E_{Edx} les forces et déformations dues à l'application du déplacement cible dans la direction x et comme E_{Edy} les forces et déformations dues à l'application du déplacement cible dans la direction y, avec toutefois la restriction que les forces internes résultant de la combinaison ne peuvent pas dépasser les capacités plastiques correspondantes.

Comme dans les analyses linéaires, on est dispensé de considérer les combinaisons des effets des 2 composantes x et y de l'action sismique pour les bâtiments qui respectent les critères de régularité en plan et où des murs ou systèmes triangulés indépendants dans les deux directions principales sont les seuls éléments sismiques primaires.

Vérfications relatives à l'état limite ultime.

Les vérifications $E_d \leq R_d$ en termes de forces s'appliquent uniquement aux éléments fragiles.

Pour les zones dissipatives, la vérification porte sur la capacité de déformation (Exemple : rotation des rotules plastiques), qui doit être telle que la structure atteigne le déplacement cible sans épuiser les capacités de déformation locales.

Ductilité globale.

Les exigences relatives à la ductilité globale sont différentes dans une analyse en poussée progressive de ce qu'elles sont dans une analyse élastique. C'est normal, puisque l'analyse en poussée progressive permet de connaître le comportement plastique d'ensemble de la structure, chose inaccessible à l'analyse élastique.

Dans l'Eurocode 8, la formulation des exigences relative aux résultats d'une l'analyse en poussée progressive est:

- les mécanismes plastiques obtenus sont satisfaisants
- les demandes de ductilité et de déformation, tant globales que par niveau ou locales ne dépassent pas les capacités correspondantes
- les éléments fragiles restent dans le domaine élastique.

Chapitre 7.

Règles générales de l'Eurocode 8 pour l'analyse et la vérification des ossatures de bâtiments.

7.1 Objectifs du projet parasismique.

L'Eurocode 8 (EN1998-2004) définit 2 objectifs au projet parasismique:

1. **Le non-effondrement sous un séisme majeur**, associé à une probabilité de référence P_{NCR} de dépassement en 50 ans égale à 10% (séisme de période de retour $T_{NCR} = 475$ ans). La structure doit être conçue et construite pour résister sans effondrement local ou général, conservant ainsi son intégrité structurale et une capacité portante résiduelle après l'événement sismique. Les vérifications associées à cet objectif sont celles d'un Etat Limite Ultime (ELU).
2. **La limitation des dommages sous un séisme plus fréquent**, dont la probabilité P_{DLR} de se produire est plus importante (probabilité P_{DLR} de dépassement en 10 ans égale à 10% , séisme de période de retour $T_{DLR} = 95$ ans). La structure doit être conçue et construite pour éviter des dommages et des limitations d'exploitation dont le coût serait disproportionné par rapport à celui de la structure. Les vérifications associées à cet objectif sont celles de l'Etat Limite de Service (ELS) et portent, par exemple, sur des valeurs maximales de déformations entre étages d/h.

La tendance actuelle va vers la définition de plus de 2 objectifs ou « performances » souhaitées.

7.2 Action de calcul.

La représentation de base de l'action sismique en un point donné de la surface du sol est exprimée par un spectre de réponse en accélération. On trouve en 2.15 l'information relative aux spectres de l'Eurocode 8.

7.3 Masse sismique.

Les effets d'inertie de l'action sismique de calcul doivent être évalués en comptant toutes les masses présentes dans la structure au moment du séisme et qui vont osciller avec celle-ci. On doit chercher à établir la valeur **la plus probable de la masse totale m** ou « masse sismique » de la structure et non une surestimation de cette masse, car la résultante de cisaillement en base de la structure est fonction des périodes T, qui sont fonction m.

Surestimer la masse m n'est pas une attitude sécuritaire dans un projet parasismique, car cela donne des périodes T plus grandes et une résultante de cisaillement calculée éventuellement plus petite.

Le poids G de la structure peut être évalué avec une bonne précision. Pour les actions variables Q , on considère la fraction $\psi_{Ei} \cdot Q_{ki}$ représentant la fraction dont la présence est la plus probable. On obtient la masse sismique par la combinaison :

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

Les coefficients de combinaison $\psi_{E,i}$ prennent en compte la probabilité que les charges $\psi_{2i} \cdot Q_{ki}$ ne soient pas présentes sur la totalité de la structure pendant le séisme, ainsi que le caractère réduit de la participation de certaines masses dans le mouvement de la structure, due à leur liaison non rigide avec celle-ci. On calcule $\psi_{E,i}$ comme : $\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2i}$

Les valeurs de $\psi_{2,i}$ et φ sont données au Tableau suivant.

Tableau 7.1. Coefficients $\psi_{2,i}$ et φ de l'Eurocode 8.

Type d'action variable	$\psi_{2,i}$	Etage	φ
Cat.A : résidence	0,3	Toit	1,0
Cat.B : bureau	0,3	Etages à occupations corrélées	0,8
Cat.C : salle de réunion, rassemblement	0,6	Etages à occupations indépendantes	0,5
Cat.D : Magasin	0,6		1,0
Cat.E : stockages	0,8		
Cat. F : zone de trafic (véhicule ≤ 30 kN)	0,6		

On constate que le coefficient $\psi_{E,i}$ qui sert à définir la masse de l'action de service présente en moyenne sur un immeuble peut être $\ll 1$. Ainsi, dans un immeuble de bureaux où les niveaux ont une occupation indépendante : $\psi_{E,i} = 0,5 \times 0,3 = 0,15$.

La masse sismique calculée par la combinaison $\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$ sert à calculer :

- les sollicitations globales dues au séismes : résultante de cisaillement et moment de renversement à un niveau donné, en particulier la résultante de cisaillement et le moment de renversement à la fondation.
- les termes P_{tot} et V_{tot} intervenant dans la vérification relative au caractère acceptable des effets du second ordre (paramètre θ) (voir 7.8.3).
- les sollicitations A_{Ed} créées par le séisme dans les éléments de la structure ; pour les vérifications de résistance de ces éléments, les sollicitations A_{Ed} sont combinées aux autres sollicitations afin d'établir la sollicitation sismique de calcul E_d de l'élément, par la relation : $E_d = \Sigma G_{k,j} \ll + \gg P \ll + \gg \Sigma \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \ll + \gg \gamma_1 A_{Ed}$ (voir 7.8.2).

7.4 Effets de torsion.

Les effets de torsion sont étudiés au Chapitre 4, tant pour les principes et méthodes d'étude que pour les aspects réglementaires selon l'Eurocode 8.

7.5 Modèles et méthodes d'analyse pour le projet parasismique.

Les principales méthodes d'analyse des structures soumises à une action sismique ont été introduites aux Chapitres 2, 3, 4 et 6. Il s'agit de :

- l'analyse dynamique élastique par réponse spectrale et superposition modale
- l'analyse par forces latérales
- l'analyse chronologique non linéaire dynamique
- l'analyse statique non linéaire en poussée progressive.

Ce sont essentiellement les deux premières méthodes qui sont utilisées en projet, soit dans des modèles plans, soit dans des modèles spatiaux (ou tridimensionnels ou 3D).

L'utilisation de modèles plans et l'analyse par forces latérales sont limitées par le respect de conditions relatives à la régularité de la structure ; ces conditions sont définies au tableau 7.2, conforme à l'Eurocode 8.

Tableau 7.2. Relation entre régularité, modèle et méthode d'analyse linéaire autorisés.

Régularité		Simplifications admises		Coefficient de comportement
En Plan	En Elévation	Modèle	Analyse élastique linéaire	q
Oui	Oui	2 modèles plan (x et y)	Force latérale ^a	Valeur de référence
Oui	Non	2 modèles plan (x et y)	Modale	Valeur de référence minorée par 1,2
Non	Oui	2 modèles plan (x et y) ^b	Force latérale ^a	Valeur de référence
Non	Oui	1 modèle 3 D Action en x, y et z	Force latérale ^a	Valeur de référence
Non	Non	1 modèle 3 D Action en x, y et z	Modale	Valeur de référence minorée par 1,2 et réduction de α_u/α_1

^a pour les bâtiments dont la réponse n'est pas affectée de manière significative par les contributions de modes de vibration de rang plus élevé que le mode fondamental dans chaque direction principale, ce qu'on considère réalisé s'ils présentent dans les deux directions des périodes de vibration $T_1 \leq 4 T_C$ et $T_1 \leq 2s$

^b Dans les conditions de régularité limitée indiquées en **4.3.3.1(8) de EN1998-1 : 2004**, un modèle plan séparé peut être utilisé dans chaque direction horizontale.

Les méthodes d'analyse non linéaires sont plutôt utilisées dans des travaux de recherche ou pour l'évaluation détaillée de bâtiments existants.

Les accélérogrammes définissant l'action sismique pour l'analyse chronologique non linéaire doivent être cohérents avec le spectre de réponse élastique (voir 6.3) et au minimum au nombre de 3, afin d'assurer que les spectres des accélérogrammes recouvrent bien le spectre de réponse élastique. L'Eurocode 8 définit de façon détaillée les conditions à respecter.

7.6 Combinaison des effets des composantes de l'action sismique.

7.6.1 Composantes horizontales de l'action sismique.

Le mouvement sismique n'est pas purement translationnel dans une seule direction et on doit considérer 2 composantes horizontales de l'action sismique agissant simultanément. On calcule d'abord séparément la réponse de la structure à chaque composante horizontale du séisme et en effectuant les combinaisons des réponses modales.

On peut trouver la valeur maximale de chaque effet de l'action sur la structure, due aux 2 composantes horizontales de l'action sismique comme :

- la racine carrée de la somme des carrés des réponses dues à chaque composante horizontale.

- ou en utilisant les deux combinaisons :

$$\text{a) } E_{Edx} "+" 0,30E_{Edy}$$

$$\text{b) } 0,30E_{Edx} "+" E_{Edy}$$

où "+" signifie "combiné avec"; E_{Edx} sont les effets de l'action dus à l'application de l'action sismique le long de l'axe horizontal x ; E_{Edy} sont les effets de l'action dus à l'application de la même action sismique, le long de l'axe horizontal orthogonal y .

Dans ces combinaisons, le signe adopté pour chaque composante doit être le plus défavorable pour l'effet particulier considéré. Si le système structural ou la classification de régularité en élévation du bâtiment est différente dans des directions horizontales différentes, la valeur du coefficient de comportement q peut également être différente.

Pour les bâtiments qui respectent les critères de régularité en plan et où les seuls éléments sismiques primaires sont des murs ou des systèmes triangulés indépendants dans les deux directions principales, ceux-ci ne sont en fait sollicités que par l'action sismique agissant dans une seule direction, soit x , soit y . Dans ce cas, on est dispensé de considérer les combinaisons des effets des 2 composantes x et y de l'action.

7.6.2 Composante verticale de l'action sismique.

La règle de l'Eurocode 8 concernant la prise en compte de la composante verticale du séisme est la suivante :

- Si a_{vg} est inférieure à 0,25 g , on peut négliger les effets de la composante verticale de l'action sismique
- Si a_{vg} est supérieure à 0,25 g , on doit considérer les effets de la composante verticale de l'action sismique dans certains éléments de structure a priori plus sensibles à cette composante, tels que les éléments de structure horizontaux ou presque horizontaux de 20 m de portée ou plus, (5 m de long pour les consoles) , tous les éléments précontraints horizontaux, les poutres supportant des poteaux et les structures sur appuis parasismiques.

L'analyse peut être réalisée sur la base d'un modèle partiel de la structure qui inclut ces éléments et prend en compte la rigidité des éléments adjacents. Il est nécessaire de prendre en compte les effets de la composante verticale seulement pour les éléments considérés et pour les éléments supports ou les infrastructures qui leur sont directement associés. On peut trouver la valeur maximale de chaque effet de l'action sur la structure, due aux 2 composantes horizontales et à la composante verticale de l'action sismique comme :

- la racine carrée de la somme des carrés des réponses dues à chaque composante horizontale
- ou en utilisant les trois combinaisons

- a) $E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy} "+" 0,30 E_{Edz}$
- b) $0,30 E_{Edx} "+" E_{Edy} "+" 0,30 E_{Edz}$
- c) $0,30 E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy} "+" E_{Edz}$

où "+" signifie "combiné avec" et E_{dz} les effets de l'action dûs à l'application de la composante verticale de l'action sismique de calcul.

7.7 Evaluation des déplacements réels sur base d'une analyse linéaire.

On a expliqué en 3.4.2 que l'analyse linéaire par superposition des réponses modales ou sa version simplifiée, la méthode des forces latérales, n'examine que la partie élastique de la réponse sismique d'une structure élastoplastique d'une structure. On réalise cela grâce au coefficient de comportement q qui intervient comme diviseur de l'action sismique réelle. Les déplacements calculés d_e sont donc une sous évaluation par un facteur q des déplacements réels d_s produits par le séisme, qu'on trouve par:

$$d_s = q_d d_e$$

avec :

d_s déplacement d'un point du système structural dû à l'action sismique de calcul

q_d coefficient de comportement lié au déplacement ; en général, q_d est supérieur à q si la période fondamentale de la structure est inférieure à T_C , mais les données manquent pour définir q_d et on prend $q_d = q$.

d_e déplacement du même point du système structural, déterminé par une analyse linéaire basée sur le spectre de réponse de calcul et incluant les effets de torsion.

7.8 Vérifications relatives à l'état limite ultime.

7.8.1 Généralités.

Les vérifications de l'Eurocode 8 relatives à l'état limite ultime portent sur la résistance nécessaire de tous les éléments, la ductilité des éléments dissipatifs, le dimensionnement capacitif des éléments non dissipatifs, le respect de conditions assurant la formation d'un mécanisme plastique global dans la structure, la stabilité d'ensemble de la structure, la résistance des diaphragmes et des fondations et la présence de joints suffisants avec les bâtiments voisins.

7.8.2 Résistance des zones dissipatives.

La combinaison à considérer pour trouver la valeur de calcul E_d des sollicitations dans la situation sismique de calcul, est :

$$E_d = \Sigma G_{k,j} \ll + \gg P \ll + \gg \Sigma \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \ll + \gg \gamma_1 A_{Ed}$$

A_{Ed} est la sollicitation due à l'action sismique. G est la sollicitation gravitaire. Q est l'action de service. ψ_{2i} est défini en 7.3. γ_1 est la catégorie d'importance du bâtiment.

Dans l'expression précédente, « + » a le sens « combiné à » et il est entendu que la combinaison est choisie avec le signe + ou – de manière à cerner la situation la plus défavorable.

Pour tous les éléments structuraux, les assemblages et les éléments non structuraux, il faut :

$$E_d \leq R_d$$

E_d inclut, si nécessaire, les effets du second ordre. E_d peut être calculé en effectuant une redistribution des moments fléchissants établis par l'analyse. Cette redistribution est limitée aux valeurs indiquées dans les Eurocodes 2, 3 et 4. On explique ailleurs l'intérêt économique d'une redistribution de moment.

R_d est la résistance de calcul de l'élément, calculée conformément aux règles spécifiques pour le matériau utilisé (en termes de valeurs caractéristiques des propriétés de matériau f_k et coefficient de sécurité partiel γ_M) et aux modèles mécaniques associés au type de système structural, tels qu'ils sont expliqués aux Chapitres 8 à 11.

7.8.3 Caractère acceptable des effets du second ordre.

Cette vérification est effectuée en considérant les sollicitations E_d calculée par l'analyse de la structure sans prendre en compte les effets du second ordre (effets P- Δ) si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux du bâtiment:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10$$

θ est le coefficient de sensibilité au déplacement relatif entre étages ; P_{tot} la charge gravitaire totale due à tous les étages situés au dessus de l'étage considéré, y compris celui-ci, dans la situation sismique de calcul des sollicitations globales sur la structure, c'est-à-dire $\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$; d_r est le déplacement relatif de calcul entre étages, différence de déplacement latéral moyen entre le haut et le bas du niveau considéré (note : d_r est calculé sur base de déplacements réels $d_s = q_d d_e$) ; V_{tot} est l'effort tranchant sismique total au niveau considéré ; h est la hauteur du niveau, entre étages.

Cette relation exprime simplement que le moment de 2nd ordre $P_{\text{tot}} d_r$ est suffisamment inférieur au moment de 1^{er} ordre appliqué aux poteaux de l'étage considéré, soit $V_{\text{tot}} h$, pour qu'on puisse négliger son effet. Si $0,1 < \theta \leq 0,2$, les effets du second ordre peuvent être pris en compte approximativement en majorant les effets de l'action sismique E_d calculés par l'analyse de 1^{er} ordre par $1/(1 - \theta)$. Si $0,2 < \theta \leq 0,3$, un calcul explicite de l'effet P- Δ est requis. θ ne peut pas dépasser 0,3.

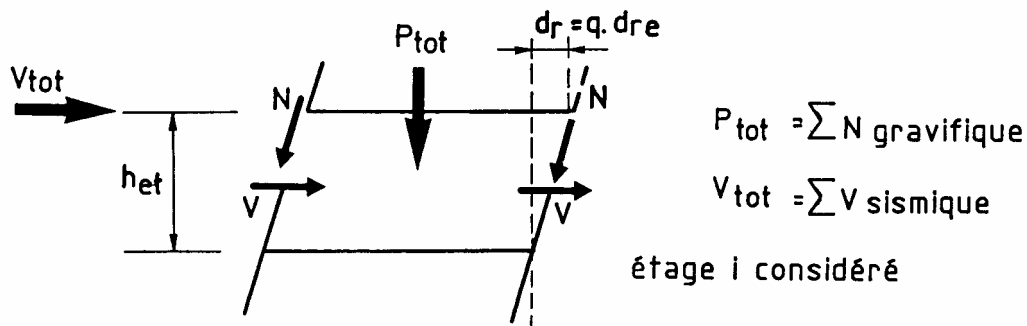


Figure 7.1. Vérification du caractère acceptable des effets du 2^{ème} ordre géométrique.

7.8.4 Ductilité locale.

La ductilité locale est assurée par le respect d'exigences particulières, différentes pour chaque matériau. On les explique aux Chapitres 8 à 11. Ces exigences portent :

- sur les caractéristiques spécifiques aux sections ou assemblages que l'on veut ductile
- sur le dimensionnement en capacité (cfr 3.6) assurant une hiérarchie de résistance des divers éléments structuraux telle que les zones plastiques se trouvent à la position souhaitée et que les zones adjacentes, potentiellement fragiles, soient surdimensionnées de sorte qu'elles travaillent dans le domaine élastique.

7.8.5 Ductilité globale.

La ductilité globale d'une structure est atteinte par le respect des conditions relatives à la ductilité locale et de conditions spécifiques assurant la formation d'un mécanisme global. Ces conditions visent en particulier à éviter la formation du mécanisme local du type « étage faible » décrit au Chapitre 5.

Les conditions spécifiques à différentes typologie de structures (murs, contreventement par triangulations, etc ...) sont expliquées par type de matériaux aux Chapitres 8 à 11, mais pour les structures stabilisées par des portiques, la condition de formation d'un mécanisme plastique global retenue dans l'Eurocode 8 est indépendante du matériau constitutif .

Ductilité globale des ossatures en portique.

La ductilité globale est atteinte en visant l'objectif suivant : les ossatures en portique doivent être conçues pour que les rotules plastiques se forment dans les poutres et non dans les poteaux. Cet objectif, souvent énoncé "poutres faibles-poteaux forts", n'est pas requis à la base de l'ossature, au plancher supérieur des bâtiments multi-étagés et pour les bâtiments à un seul étage, parce que des rotules plastiques se formant à ces endroits de la structure n'entraînent pas la formation d'un mécanisme de ruine partielle.

Pour réaliser l'objectif, la condition à respecter imposée dans l'Eurocode 8 est la suivante : il faut qu'à chaque nœud de poutres sismiques primaires ou secondaires avec des poteaux sismiques primaires, on vérifie

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$$

$\sum M_{Rc}$ est la somme des moments de flexion résistants (moments plastiques) des poteaux (indice c = colonne) connectés au nœud . Les M_{Rc} dépendent de l'effort normal N et doivent être calculés en fonction de l'effort normal le plus défavorable dans la situation sismique de calcul. M_{Rb} est somme des moments de flexion résistants (moments plastiques) des poutres (indice b = beam) connectées au nœud. Lorsque des assemblages à résistance partielle sont utilisées, les résistances à la flexion de ces assemblages sont prises en compte dans le calcul de $\sum M_{Rb}$.

La relation précédente est évidente si on examine un seul nœud poutres-poteaux : comme les sollicitations à un instant donné sont telles qu'il y a équilibre, on a $\sum M_{Ed,c} = \sum M_{Ed,b}$. Le moment plastique est d'abord atteint là où le rapport M_{Ed} / M_R est le plus élevé, donclà où M_R est le plus faible. Mais le coefficient 1,3 n'est pas défini sur base de cette seule considération, car alors 1,1 par exemple suffirait : c'est l'analyse dynamique élasto-plastique de portiques qui a montré qu'un coefficient inférieur à 1,3 n'empêchait pas la formation d'un mécanisme de ruine partiel n'impliquant qu'un seul niveau.

La condition $\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$ doit être satisfaite à chaque nœud dans deux plans verticaux orthogonaux de flexion de la structure et dans les deux directions (positive et négative) d'action des

moments des poutres autour du nœud. Si le système structural est une ossature en portique dans une seule des deux directions principales, la condition doit être satisfaite uniquement dans cette direction. La condition ne s'applique pas au dernier étage de bâtiments à plusieurs étages, car à ce niveau il importe peu que les rotules plastiques se forment dans les poutres ou au sommet des poteaux – Figure 7.2.

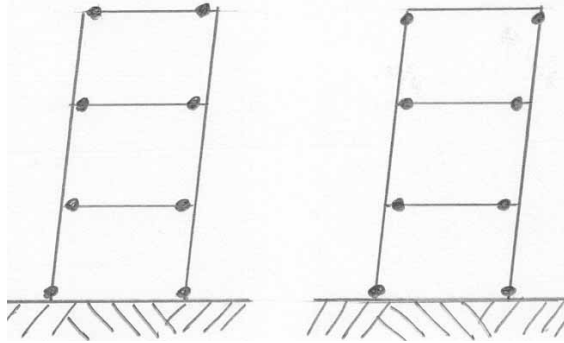


Figure 7.2. Deux possibilités de mécanisme global.

Equilibre.

On doit vérifier que le bâtiment est stable par rapport au monde extérieur dans la situation sismique de calcul et cette vérification doit inclure le risque de renversement global et de glissement.

Diaphragmes.

Les diaphragmes et les entretoisements dans les plans horizontaux doivent pouvoir transmettre, avec une sur-résistance suffisante, les effets de l'action sismique aux divers contreventements auxquels ils sont liés. On les vérifie sous les sollicitations calculées dans l'analyse multipliées par un coefficient de sur-résistance γ_d supérieur à 1,0 (valeur recommandée $\gamma_d = 1,3$ pour les modes de rupture fragile, tels que l'effort tranchant dans les diaphragmes en béton et $\gamma_d = 1,1$ pour les modes de rupture ductile).

Fondations.

Les effets de l'action sismique sur les éléments des fondations doivent résulter, comme pour les autres éléments non dissipatifs, d'un dimensionnement en capacité en tenant compte d'éventuelles sur-résistances de la superstructure. Cependant, les effets de l'action sismique sur les éléments des fondations ne peuvent logiquement jamais être plus grands que ceux correspondant à l'hypothèse du comportement élastique de la structure, soit $q = 1,0$.

Pour les fondations d'éléments verticaux individuels, murs ou poteaux, les valeurs de calcul des effets de l'action E_{Fd} sur les fondations sont: $E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E}$

Dans cette relation, γ_{Rd} est un coefficient destiné à tenir compte de la sur-résistance des matériaux des éléments structurels dissipatifs par rapport à la valeur considérée dans l'analyse ; γ_{Rd} est pris égal à 1,0 pour $q \leq 3$, ou à 1,2 dans les autres cas ;

$E_{F,G}$ effet dû aux actions non sismiques incluses dans la combinaison d'actions pour la situation sismique de calcul

$E_{F,E}$ effet de l'action issu de l'analyse pour l'action sismique de calcul ;

Ω est un coefficient destiné à tenir compte de la sur-résistance due au fait que la section réalisée n'est pas la section minimale strictement nécessaire ; $\Omega = (R_{di}/E_{di}) \leq q$; ce coefficient est calculé pour la zone dissipative ou l'élément i de la structure qui a l'influence la plus importante sur l'effet E_F considéré ; avec R_{di} résistance de calcul de la zone ou de l'élément i ; E_{di} est la valeur de calcul de l'effet de l'action sur la zone ou l'élément i pour la situation sismique de calcul.

Pour les fondations des murs ou des poteaux d'ossatures en portique, Ω est la valeur minimale du rapport M_{Rd}/M_{Ed} dans les deux directions orthogonales principales, à la section transversale la plus basse où une rotule plastique peut se former dans l'élément vertical, dans la situation sismique de calcul.

Pour les fondations de poteaux de triangulations à barres centrées, Ω est la valeur minimale du rapport $N_{pl,Rd}/N_{Ed}$ sur toutes les diagonales en tension de la triangulation.

Pour les fondations de poteaux de triangulations à barres excentrées, Ω est la valeur minimale du rapport $V_{pl,Rd}/V_{Ed}$ pris sur toutes les zones de cisaillement plastique des poutres, ou du rapport $M_{pl,Rd}/M_{Ed}$ pris sur toutes les zones de rotule plastique des poutres de la triangulation.

Pour les fondations communes à plusieurs éléments verticaux (longrines de fondation, semelles filantes, radiers, etc.), la valeur de Ω est déduite de l'élément vertical ayant l'effort tranchant horizontal le plus important dans la situation sismique de calcul. On peut aussi considérer une valeur de Ω égale à 1 et $\gamma_{Rd} = 1,4$.

Si les effets de l'action sur les fondations ont été déterminés en utilisant la valeur du coefficient de comportement q applicable aux structures faiblement dissipatives ($q = 1,5$ à 2, voir Chapitres 7 à 11), le dimensionnement en capacité n'est pas exigé.

Jointes entre bâtiments ou entre blocs constitutifs d'un même bâtiment (jointes de dilatation).

Les bâtiments doivent être protégés contre l'entrechoquement avec des structures adjacentes ou entre des unités structurellement indépendantes du même bâtiment. Pour cela, il faut :

- que la distance entre la ligne de séparation et les points d'impact potentiels ne soit pas inférieure au déplacement horizontal maximal du bâtiment au niveau correspondant

- que la distance entre les bâtiments ou unités structurellement indépendantes appartenant à la même propriété ne soit pas inférieure à la racine carrée de la somme des carrés des déplacements horizontaux maximaux des deux bâtiments ou unités au niveau correspondant.

Si les niveaux de planchers d'un bâtiment ou d'une unité indépendante en cours d'étude sont les mêmes que ceux du bâtiment adjacent ou de l'unité adjacente, la distance minimale citée ci-dessus peut être réduite par un coefficient 0,7.

Tous les déplacements mentionnés sont des évaluations de déplacements réels, calculés par la relation : $d_s = q_d d_e$

7.9 Vérifications relatives à la limitation des dommages sous séisme fréquent.

Les vérifications relatives à la limitation des dommages sous séisme fréquent portent sur les déplacements relatifs entre étages, qui doivent être limités pour éviter les dégradations aux finitions intérieures, cloisons et autres éléments non structuraux.

Les limites à respecter sont dépendantes du type d'élément.

Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux :

- composés de matériaux fragiles fixés à la structure $d_r \nu \leq 0,005 h$
- ductiles $d_r \nu \leq 0,0075 h$
- n'interférant pas avec les déformations de la structure ou n'ayant pas d'éléments non structuraux $d_r \nu \leq 0,010 h$

Dans ces relations, d_r est le déplacement de calcul entre étages et h la hauteur entre étages.

ν est le coefficient de réduction appliqué au séisme de calcul pour obtenir le séisme fréquent (période de retour de l'action sismique plus petite) associé à l'exigence de limitation des dommages. On utilise donc les résultats de l'analyse effectuée pour le séisme de calcul et on applique ν aux déformations réelles calculées par $d_s = q_d d_e$.

Différentes valeurs de ν peuvent être définies pour les différentes zones sismiques d'un pays, en fonction des conditions de l'aléa sismique et de l'objectif de protection des biens. Les valeurs recommandées sont $\nu = 0,4$ pour les catégories d'importance III et IV et $\nu = 0,5$ pour les catégories d'importance I et II.

Chapitre 8.

Methodes de prédimensionnement en projet parasismique.

8.1. Analyse élastique sous forces latérales dans un modèle simplifié.

Une structure régulière en plan et en élévation dans laquelle les masses sont distribuées régulièrement et qui possède des diaphragmes convenables peut être modélisée par 2 plans, un dans la direction x et l'autre dans la direction y . Chaque modèle représente une des n ossatures résistantes parallèles à la direction de séisme considérée. La masse m attribuée à ce plan est $1/n$ de la masse sismique totale du bâtiment. Dans la structure régulière décrite, la contribution des modes de vibration supérieurs au mode fondamental est négligeable et la structure répond comme une console verticale de période T_1 . On peut effectuer une analyse élastique sous forces latérales du type défini en 2.14. qui comprend pour chaque direction principale x et y les pas P1 à P7 suivants.

P1: on estime la période T_1 de la structure à l'aide d'une des relation du Tableau 2.3. On prend garde d'utiliser un système d'unités convenables.

P2: on lit pseudo accélération $S_d(T_1)$ sur le spectre de réponse en accélération de calcul défini en 2.5.

P3: on trouve la résultante de cisaillement en base F_b : $F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$

$\lambda = 0,85$ m est la masse définie plus haut.

$S_d(T)$ est un spectre de calcul et le coefficient de comportement q intervient dans sa définition. Il est choisi par le projeteur, voir commentaire à ce sujet en 5.3.1.

P4: F_b est distribuée sur la hauteur de la structure comme rappelé ci après.

P5: on effectue une analyse statique et on établit les sollicitations et déplacements sous séisme E_{Edx} . Cette analyse considère les effets translationnels et torsionnels (voir 4.2), puis leur combinaison.

P6 : on combine les sollicitations sismiques aux autres sollicitations (voir 7.8.2).

P7: on effectue toutes les vérifications requises: résistance des éléments dissipatifs, effets $P-\Delta$, dimensionnement capacitifs des éléments non dissipatifs, assemblages, etc...

Dans cette procédure, les pas P5, P6 et P7 peuvent être effectués seulement lorsque les dimensions des éléments structuraux sont fixées.

Les forces d'étages F_i sont en relation avec les accélérations subies à chaque étage (voir 2.13.3)

Si z_i désigne le niveau de chaque étage au dessus du sol, on a : $F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$

m_i, m_j sont les masses d'étage. Si elles sont toutes égales: $F_i = F_b \cdot \frac{z_i}{\sum z_j}$

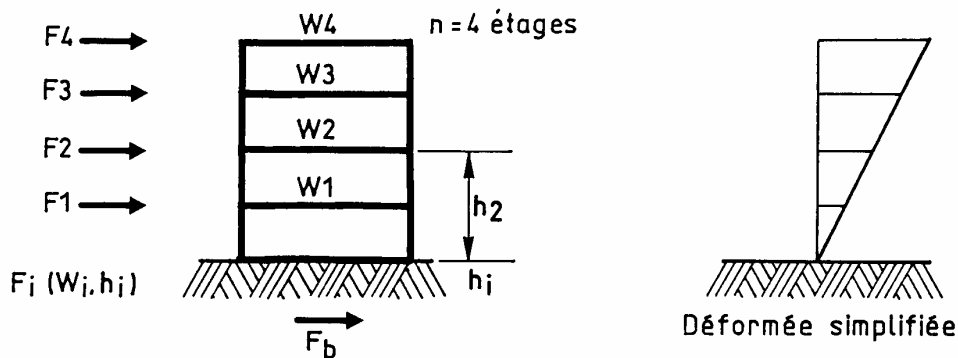


Figure 8.1. Analyse élastique sous forces latérales dans un modèle simplifié.

8.2. Evaluation directe de la résultante F_b appliquée à la structure sans évaluation de période T_1

Certaines relations de calcul de la période T_1 donnée en au Tableau 2.3 sont des moyennes statistiques, donc des approximations. L'auteur de projet peut se mettre en sécurité par rapport à une évaluation optimiste qui serait contrecarrée lors d'analyse détaillée ultérieure en considérant pour S_d l'ordonnée du plateau du spectre de réponse $S_d(T_B) = S_d(T_C)$, qui est normalement une borne supérieure pour les bâtiments. Les sollicitations et les dimensions des éléments structuraux peuvent être un peu surestimés par cette approche, mais ceci est parfois préférable en prédimensionnement ou vérification rapide.

Si on suit cette approche, l'évaluation de la résultante F_b appliquée à la structure est extrêmement simple : $F_b = 2,5 a_g S m \lambda / q$

$$\Rightarrow F_b = 2,125 a_g S m / q$$

Pour mémoire, a_g est l'accélération de référence de la zone (au niveau du bedrock), soit a_{gR} , multipliée par γ_1 coefficient d'importance de la structure : $a_g = \gamma_1 a_{gR}$ (voir carte de zonation nationale pour a_{gR} et Tableau 2.1 pour γ_1).

S est le coefficient de sol et site (voir Tableau 2.2)

m est la masse de la structure

q est le coefficient de comportement de la structure (voir Tableau 9.1 pour les ossatures en acier et Tableau 10.3 pour les ossatures en béton).

8.3. Evaluation de la charge maximale de ruine par l'analyse plastique.

Le calcul plastique des structures permet une évaluation directe de la résultante de cisaillement en base F_u provoquant la ruine plastique globale de l'ossature.

On utilise:

- Le théorème des travaux virtuels : le travail des forces internes dans la structure est égal au travail des forces externes appliquées à cette structure: $W_{\text{ext}} = W_{\text{int}}$.
- Le fait que la charge de ruine plastique globale de l'ossature est indépendante de l'état de contrainte interne dû à d'autres causes.

Cette dernière remarque signifie que les sollicitations dues à l'action gravitaire ne changent pas la valeur de la résultante horizontale engendrant le mécanisme global. Ceci n'est vrai que si une analyse au 1^{er} ordre est valable, c'est-à-dire si l'effet $P-\Delta$ peut être négligé. C'est normalement le cas pour les structures destinées à résister aux tremblements de terre, en raison des limitations importantes des déplacements horizontaux sous séisme de service et sous séisme de calcul.

On montre à la Figure 8.2 une structure dans laquelle le mécanisme global plastique défini comme objectif de projet pour une ossature en portique est formé. Le calcul direct de la résultante de cisaillement en base à la ruine, basé sur le théorème des travaux virtuels, s'effectue comme suit.

En appelant $M_{\text{pl,c}}$ le moment plastique des poteaux, $M_{\text{pl,b}}$ le moment plastique des poutres et ψ l'angle d'inclinaison de l'ossature, le travail des forces internes W_i est égal à:

$$W_{\text{int}} = 8 M_{\text{pl,b}} \psi + 2 M_{\text{pl,c}} \psi = \psi (8M_{\text{pl,b}} + 2 M_{\text{pl,c}})$$

Si on suppose que les masses d'étage sont toutes égales, la distribution des forces latérales est triangulaire et les forces d'étages valent : $F_i = F_u z_i / \sum z_j$.

La déformée du 1^{er} mode est approximée par un triangle et les déplacements d'étage sont égaux à:

$$d_i = \psi z_i. \text{ Alors, le travail des forces externes est égal à: } W_{\text{ext}} = \sum F_i d_i = F_u \psi \sum z_i^2 / \sum z_j$$

En exprimant que $W_{\text{ext}} = W_{\text{int}}$, on trouve la résultante de cisaillement en base F_u provoquant la ruine plastique globale de l'ossature:

$$F_u \psi \sum z_i^2 / \sum z_j = \psi (8M_{\text{pl,b}} + 2 M_{\text{pl,c}}) \Rightarrow F_u = (8M_{\text{pl,b}} + 2 M_{\text{pl,c}}) / (\sum z_i^2 / \sum z_j)$$

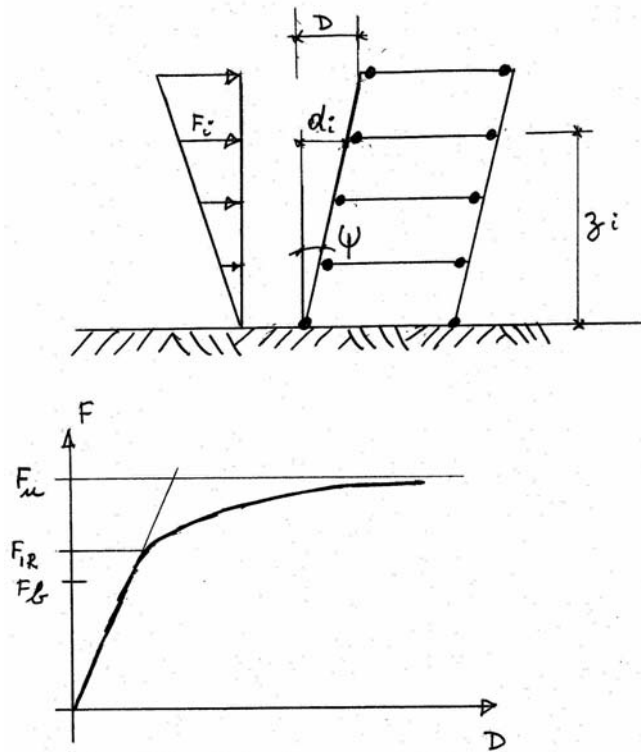


Figure 8.2. Mécanisme global plastique d'une ossature en portique et courbe F-D.

Ce résultat est intéressant en soi, mais, dans un projet parasismique classique, la capacité d'une structure à résister à un tremblement de terre s'établit en démontrant que sa résistance élastique au cisaillement F_{1R} est supérieure au cisaillement de calcul F_b [$F_b = m \lambda S_d(T_1)$ dans l'analyse sous des forces latérales]. La résistance élastique maximum au cisaillement F_{1R} correspond à l'atteinte de la résistance plastique en un point de l'ossature : une 1^{er} rotule plastique est formée et la courbe charge déplacement quitte le domaine élastique – Figure 8.2. On connaît des valeurs de $\alpha_u/\alpha_1 = F_u / F_{1R}$ pour différents types d'ossatures (voir valeurs de l'Eurocode 8, Tableau 9.1 pour les ossatures en acier et Tableau 10.3 pour les ossatures en béton) et on peut déduire F_{1R} de F_u . Cependant, les valeurs α_u/α_1 données par l'Eurocode 8 sont des bornes inférieures, qui peuvent conduire à surestimer F_{1R} .

On suggère d'évaluer F_{1R} par: $F_{1R} = F_u / 1,1(\alpha_u/\alpha_1)_{code}$

Pour la structure de la Figure 8.2:

$$F_{1R} = (8M_{pl,b} + 2 M_{pl,c}) / \{1,1(\sum z_i^2 / \sum z_j)(\alpha_u/\alpha_1)_{code}\}$$

$$F_b = m \lambda S_d(T_1)$$

Une ossature parasismique doit être telle que: $F_{1R} \geq F_b$

Les développements ci dessus peuvent être utilisés pour un pré-dimensionnement direct de sections minimales des poutres et poteaux, en exprimant que la résistance F_{1R} doit être au moins égale à F_b calculé par :

$$F_b = m S_d(T_1) \lambda / q \quad \text{sur base d'une estimation de la période } T_1.$$

Dans l'exemple de la Figure 8.2, les sections des poutres et poteaux doivent être choisies pour vérifier:

$$(8 M_{pl,b} + 2 M_{pl,c}) / \{1,1(\sum z_i^2 / \sum z_j)\}(\alpha_u/\alpha_1)_{code} \geq m S_d(T_1)$$

$$M_{pl,c} \geq 1,3 M_{pl,b} \quad (\text{voir 7.8.5}).$$

On peut évaluer les déplacements, sur base du déplacement d_{CM} au centre de gravité de la console de référence de période T_1 et du spectre de réponse élastique: $d_{CM} = S_e(T_1) \times (T_1/2\pi)^2$

Dans l'exemple de la Figure 8.2, le centre de gravité est à mi hauteur du bâtiment. Le déplacement en tête est approximativement égal à $D = 2 d_{CM}$ et le déplacement relatif entre étage sous le séisme de calcul est égal à $d_{CM} / 2$ (car il y a 2 étages jusqu'au centre de gravité CM). Comme le cisaillement de calcul F_b a été calculé et sa distribution supposée triangulaire, le paramètre θ de sensibilité à l'effet $P-\Delta$ correspondant à chaque étage peut être calculé. De même, on peut vérifier si les déformations à chaque étage sont acceptables sous séisme de service.

Cette analyse est aussi applicable si les moments plastiques des poutres et poteaux varient sur la hauteur de la structure ou pour des ossatures autres que des portiques, mais elle comporte de nombreuses limitations pratiques :

- elle ne devrait être utilisée qu'en prédimensionnement, en raison des approximations faites sur T_1 , α_u/α_1 , D et la déformée de la structure.
- la structure finale doit respecter toutes les conditions de dimensionnement, pas seulement fournir une résistance sismique à l'ELU ; la structure déduite de l'évaluation de la charge maximale de ruine par analyse plastique est souvent trop légère.

Ainsi, pour l'ossature en portique dimensionnée au Chapitre 15, la sollicitation résultante horizontale de cisaillement de calcul F_{bx} par file de portique vaut $F_{bx} = 586$ kN, mais V_u , résistance du mécanisme global au cisaillement de l'ossature satisfaisant tous les critères de dimensionnement, vaut : $V_u = 2825$ kN, soit 4 fois plus (voir en 9.11 le calcul de V_u).

CHAPITRE 9 BATIMENTS EN ACIER.

9.1 Introduction.

Les aciers de construction répondant aux normes sont ductiles. L'allongement 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.

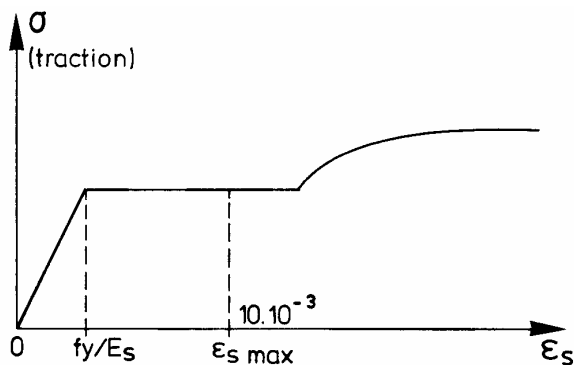


Figure 9.1. Diagramme σ - ϵ de l'acier

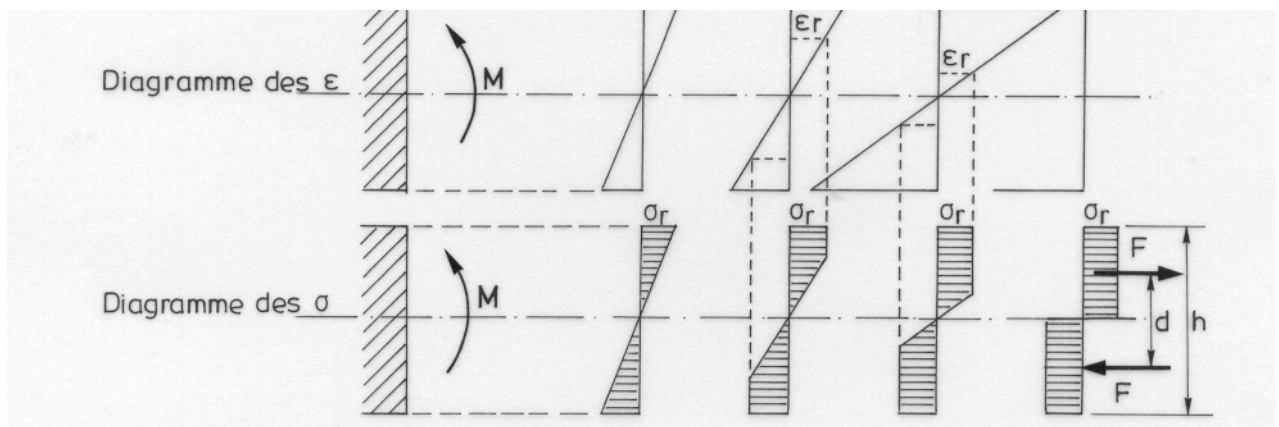


Figure 9.2. Notion de moment plastique. Dans une barre rectangulaire : $M_{pl} = F \cdot d = f_y b h^2 / 4$

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.

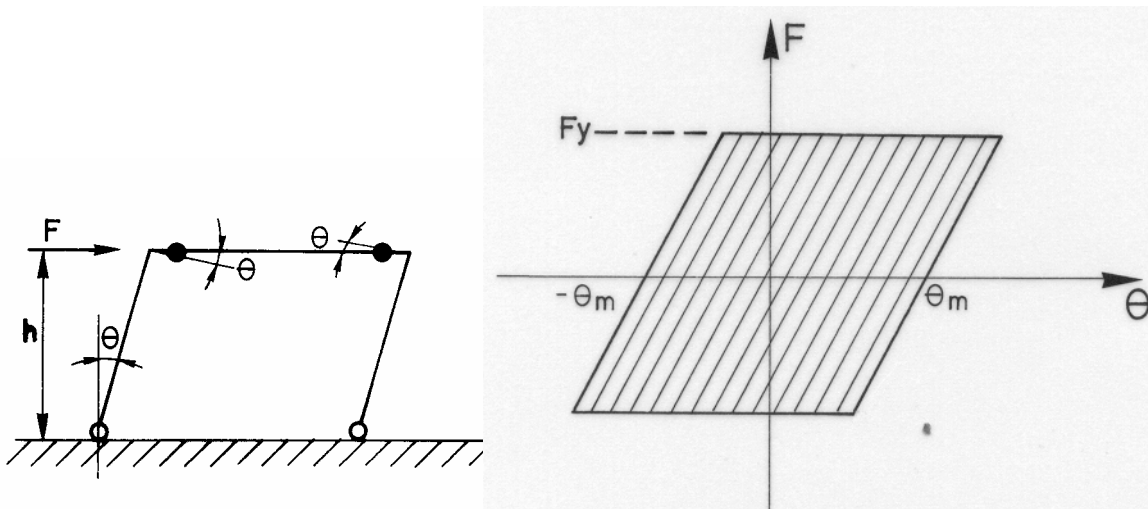


Figure 9.3. Diagramme théorique de comportement élastoplastique d'une structure en portique sous action cyclique correspondant à un tremblement de terre.

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.

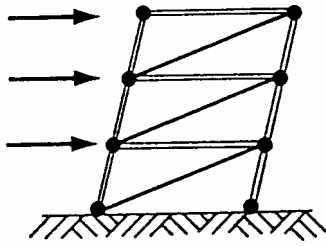


Figure 9.4. Diagonales dissipatives.

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.

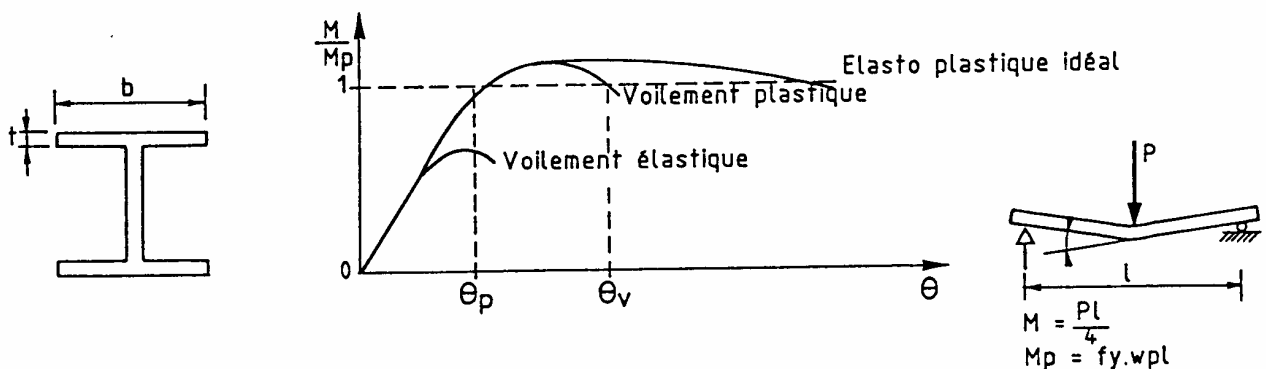


Figure 9.5. Flexion plastique de barres

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.

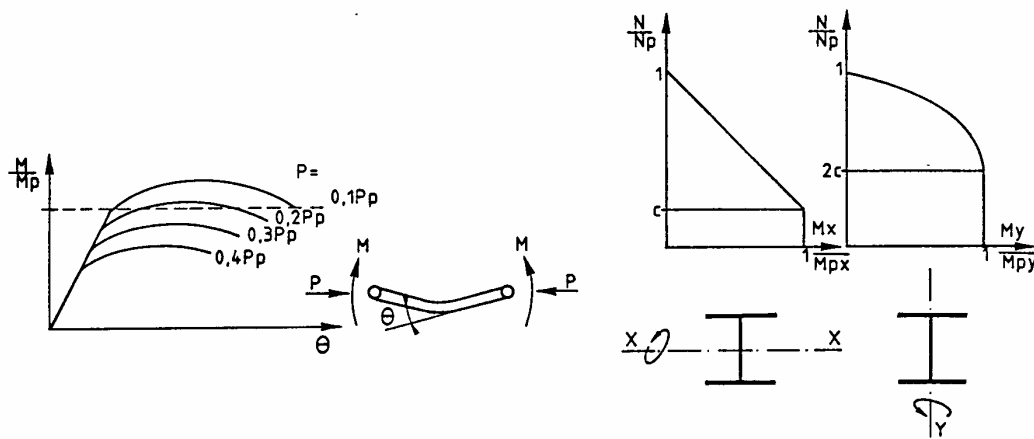


Figure 9.6. Influence de l'effort axial N sur le moment plastique M .

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.

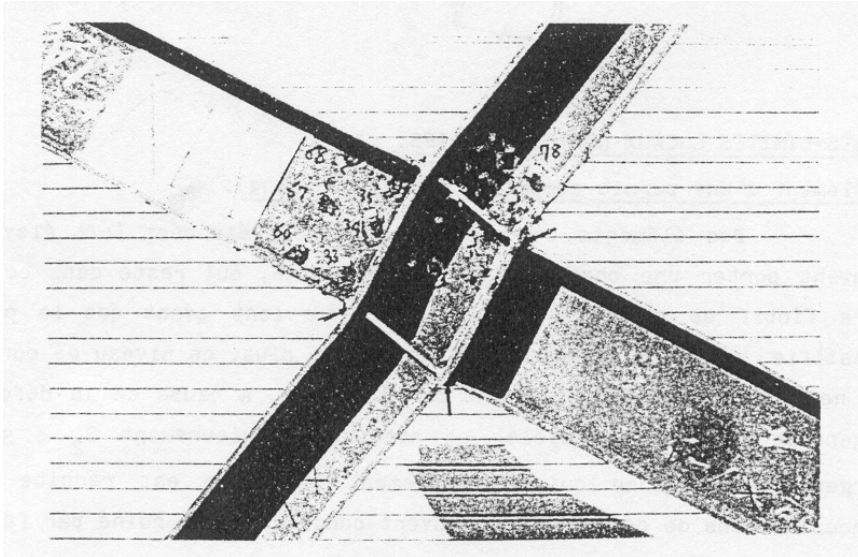


Figure 9.7. Cisaillement plastique d'un panneau d'âme.

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.

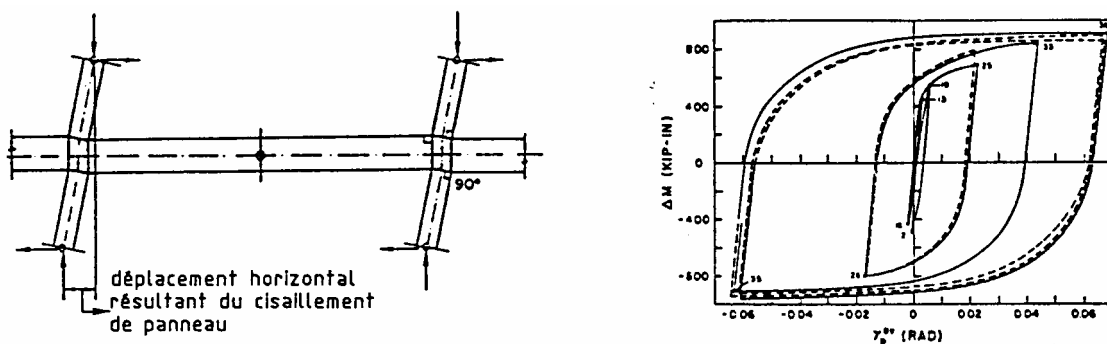


Figure 9.8. Diagramme V - γ d'un panneau d'âme de poteau.

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.

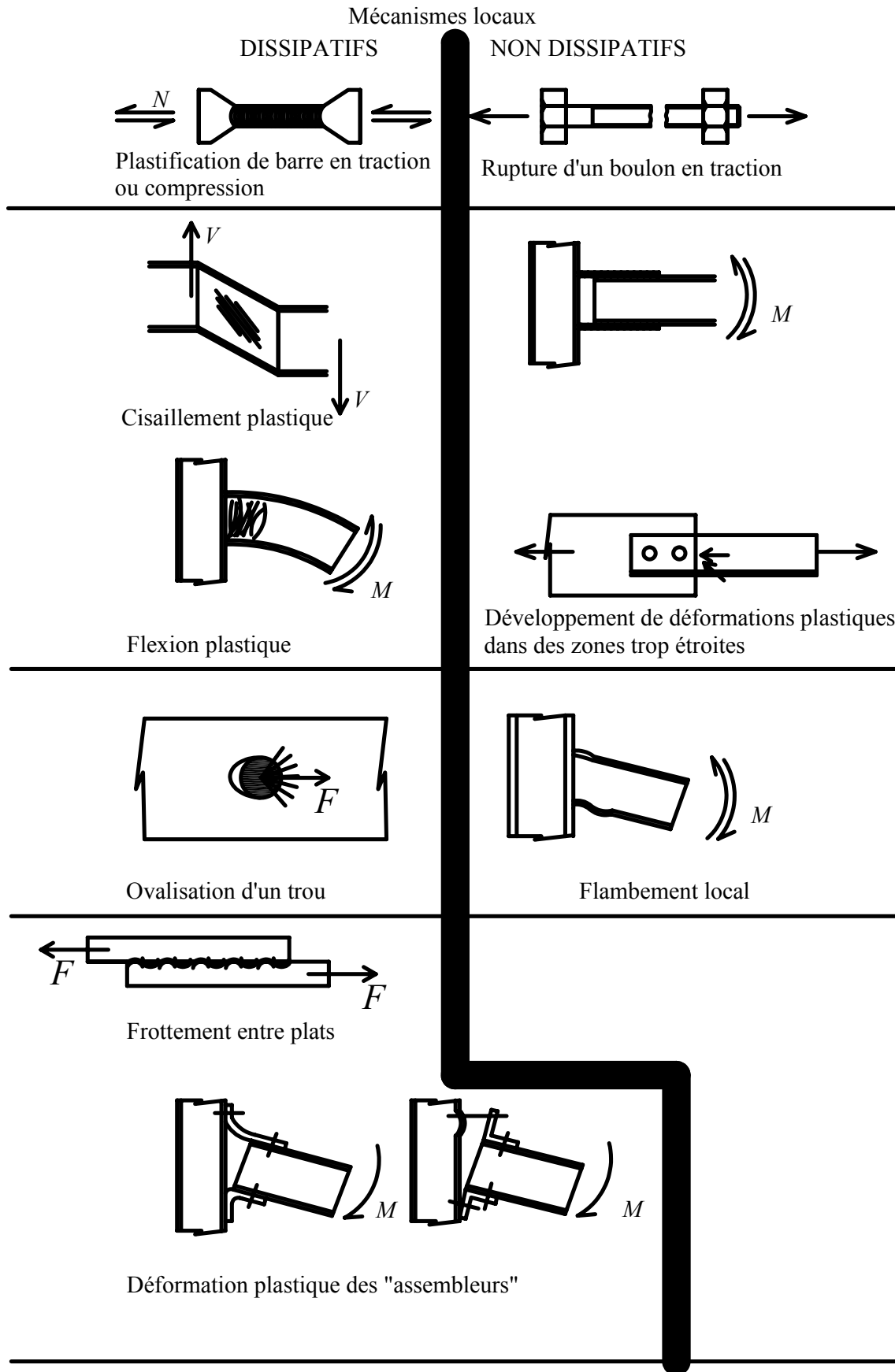


Figure 9.9. Mécanismes locaux dissipatifs et non dissipatifs.

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.

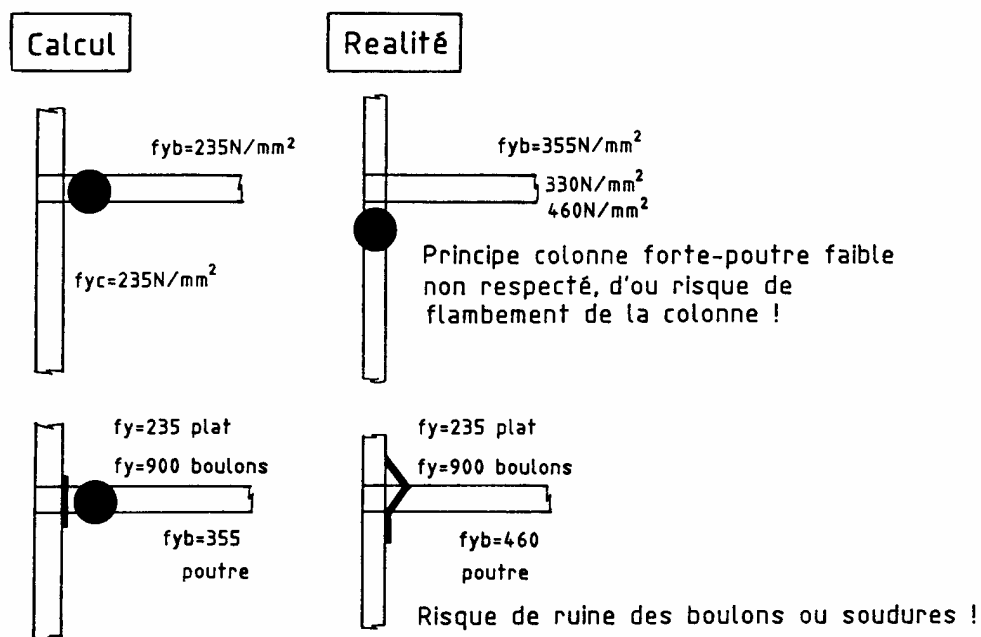


Figure 9.10. Pourquoi la correspondance entre réalité et hypothèses de projet est nécessaire.

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 $f_{y,max} = 355 \text{ N/mm}^2$.

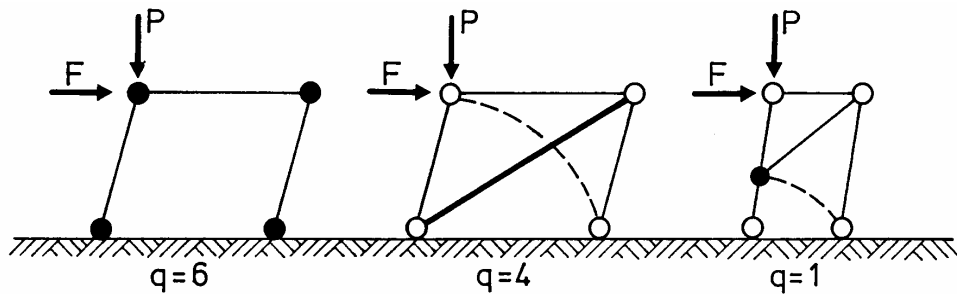
Cette alternative se réfère à la situation où les producteurs d'acier mettraient sur le marché une nuance « sismique » (S235 dans l'exemple donné), pour laquelle à la fois f_y et $f_{y,max}$ seraient garantis.

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, n'est pas du tout dissipative ($q=1$).



Ossature en portique	Triangulation centrée en X	Triangulation centrée en K.
4 rotules plastiques	1 diagonale plastique	Diagonale & poteau en flambement
$q=6$	$q=4$	$q = 1$

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.

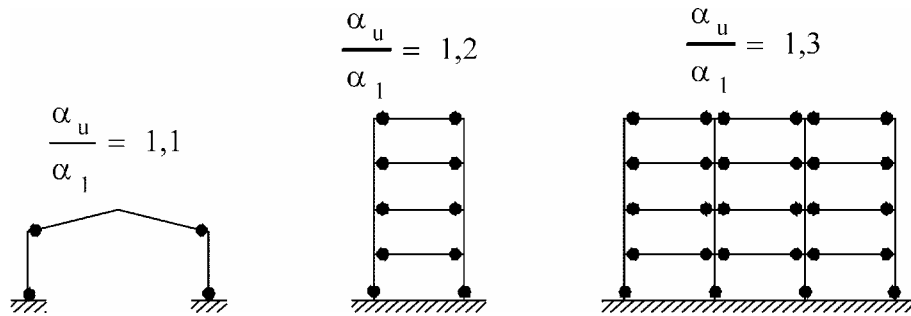


Figure 9.12. Valeurs standard du facteur de redistribution plastique α_u/α_1 d'ossatures en portique.

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.

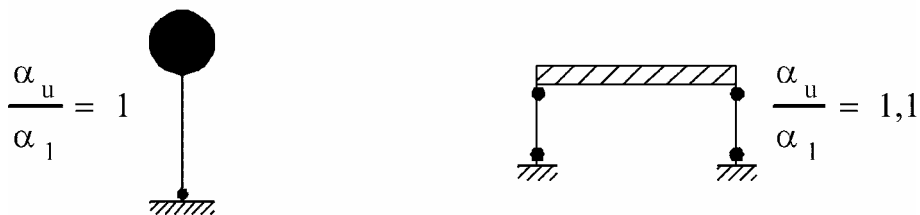


Figure 9.13. Les ossatures en « pendule inversé » et leurs facteurs de redistribution plastique .

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.

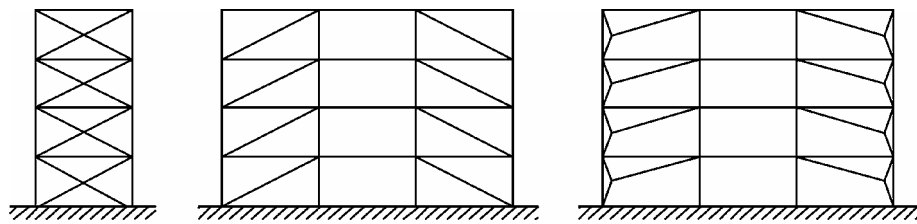


Figure 9.14. Ossatures à triangulation diagonale.

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.

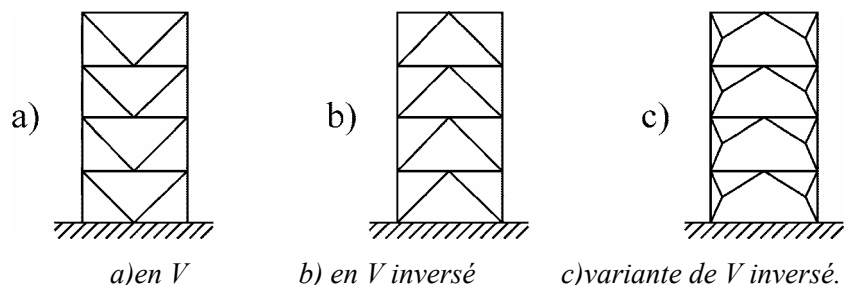


Figure 9.15. Types d'ossatures à triangulation en V.

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 .

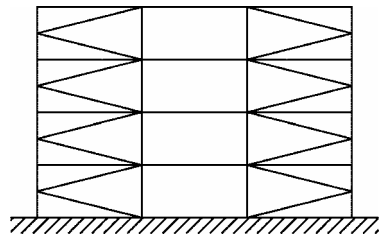


Figure 9.16. Ossatures à triangulation en K.

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.

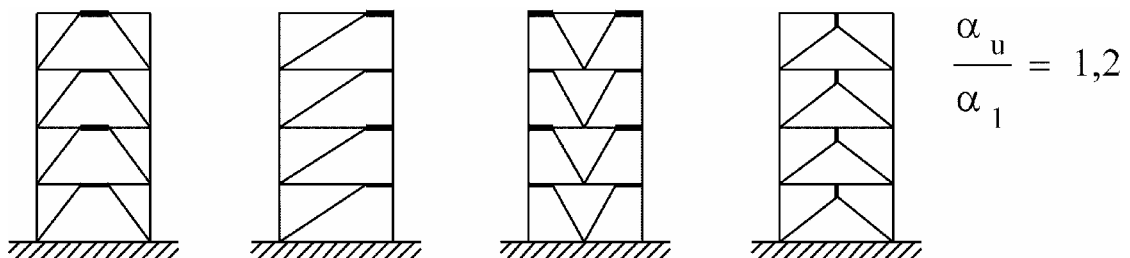


Figure 9.17. Ossatures avec triangulation à barres excentrées.

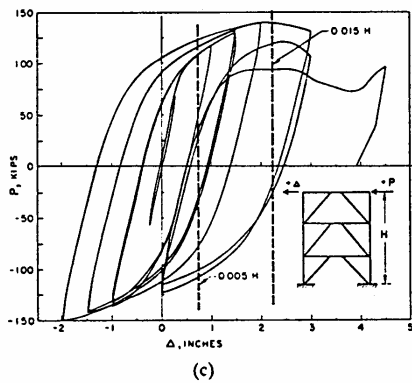
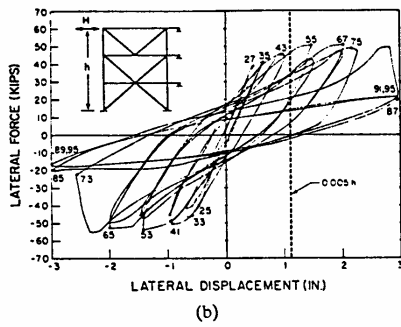
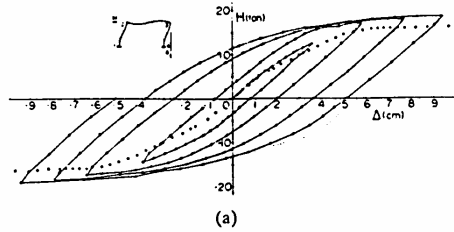


Figure 9.18. Comportement comparé d'ossatures en portique (en haut), d'ossatures à triangulation centrée en X (au milieu) et d'ossatures à triangulation excentrée en V inversé (en bas).

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. 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.

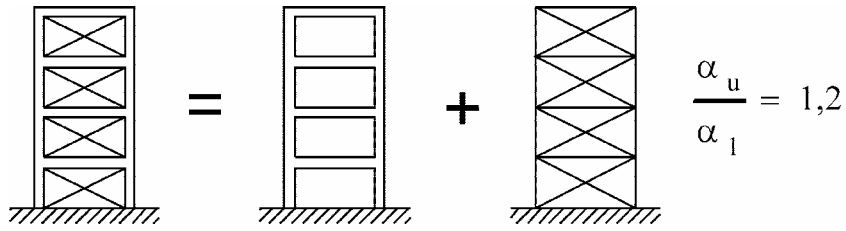


Figure 9.19. Ossatures en portique, combinées avec des triangulations centrées.

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.

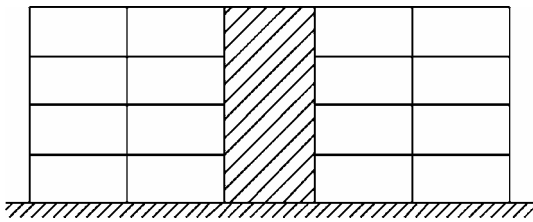


Figure 9.20. Ossatures métalliques comportant des noyaux ou murs en béton.

Ossatures en portique combinées avec des remplissages.

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

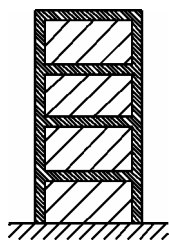


Figure 9.21. Ossatures en portique combinées avec des remplissages.

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'élanement 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 :

$$A f_y / \gamma_{M0} < A_{net} f_u / \gamma_{M2}$$

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.

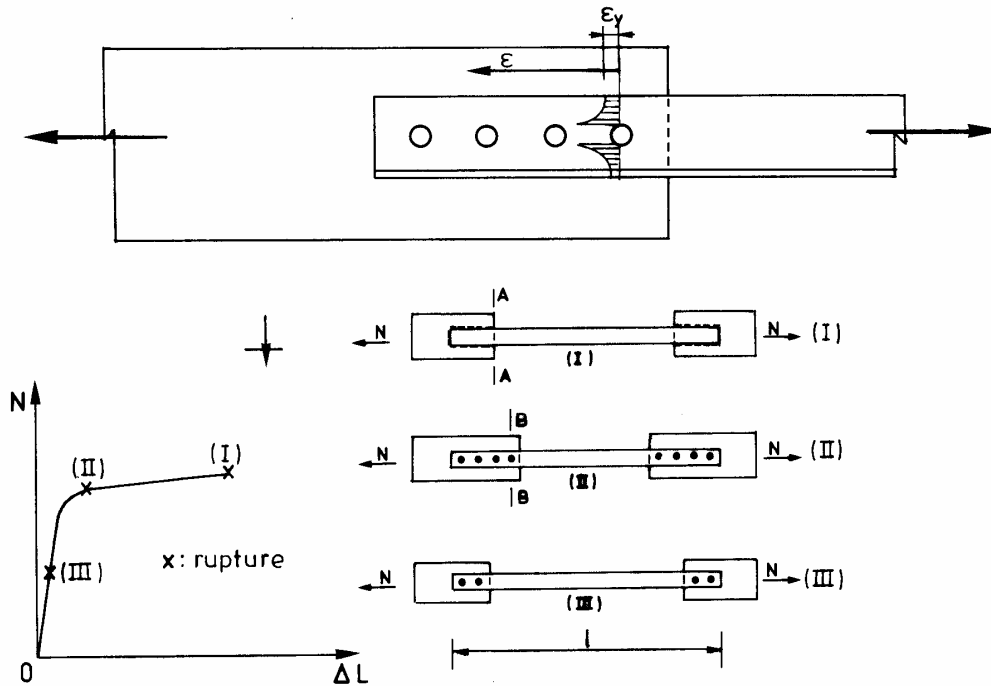


Figure 9.22. Influence de la conception sur la résistance des assemblages.

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.

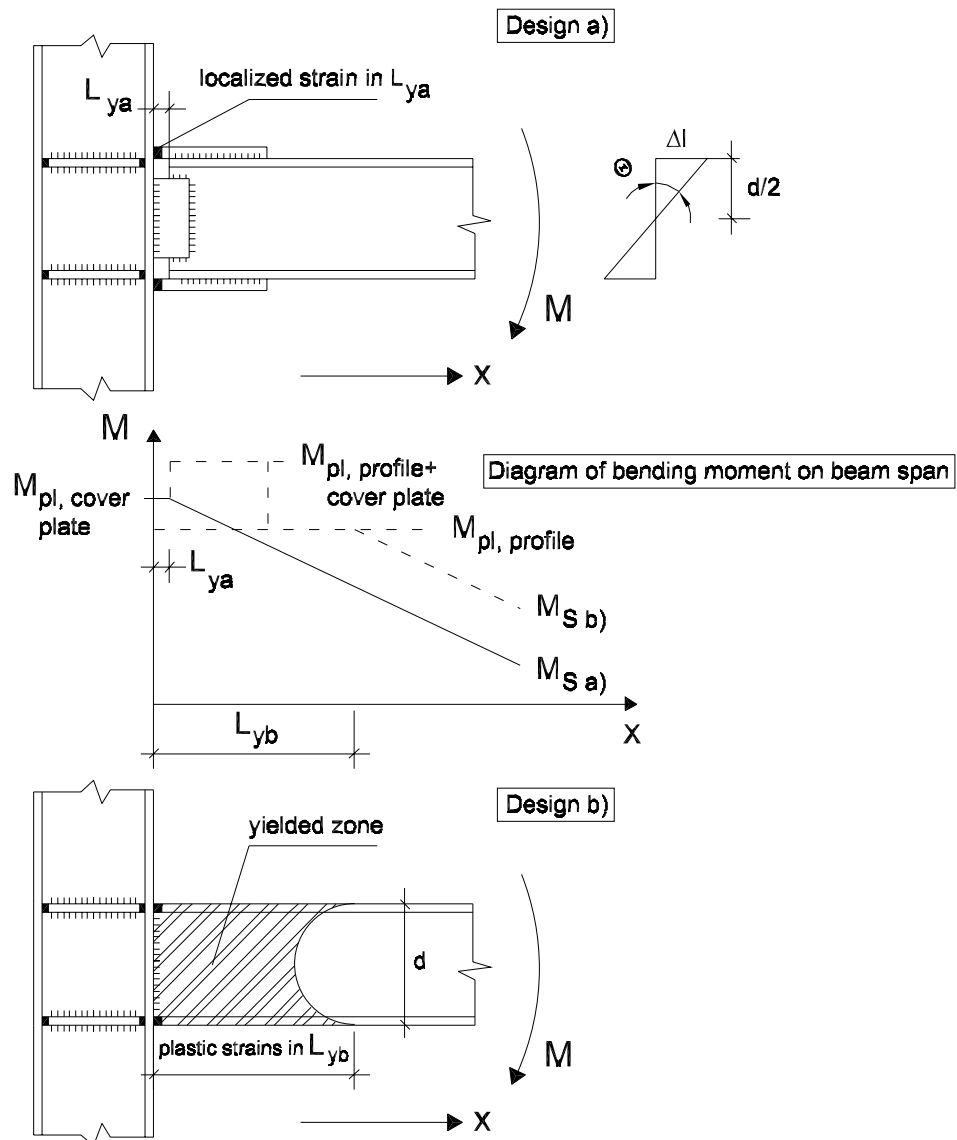


Figure 9.23. Influence de la conception d'assemblage sur la capacité de rotation (d'après Fardis & al, 2005).

Pour la conception a) de la Figure 9.23: $L_{ya} = 10$ mm $\varepsilon_{y, \max} = 2,38 \%$ $\Rightarrow \Delta l = 0,0238 \cdot 10 = 0,238$ mm
 $\theta = 0,238 / (400/2) = 1,2$ mrad (Note : $1,2 \lll 25$ mrad !)

Pour la conception b) de la Figure 9.23: $L_{yb} = 400$ mm $\varepsilon_{y, \max} = 2,38 \%$ $\Rightarrow \Delta l = 9,52$ mm
 $\theta = 9,52 / (400/2) = 47,6$ mrad (Note : $47,6 \gg 35$ 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

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

- 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 l'influence de ces conditions sur les dimensions des assemblages non dissipatifs.

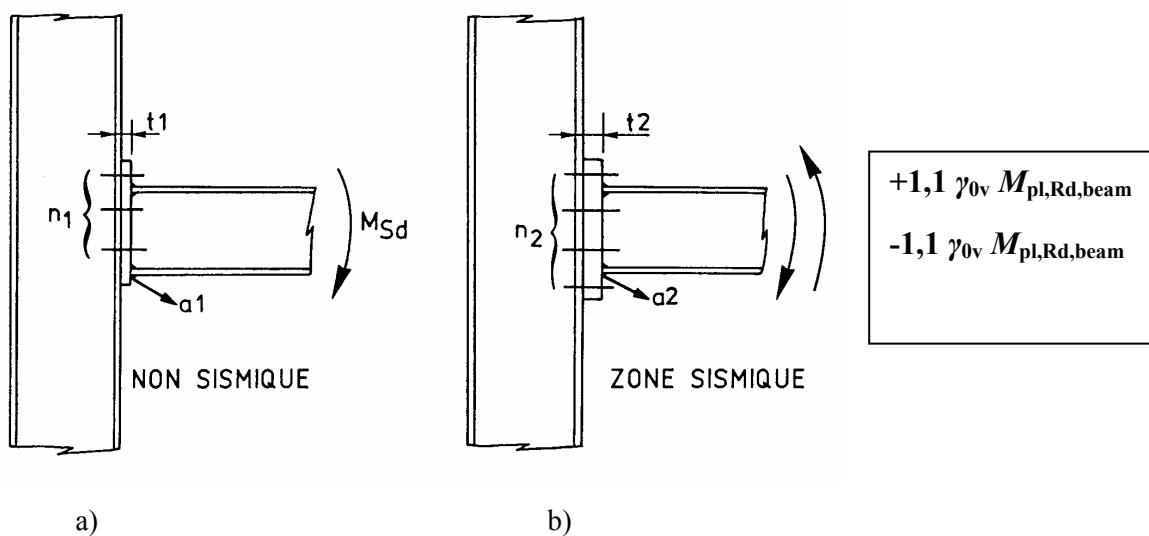


Figure 9.24. Influence des vérifications sismiques sur un assemblage poutre - poteau pleinement résistant.

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 $\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$.

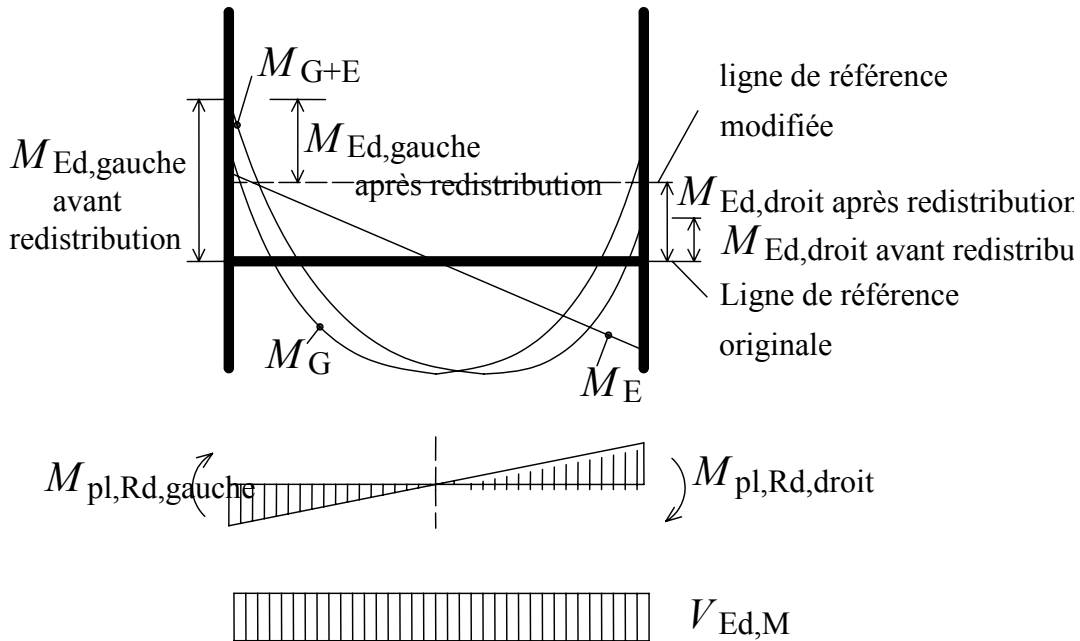


Figure 9.26. Intérêt de la redistribution de moment.

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 ».

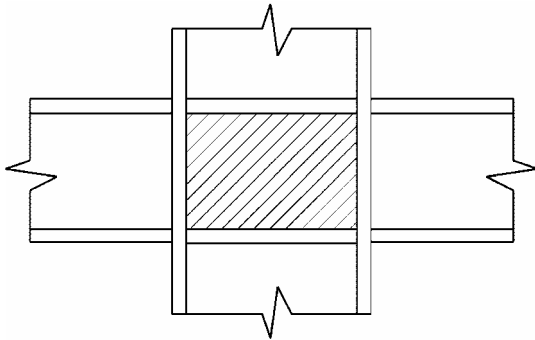


Figure 9.27. Panneau d'âme de poteau « encadré ».

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.

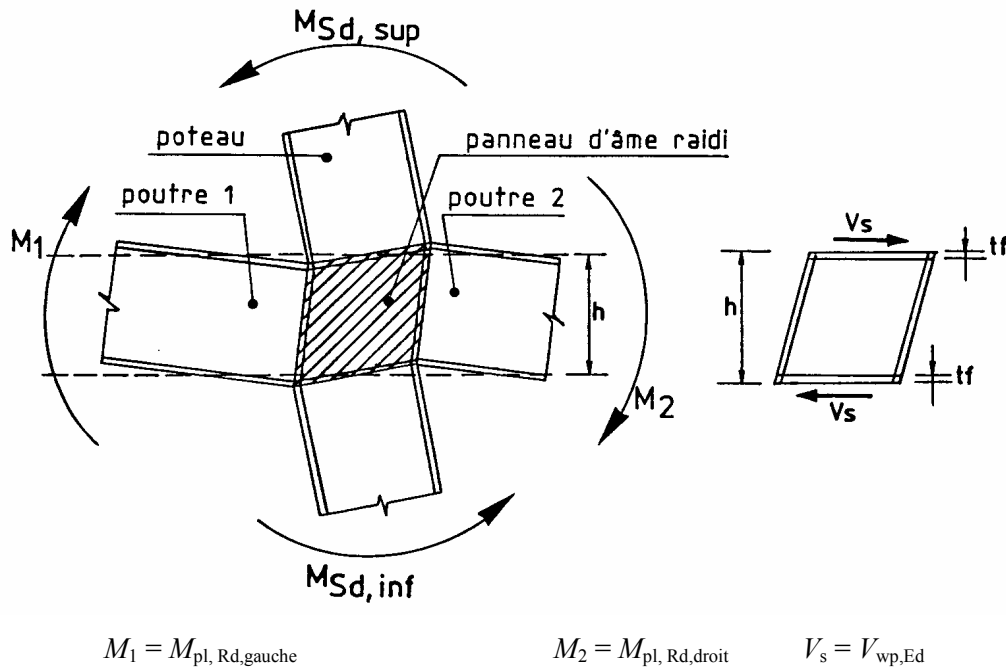


Figure 9.28 . Sollicitation du panneau d'âme raidi d'un poteau.

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.

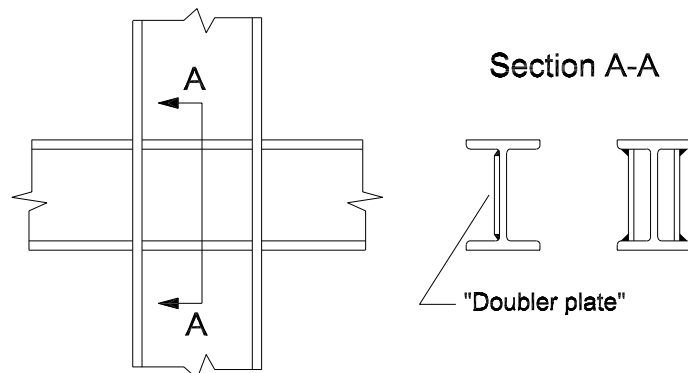


Figure 9.29. Deux options de renfort au cisaillement du panneau d'âme de poteau.

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.

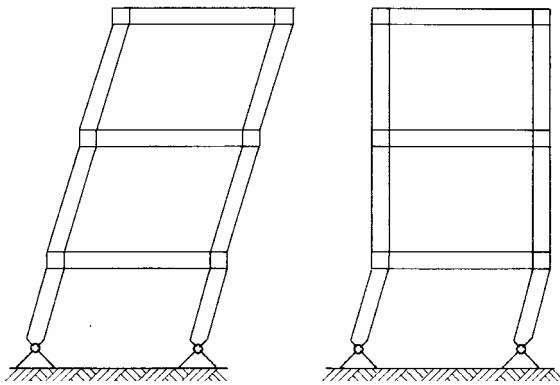


Figure 9.30. Le cisaillement de panneaux donne-t-il un mécanisme global ?

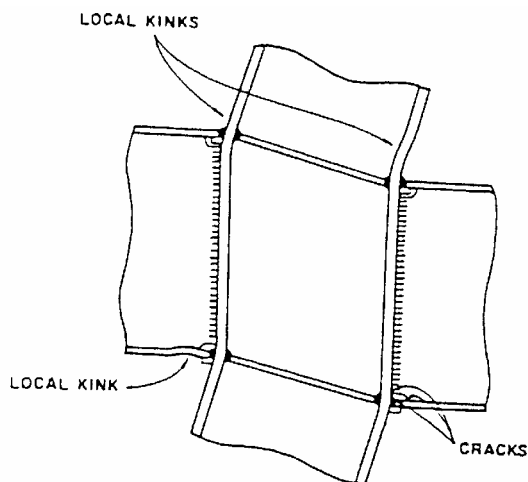


Figure 9.31. La flexion d'aile de poteau résultant de la déformation de cisaillement du panneau d'âme contribue à sur-solliciter les soudures de poutre.

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.

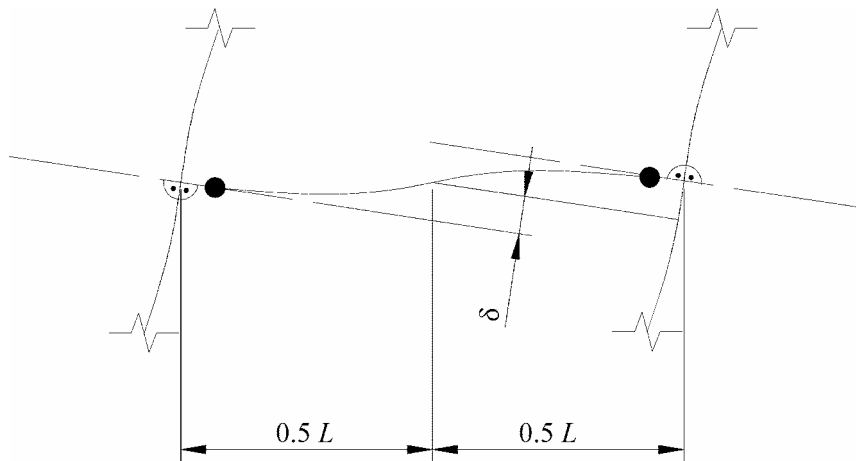


Figure 9.32. Définition de θ_p dans l'Eurocode 8.

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 $M_{pl,flanges} = b_f t_f f_y (d + t_f)$ 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.

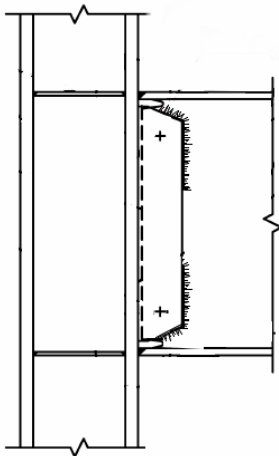


Figure 9.33. Assemblage de poutres où les ailes sont soudées à l'aile du poteau et où l'âme est soudée à un gousset soudé sur l'aile du poteau ; les boulons servent en phase de montage.

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 :

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

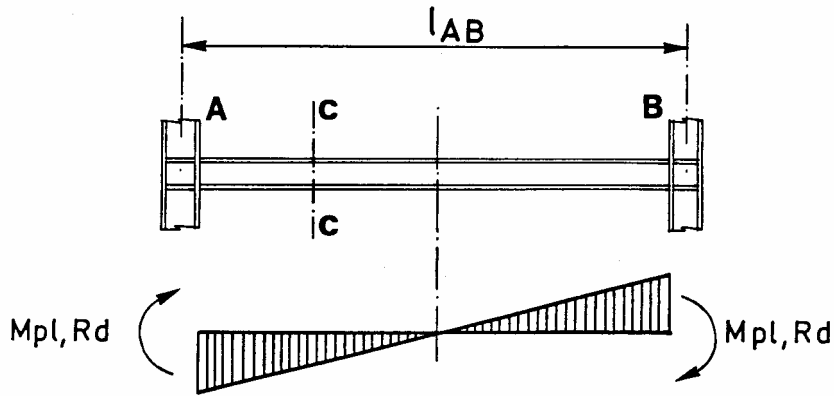


Figure 9.34. Diagramme des moments de flexion à l'ELU sous action sismique horizontale en section courante d'une poutre de portique.

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 raidés 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).

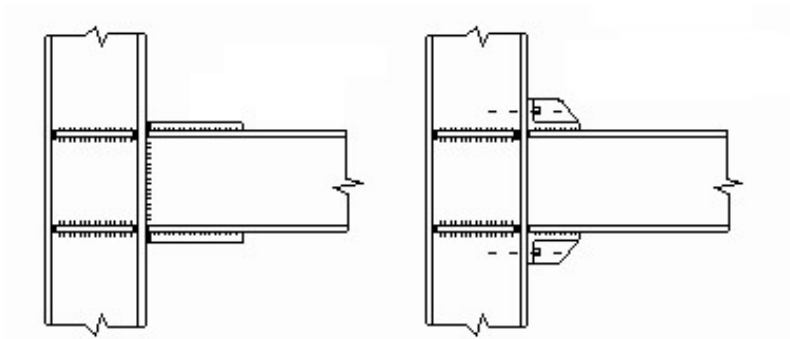


Figure 9.35. Stratégie de renforcement de l'assemblage.

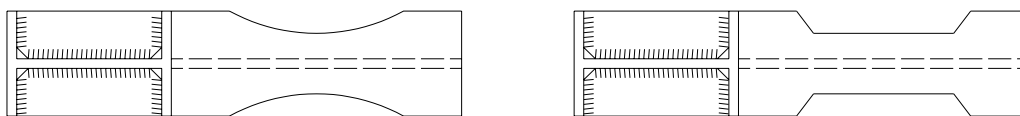


Figure 9.36. Stratégie d'affaiblissement de la poutre par réduction de largeur des ailes.

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:

$$M_{pl,Rd} = 2194.10^3 \times 355 = 778,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 591,4 \text{ kNm}$$

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 :

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

$$H = 17,4 \text{ m} = 17,4.10^3 \text{ mm} \text{ et } W_e = 11599 V_u \Psi$$

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

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

$$M_{pl, \text{ poteau, axe faible}} = 693.10^6 \text{ Nmm} \quad M_{pl, \text{ poteau, axe fort}} = 1674.10^6 \text{ Nmm} \quad M_{pl, \text{ poutre}} = 778.10^6 \text{ Nmm}$$

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

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

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

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).

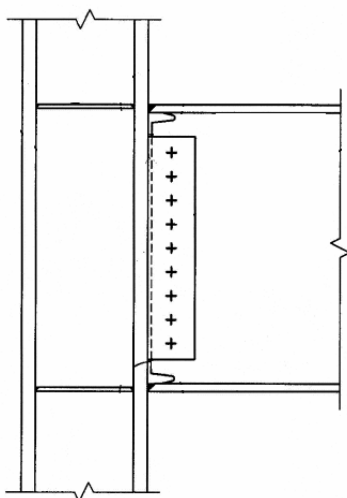


Figure 9.37.a. Type d'assemblage de poutre – poteau peu ductile et peu recommandé: les ailes sont soudées alors que l'âme est boulonnée.

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.

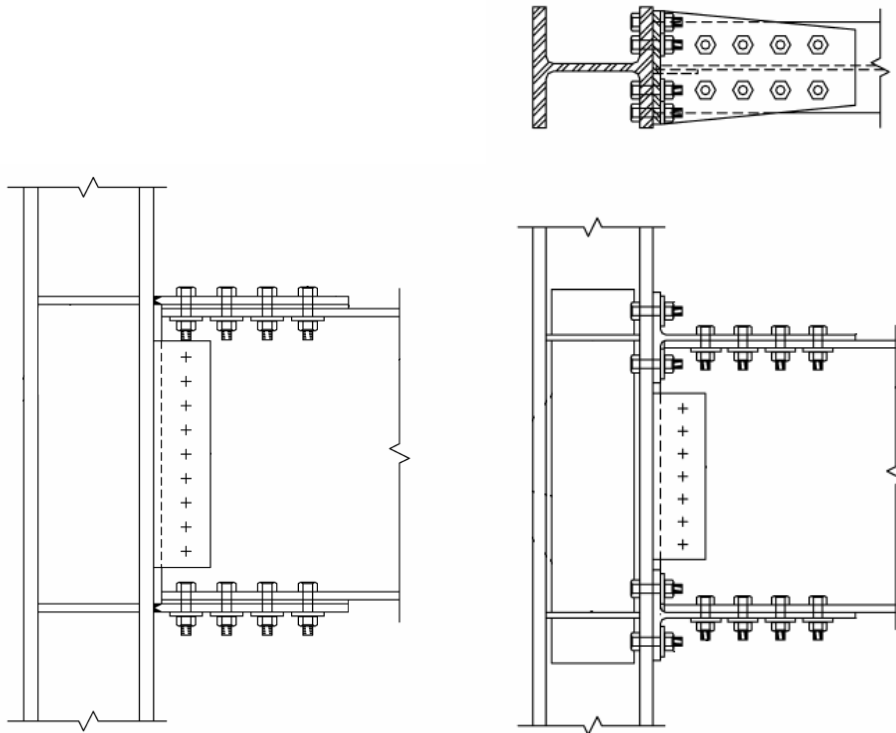


Figure 9.37.b. Ailes boulonnées ; âme boulonnée à un gousset soudé à l'aile du poteau. A gauche : assemblages avec des plats. A droite : assemblages avec deux T.

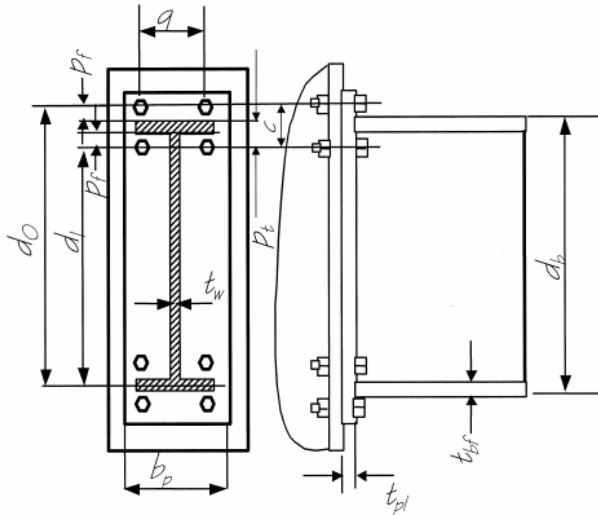


Figure 9.37.c. Assemblage par platines d'à bout non raidies soudées à la poutre et boulonnées à l'aile du poteau par 4 rangées de boulons.

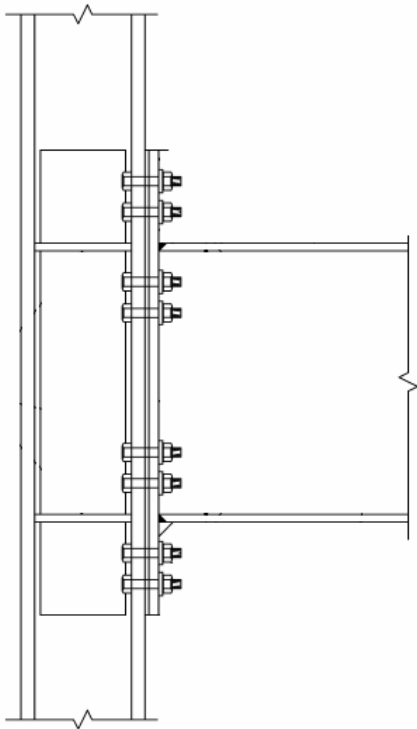


Figure 9.37.d. Assemblage par platines d'à bout raidies soudées à la poutre et boulonnées à l'aile du poteau par 8 rangées de boulons.

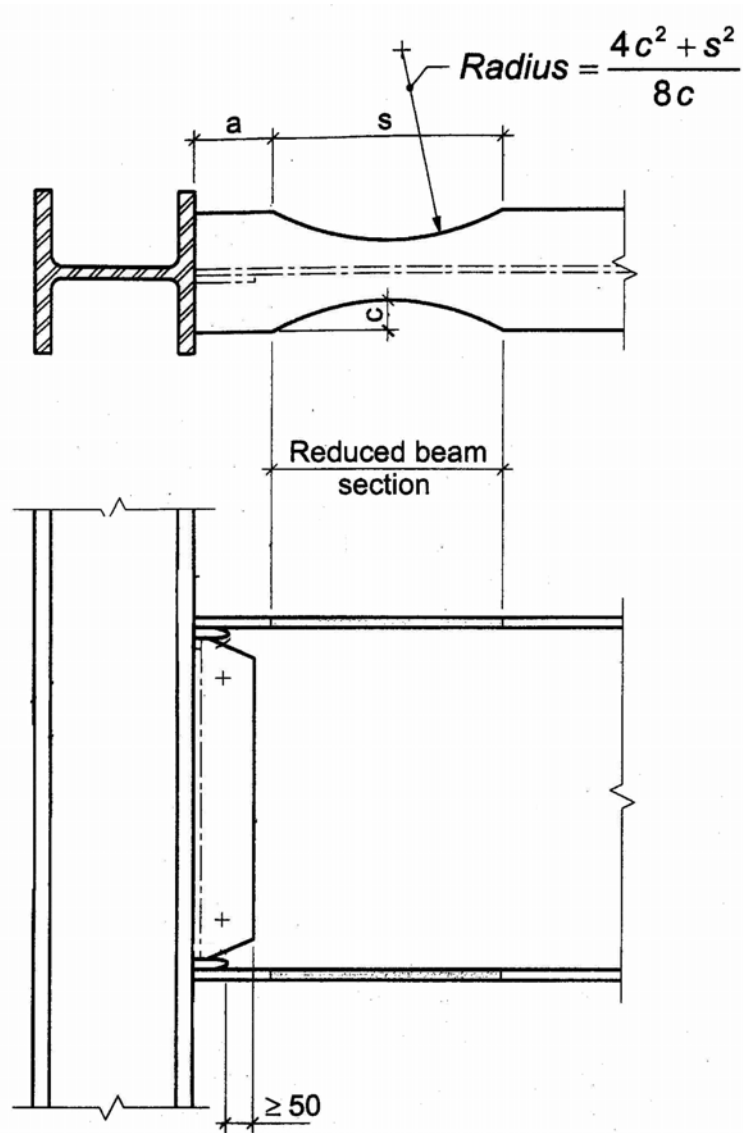


Figure 9.37.e. Poutre avec réduction de section « dogbone » (os de chien, vu sa forme) ou « RBS » (Reduced Beam Section). Ailes soudées, âme soudée à un gousset soudé à la semelle du poteau.

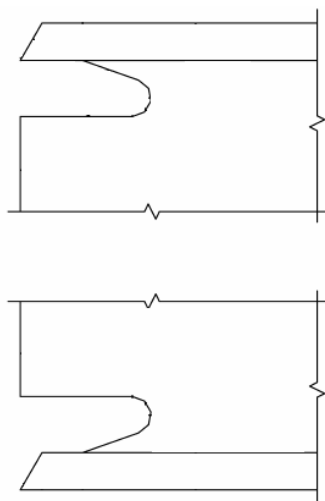


Figure 9.37.f. Détail des lunules suivant FEMA 350 [7].

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} .

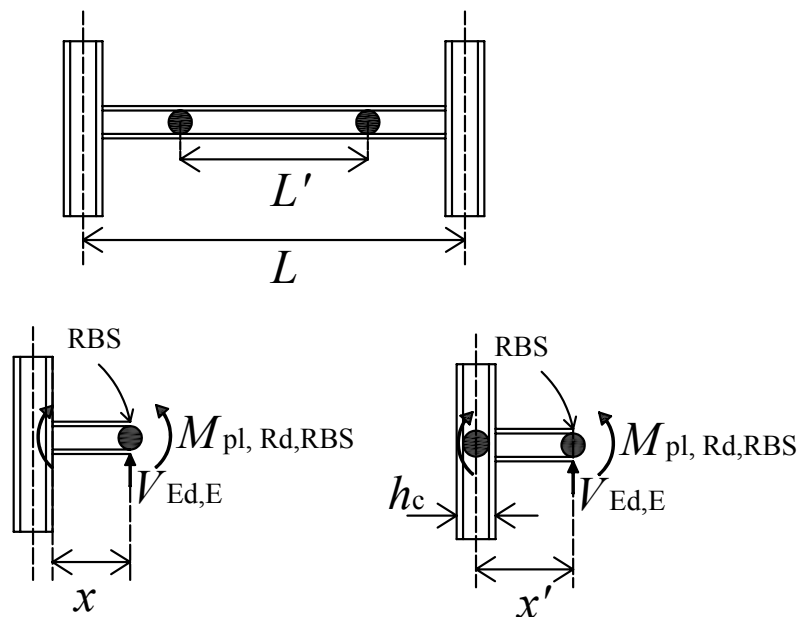


Figure 9.38. Calcul du moment et de l'effort tranchant de calcul dans l'assemblage au voisinage d'une réduction de section de poutre.

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.

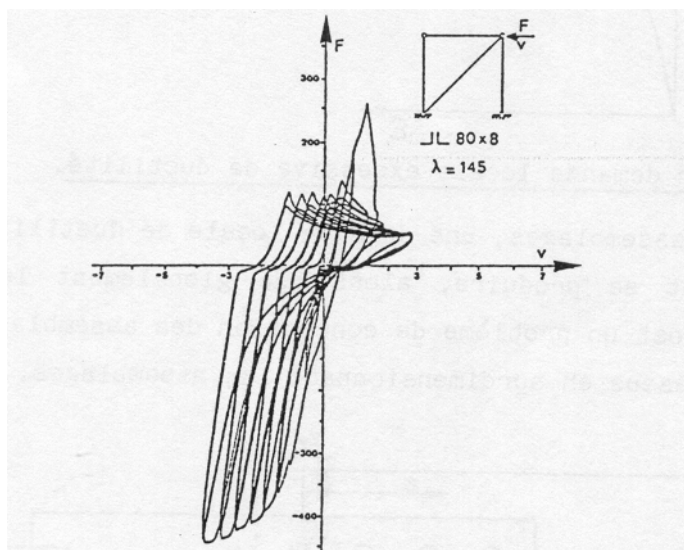


Figure 9.39. Comportement d'une maille triangulée sous action cyclique alternée.

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.

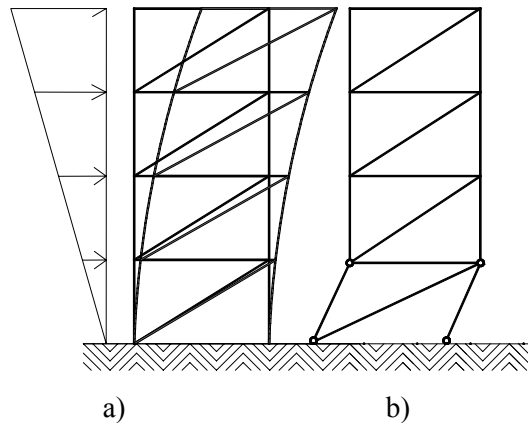


Figure 9.40

- 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.

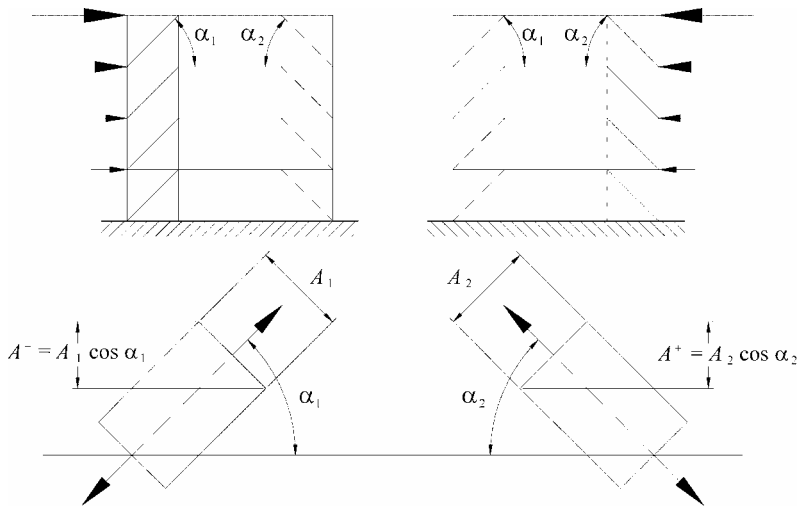


Figure 9.41. Symétrie des contreventements.

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'élanement 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_{init} 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_{init} 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 .

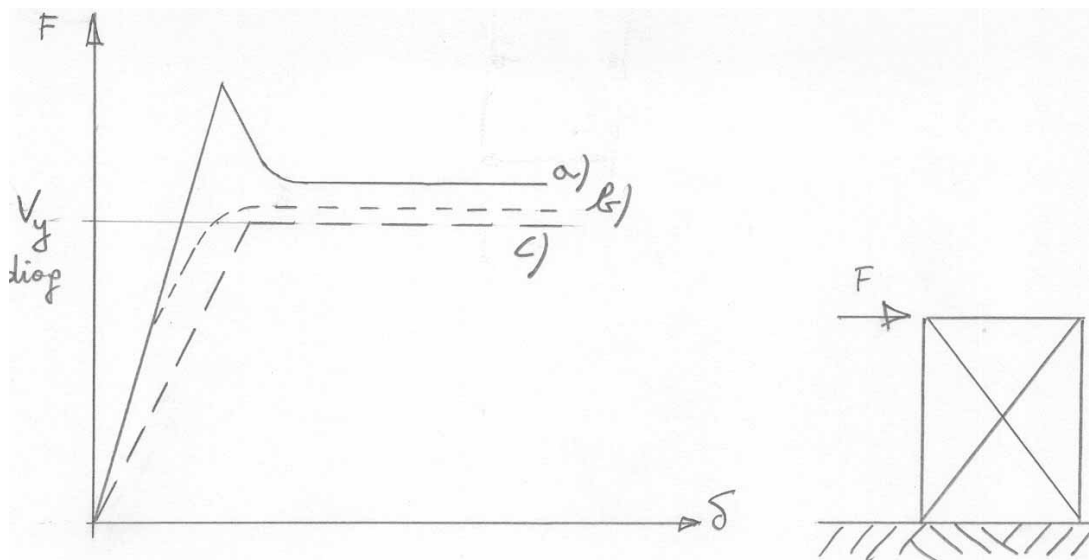


Figure 9.42. Lois de comportement Force F – Déplacement δ d'une maille avec triangulation à barres centrées a) ne respectant pas la condition $\bar{\lambda} \geq 1,3$ b) respectant cette condition c) du modèle de calcul de l'Eurocode 8.

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+1, 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 $N_{\text{pl,Rd}}$.

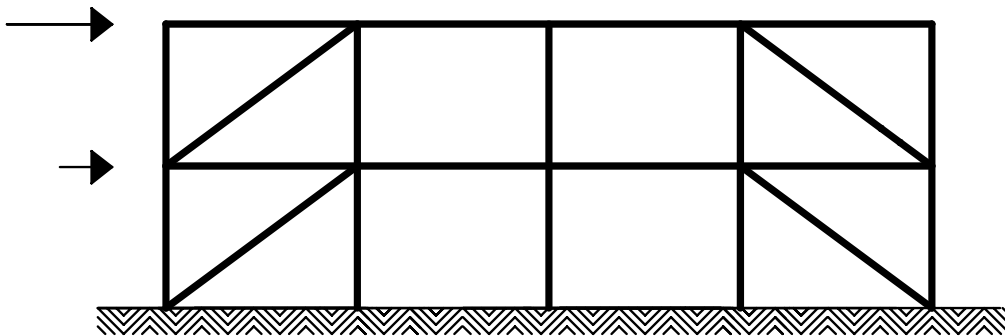


Figure 9.43. Ossature à triangulation à barres centrées où les diagonales sont découplées.

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.

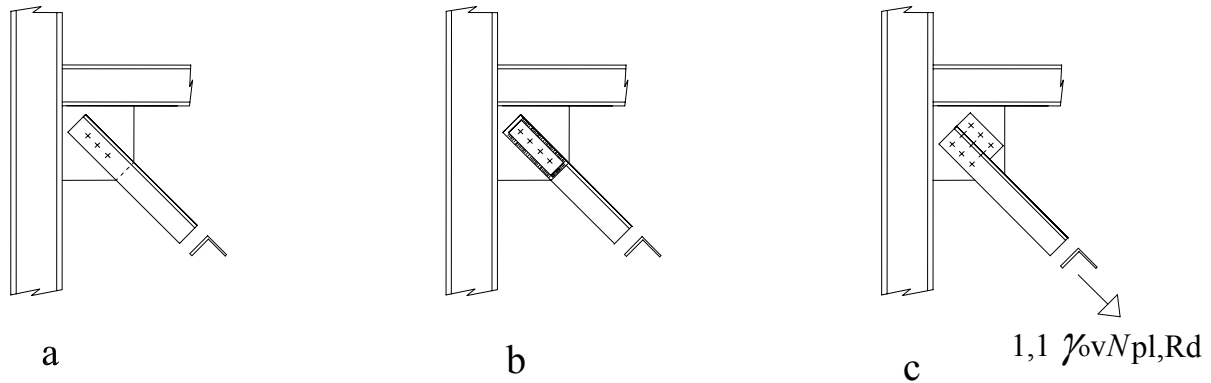


Figure 9.44. Assemblages boulonnés a) classiques et b)c) sur-résistants de diagonales dissipatives.

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) :

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

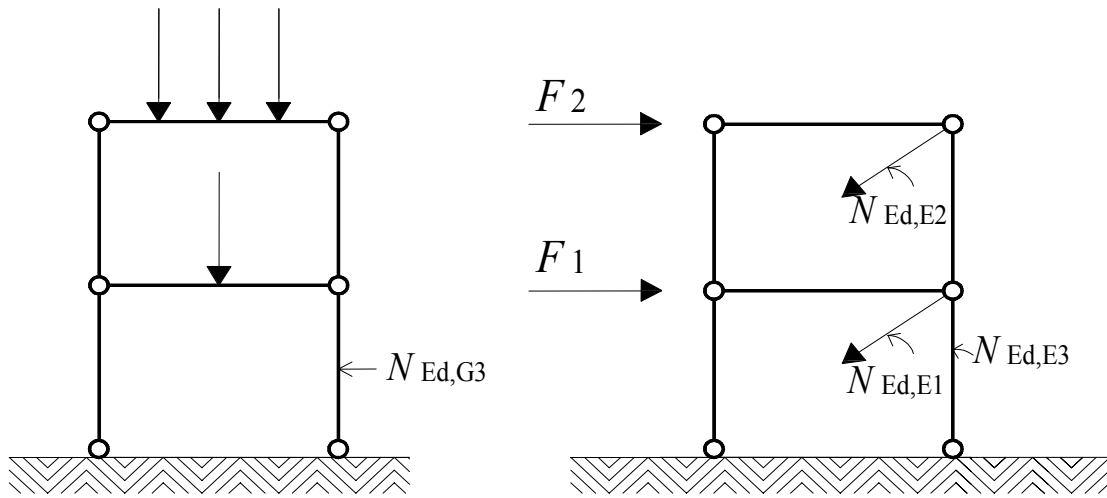
Cette relation correspond à la logique du dimensionnement capacitif expliquée en 9.9.

$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ 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, due 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'élançement 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.

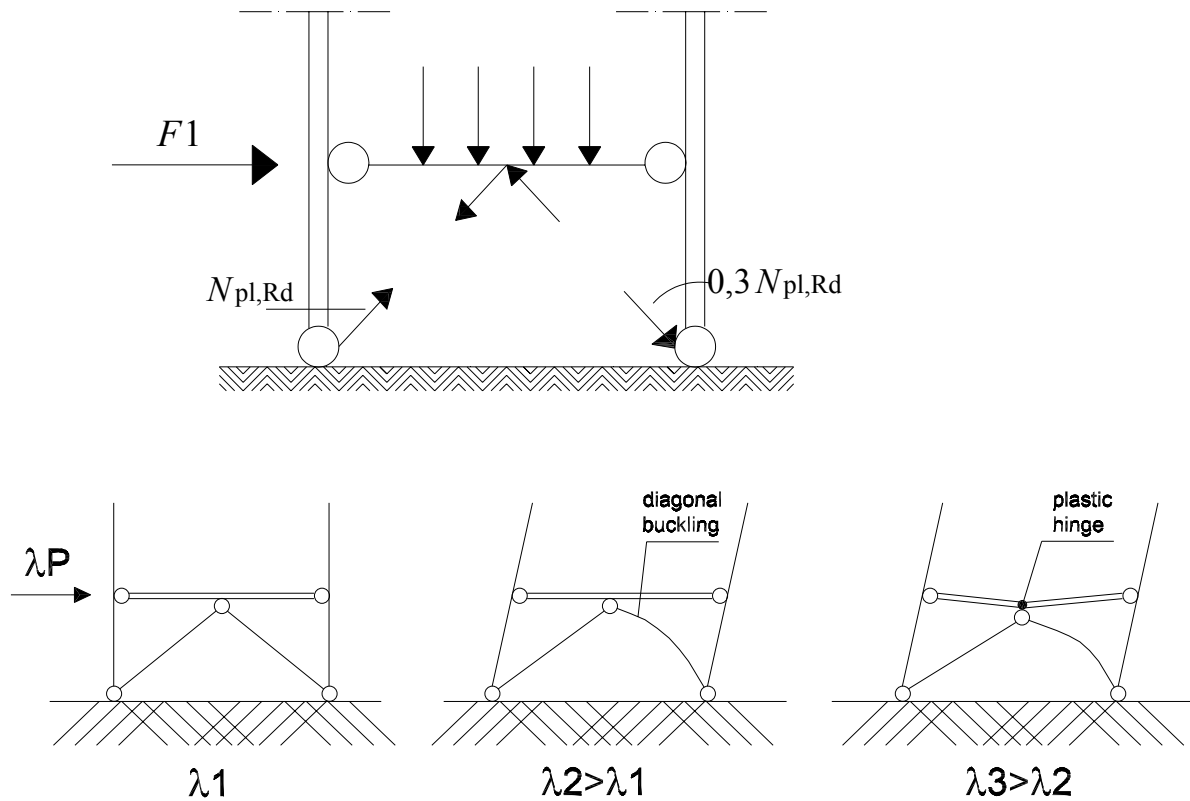


Figure 9.46. Haut : sollicitations d'une poutre par les diagonales dans une triangulation en V inversé. Bas : comportement d'une triangulation en V inversé soumise à poussée progressive λP dimensionnée suivant les indications de l'Eurocode 8.

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.

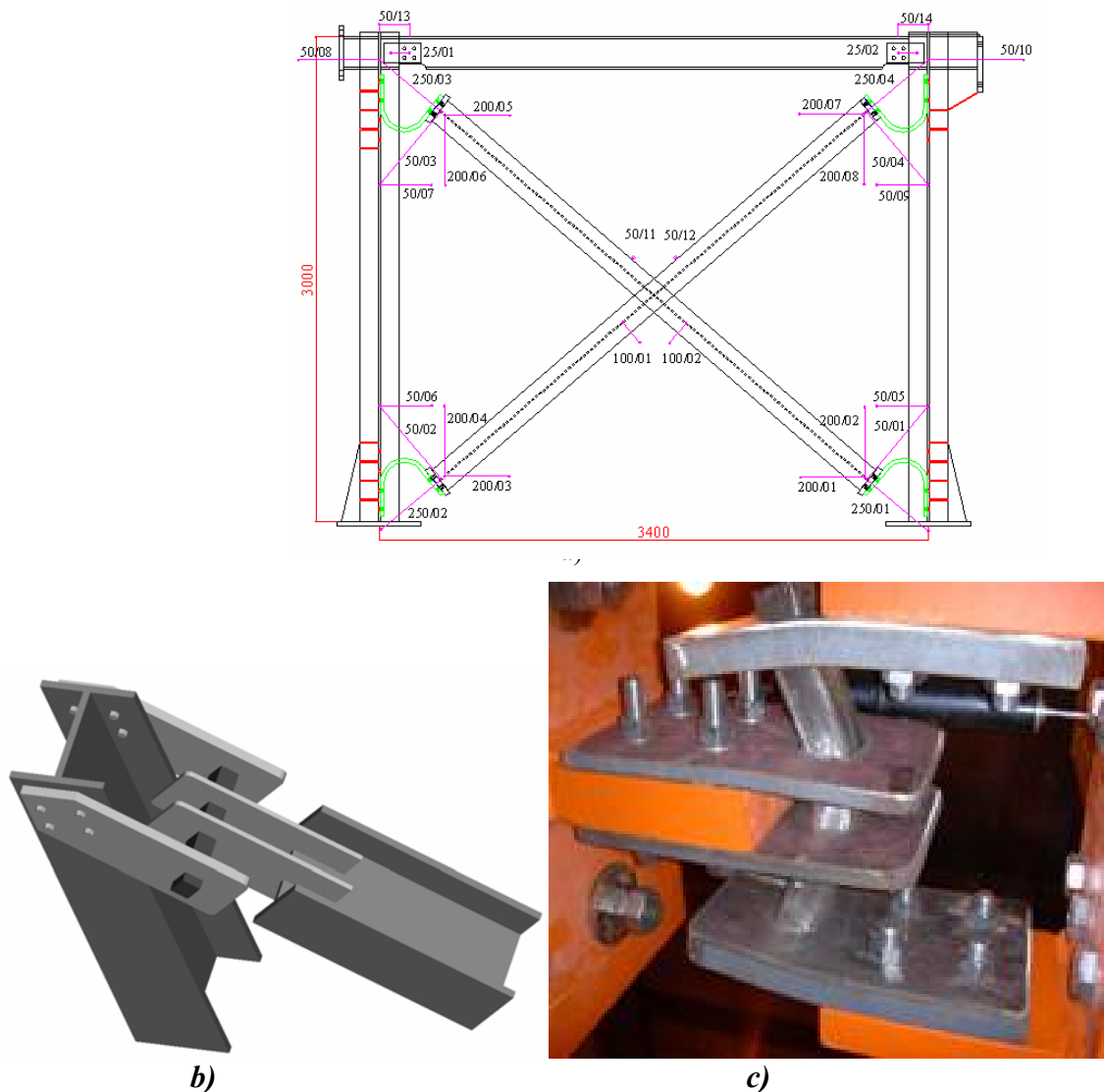


Figure 9.47. Assemblages dissipatifs développés dans le projet INERD.

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 $\cos\alpha = l / (l^2 + h^2)^{1/2}$

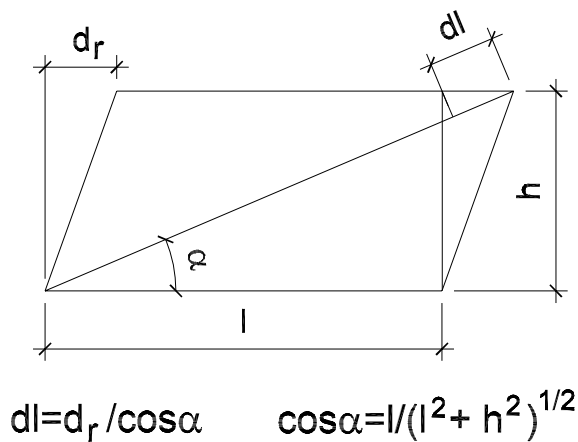


Figure 9.48. Maille triangulée déformée.

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 de sur résistance des assemblages dissipatifs sur la hauteur de l'ossature. $\Omega_i = R_{pl,Rd,i} / N_{Ed,Ei}$. 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.

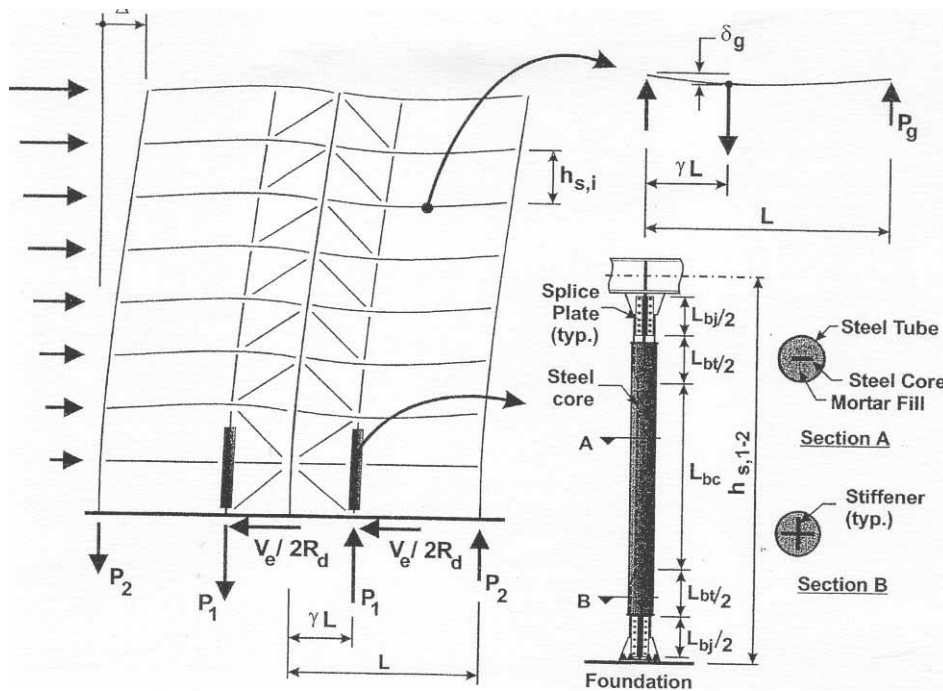


Figure 9.49. Conception nouvelle: barres résistant au flambement.

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.

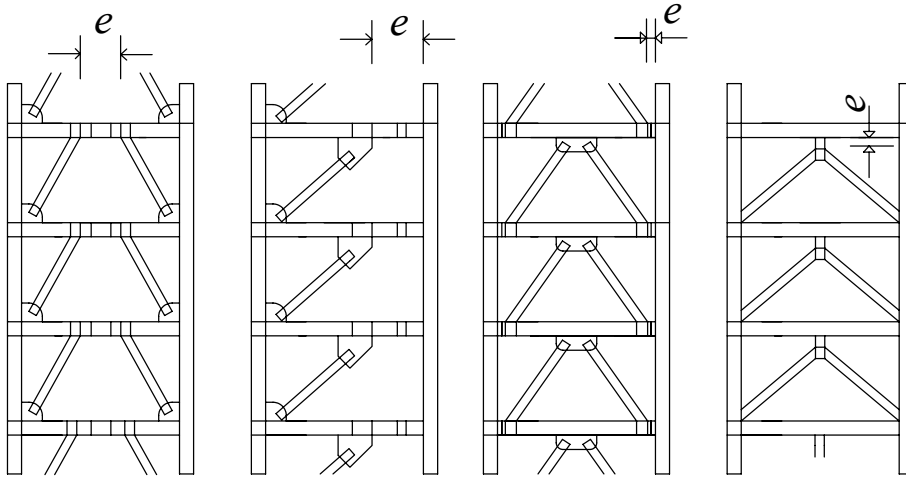


Figure 9.50. Exemples de triangulations excentrées; e est la longueur du « tronçon d'excentrement ».

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'écroutissage 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 :

$$V_{Ed} \leq V_{p,link} \quad M_{Ed} \leq M_{p,link}$$

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

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

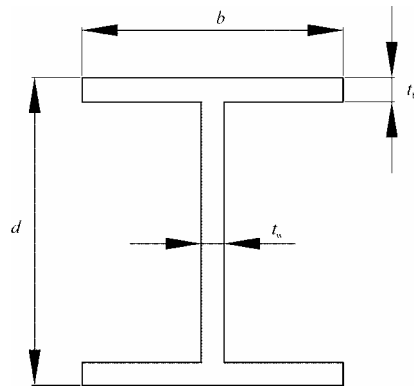


Figure 9.51. Symboles pour les dimensions de profils H ou I.

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.

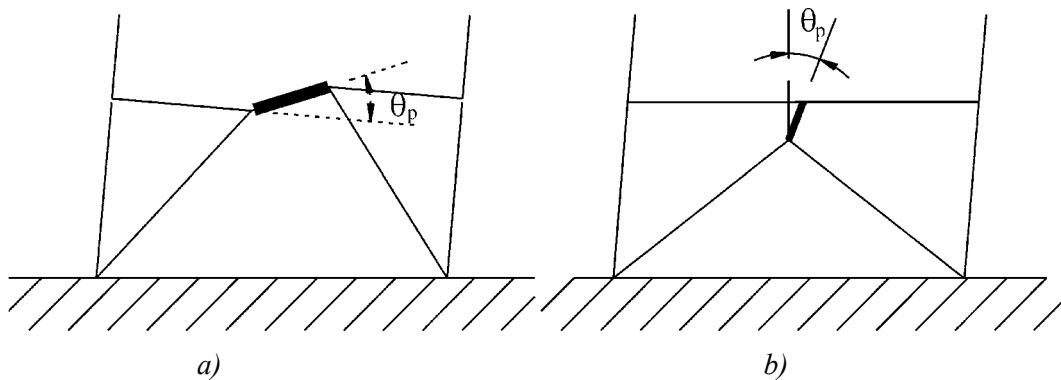


Figure 9.52. Exemples de topologie d'ossature où les moments de flexion sont : a) égaux aux extrémités du tronçon d'excentrement. b) différents aux extrémités du tronçon d'excentrement.

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 $M-V$.

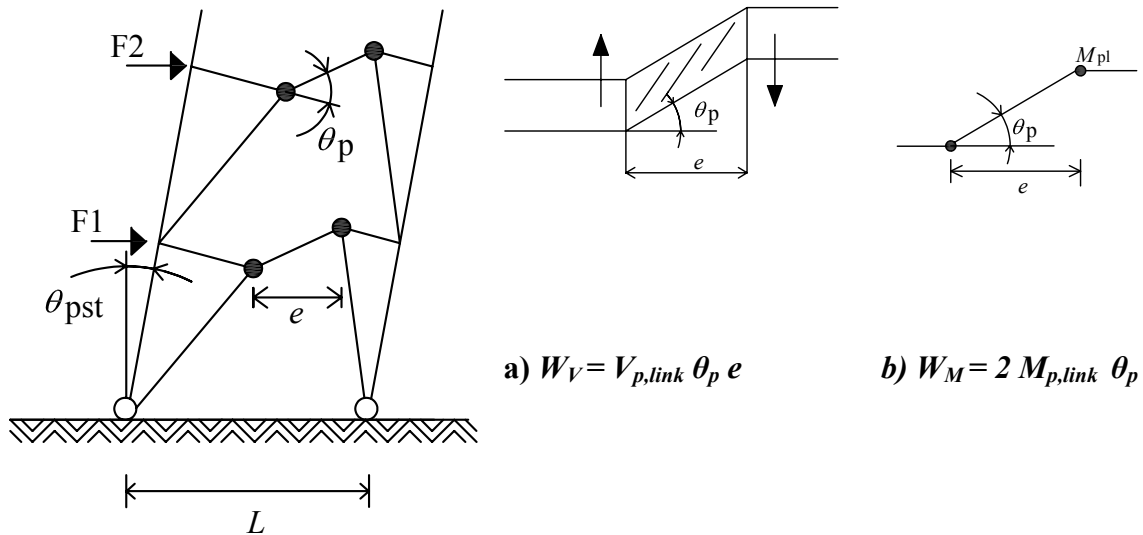


Figure 9.53. Travail de déformation plastique dans des mécanismes plastique en cisaillement et en flexion.

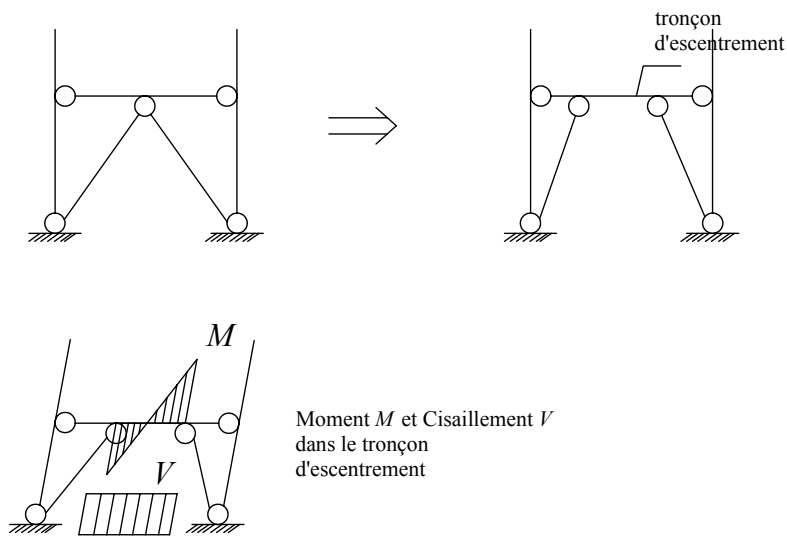


Figure 9.54. Diagramme de M et V symétriques dans un tronçon d'excentrement.

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:

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

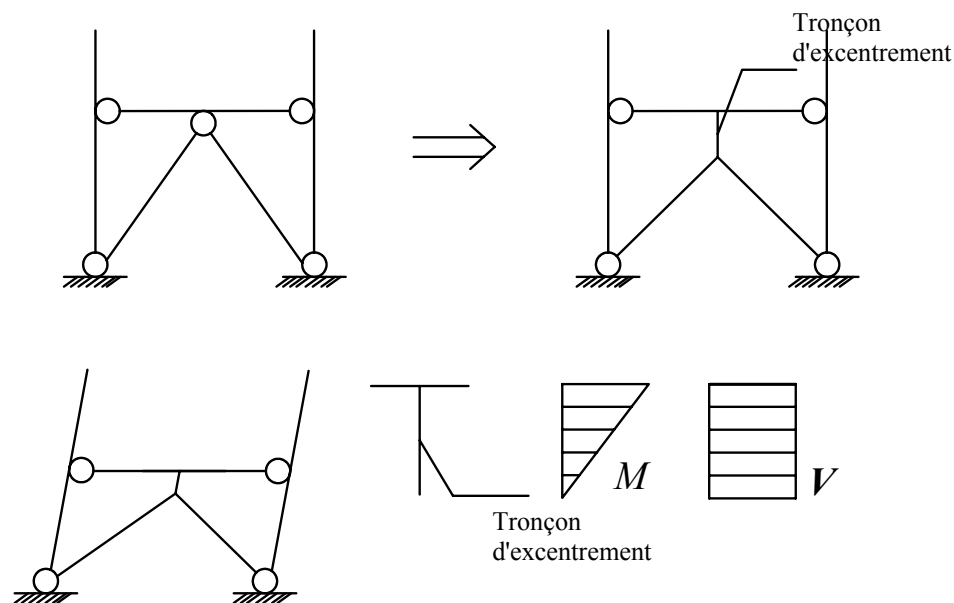


Figure 9.55. Exemple de diagramme de moment dissymétrique (l'assemblage en partie inférieure du tronçon d'excentrement est une rotule).

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 $M-N$:

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

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

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.

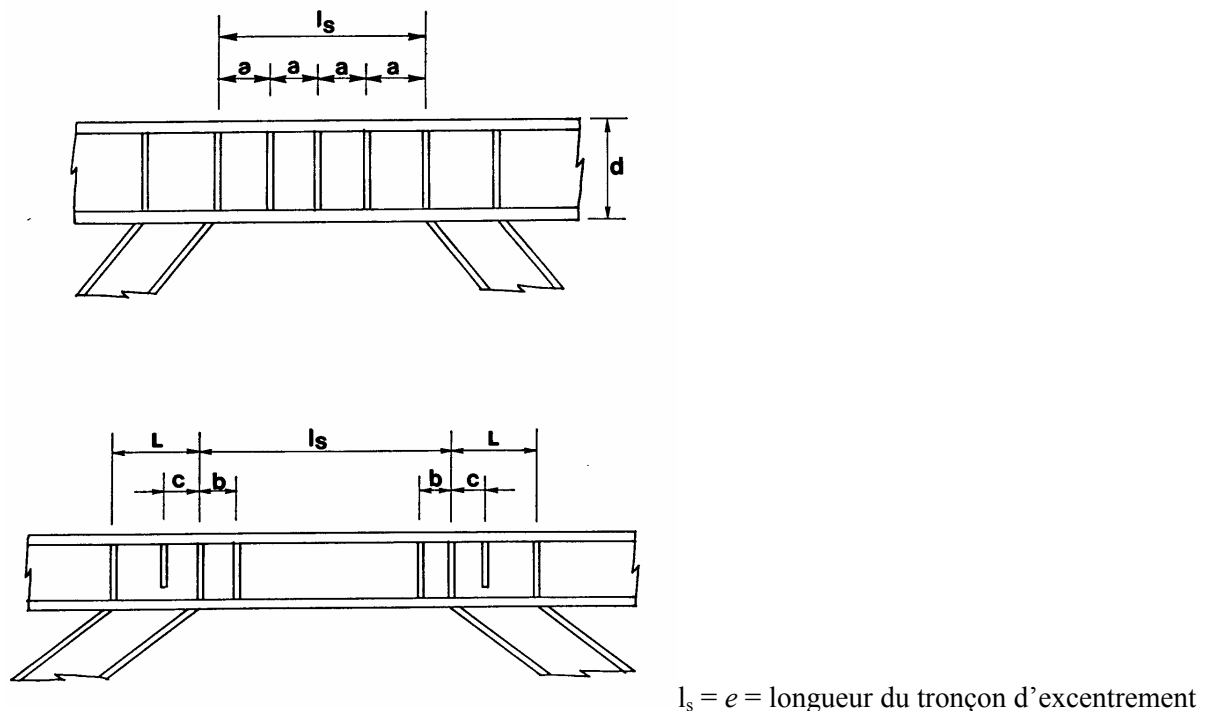


Figure 9.56. Raidissage de lien actif : cisailé (en haut) ou fléchi (en bas).

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.

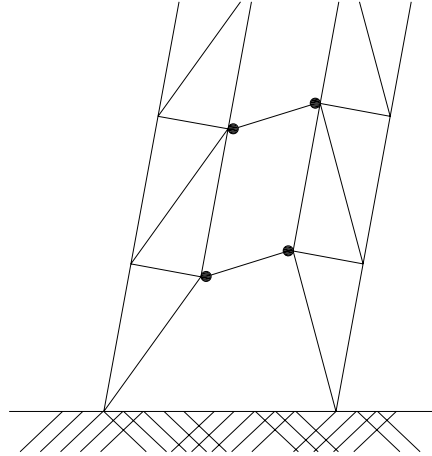


Figure 9.57. Exemple de topologie favorisant la formation simultanée de toutes les plastifications.

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.

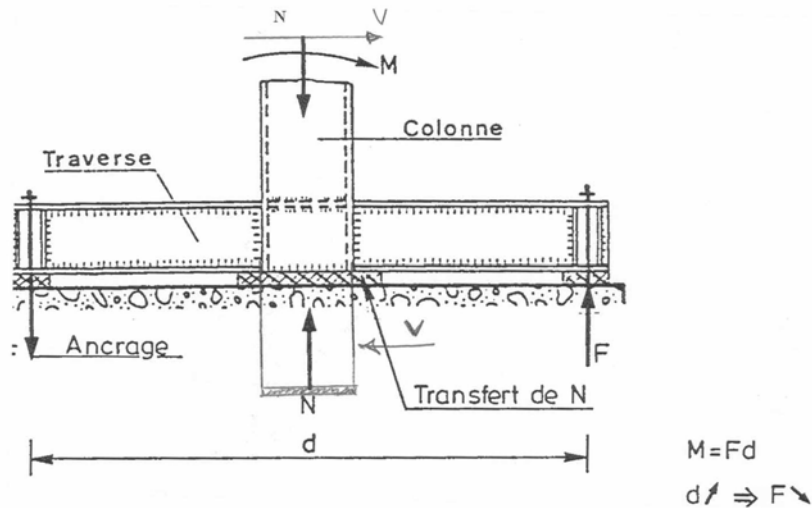


Figure 9.58. Une possibilité de liaison en base des poteaux encastrés réduisant les tractions dans les ancrages.

- 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.

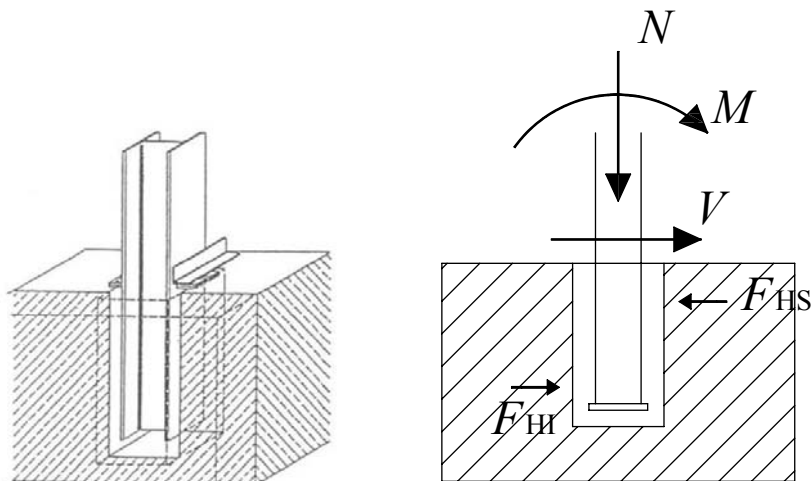


Figure 9.59. Fondation en fourreau supprimant la nécessité d'ancrages pour la reprise de M en pied de poteau.

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.

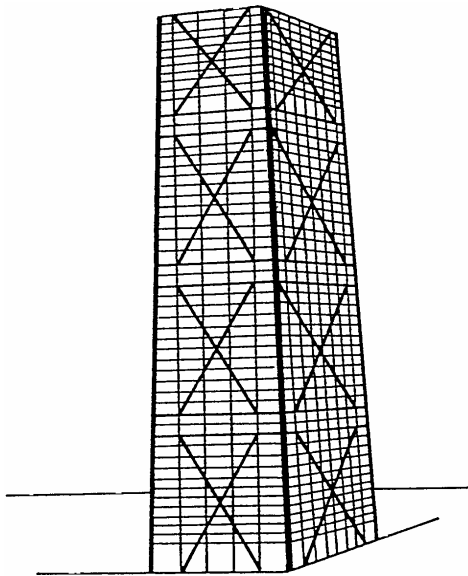


Figure 9.60. Structure de type Derrick.

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.

Chapitre 10. Bâtiments en béton armé.

10.1. Introduction

L'effondrement de nombreuses structures en béton armé soumises à séisme (El Asnam 1983, Mexico 1987, Arménie 1989, Turquie 1999, Grèce 2000, Algérie 2003 – Figure 10.1) semble accrédi-ter l'idée commune d'un matériau mal adapté à une dissipation d'énergie dans le domaine plastique.

C'est une vision simpliste des choses : le béton armé peut être ductile si on respecte des règles favorisant l'existence de comportements dissipatifs locaux et globaux.



Figure 10.1. Effet du séisme de Boumerdes (Algérie, 2003).

10.2. Phénomène local ductile permettant le développement de zones dissipatives

Il n'existe qu'un **seul mécanisme local ductile** utilisable en béton armé : la **flexion plastique**.

Elle est obtenue en créant des conditions convenables de section et de matériaux favorisant les 2 phénomènes ductiles disponibles au niveau des matériaux :

- La plastification de l'acier en traction
- La déformation plastique du béton comprimé

L'acier des barres à béton des classes B et C de l'Eurocode 2 (voir Tableau ci-dessous), qui sont prescrites dans les applications sismiques, est un matériau ductile dont l'allongement $\varepsilon_{u,k}$ correspondant à la résistance à la rupture est supérieur à 5%, soit $50 \cdot 10^{-3}$ (classe B) ou 7,5% (classe

C). Comme l'allongement à la limite élastique ε_y est de l'ordre de $500 / 200.000 = 2,5 \cdot 10^{-3}$, la ductilité du matériau $\varepsilon_{s,max} / \varepsilon_y$ est donc au minimum de l'ordre de 20.

Tableau 10.1. Définition des classes d'armature dans l'Eurocode 2.

Product form	Bars and de-coiled rods			Wire Fabrics			Requirement or quantile value (%)
	A	B	C	A	B	C	
Class	A	B	C	A	B	C	-
Characteristic yield strength f_{yk} or $f_{0,2k}$ (MPa)	400 to 600						5,0
Minimum value of $k = (f_t/f_y)_k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10,0
Characteristic strain at maximum force, ε_{uk} (%)	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10,0
Bendability	Bend/Rebend test			-			
Shear strength	-			0,3 A f_{yk} (A is area of wire)			Minimum
Maximum deviation from nominal mass (individual bar or wire) (%)	Nominal bar size (mm) ≤ 8 > 8			$\pm 6,0$ $\pm 4,5$			5,0

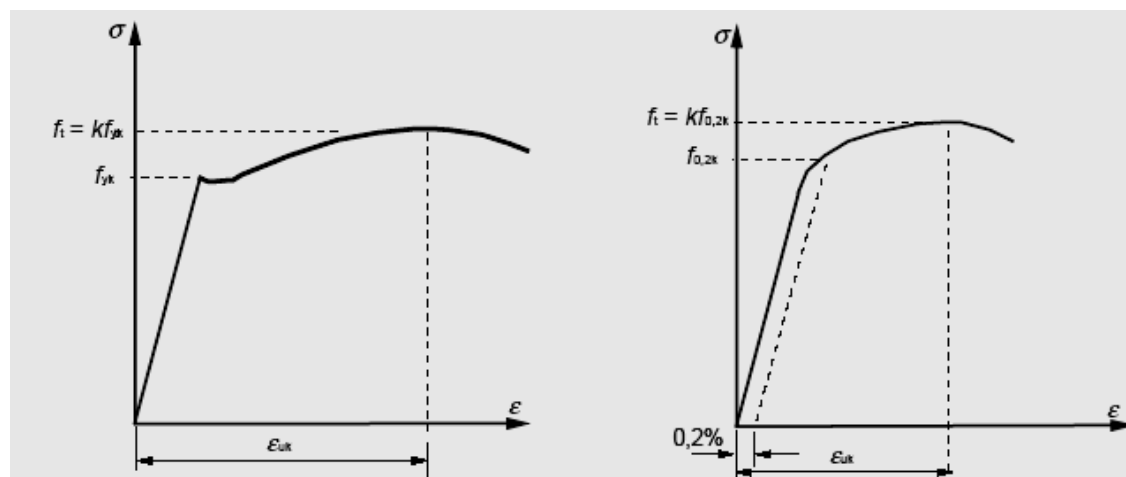


Figure 10.2. Diagrammes contrainte-déformation des aciers à béton.

A gauche, fabriqué à chaud. A droite, fabriqué à froid.

Le béton non armé possède une capacité de déformation proportionnelle (accourcissement) à rupture ε_{cu2} très limitée, de l'ordre de $3,5 \cdot 10^{-3}$. Cette valeur est 14 fois plus petite que la déformation $\varepsilon_{u,k}$ minimale de l'armature ($50 \cdot 10^{-3}$). La déformation à rupture ε_{cu2} est de l'ordre de 2 fois le raccourcissement élastique maximum ε_{e2} du béton et la ductilité du matériau est donc de l'ordre de 2 seulement, soit 20 fois moins que celle de l'armature.

ε_{cu2} peut être relevé par un facteur de l'ordre de 2 à 4 si le béton est bien confiné par une armature transversale, circonstance qui augmente aussi sa résistance. L'armature de confinement empêche l'expansion transversale du béton (effet Poisson) ; elle est soumise à une pression perpendiculaire à la

surface, qui la met en traction (de type « circonférentielle »). La Figure 10.3 montre le relèvement de la déformation à rupture ε_{cu2} et de la résistance par un confinement: f_{ck} devient $f_{ck,c}$ et ε_{cu2} devient $\varepsilon_{cu2,c}$. L'Eurocode 2 donne :

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,125 + 2,5 \sigma_2 / f_{ck}) \quad (\text{pour } \sigma_2 > 0,05 f_{ck})$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} (f_{ck,c} / f_{ck})^2 \quad \varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \sigma_2 / f_{ck}$$

Dans ces relations, $\sigma_2 (= \sigma_3)$ est la contrainte de compression latérale effective due au confinement.

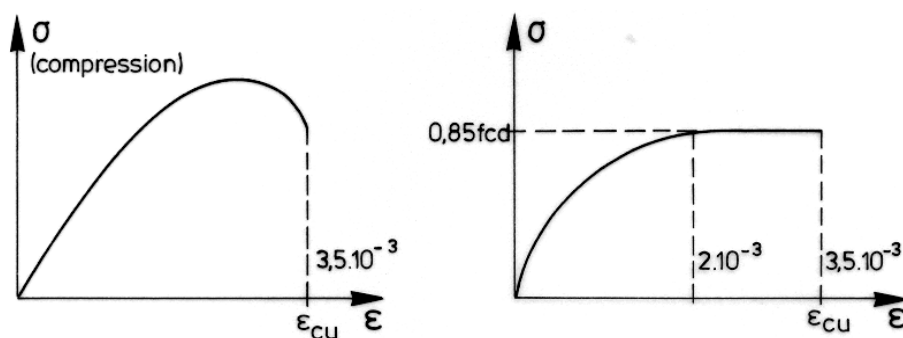
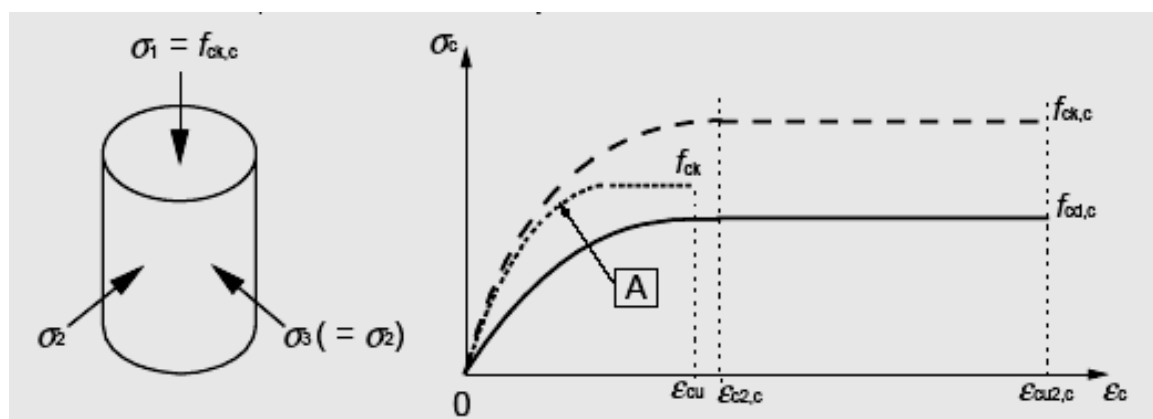


Diagramme contrainte- déformation du béton. A gauche: réel. A droite : conventionnel.



A: f_{ck} , non confiné ; $f_{cd} = f_{ck}/1,5$

Figure 10.3. Effet positif du confinement sur la résistance et la ductilité.

Diagrammes σ - ε conventionnels.

La ductilité du béton est alors de l'ordre de 4 ou plus, mais seulement dans la zone intérieure au confinement ; la zone extérieure à l'armature transversale se désagrège en cas de déformation importante. La déformation à rupture $\varepsilon_{cu2,c}$ du béton confiné peut être estimée en fonction de l'armature transversale, caractérisée par $\alpha \omega_{wd}$: $\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \sigma_2 / f_{ck} = 0,0035 + 0,1 \alpha \omega_{wd}$ ω_{wd} est le rapport mécanique en volume des armatures de confinement dans les zones critiques et α est un coefficient d'efficacité du confinement. On définit ces paramètres en 10.8.4. La Figure 10.13 montre des armatures de confinement. Compte tenu de leur rôle de reprise de traction « circonférentielle, il est obligatoire que les armatures de confinement constitue des boucles fermées et

donc que l'ancrage de ces armatures soit soignés : des crochets recourbés à 135° terminés par une portion droite de longueur 10Φ constituent l'ancrage nécessaire pour que l'armature de confinement ne s'ouvre pas. Ce type d'armature transversale est imposé par l'Eurocode 8 dans les zones dissipatives (dites aussi « critiques »). Les armatures de confinement servent aussi à empêcher le flambement des armatures en zone comprimée, ce qui impose une entre distance s limitée.

10.3 Phénomènes locaux non dissipatifs.

Cisaillement alterné

L'expérience montre que les dégradations dues au cisaillement alterné de poutres ou poteaux rendent les structures inutilisables ou causent leur effondrement. Les zones dégradées par cisaillement alterné ont un aspect en "diabolo". Figure 10.4. Ces dégradations résultent de fissurations inclinées alternées (à 45° en cas de cisaillement pur) générées par l'alternance des mouvements de la structure. Cet ensemble de fissures croisées transforme le matériau béton en un amas de pierres disjointes, ce qui entraîne une perte totale de résistance et de raideur tant axiale que flexionnelle de l'élément structural. On empêche la ruine des sections par cisaillement en les surdimensionnant selon le principe du dimensionnement capacitif : il convient que les armatures longitudinales (de flexion) entrent en plasticité alors que les armatures transversales (d'effort tranchant) et les bielles inclinées de béton restent en régime élastique. On assure un dimensionnement surabondant des armatures d'effort tranchant dans une poutre en considérant comme effort tranchant de calcul celui basé sur l'équilibre de la poutre sous l'effet des moments plastiques d'extrémité $M_{i,d}$ des rotules flexionnelles et ce à la fois pour les sens positif et négatif de l'action sismique.

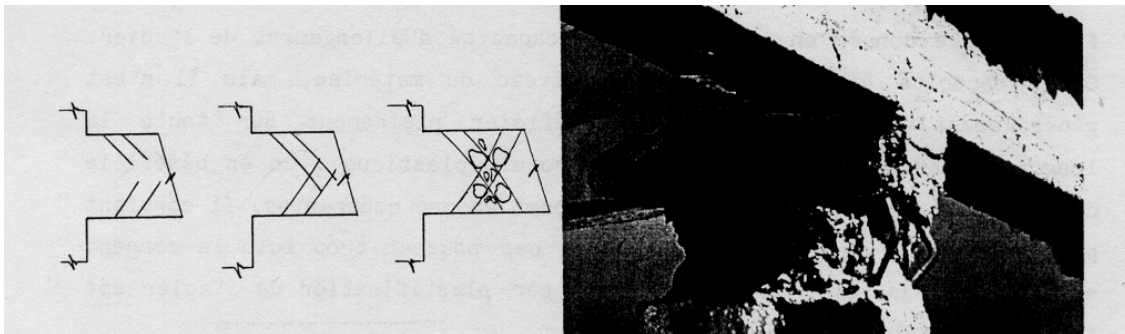


Figure 10.4. En l'absence d'armature transversale convenable, le cisaillement alterné détruit les sections.

En pratique, la contre mesure à la ruine de section par cisaillement implique donc en une densification des armatures transversales par rapport au projet non sismique.

Rupture d'adhérence.

La ruine par rupture d'adhérence est de type fragile et doit absolument être évitée.

On atteint ce but en évitant de placer les ancrages et les transferts d'effort par recouvrement de barre dans les zones les plus sollicitées ou, à défaut, en prévoyant des longueurs d'ancrage ou de recouvrement nettement plus importantes qu'en situation non sismique.

Comme on le sait, l'équilibre local du mécanisme de transfert d'effort par adhérence implique l'existence d'armatures transversales capables de reprendre en traction un effort égal à celui de l'armature longitudinale ancrée ou dont on assure un transfert d'effort par recouvrement de barres – Figure 10.5. Si on est proche d'une rotule plastique, c'est l'effort de traction plastique des barres longitudinales qui fixe les dimensions des armatures transversales. En pratique, l'allongement des longueurs d'ancrage ou de recouvrement et le dimensionnement capacitif se référant à une section d'acier en traction plastique entraînent un accroissement de l'armature transversale par rapport à un projet non sismique.

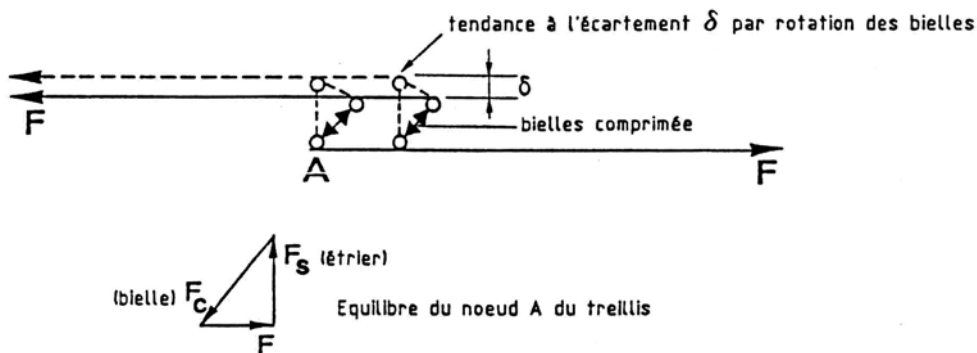


Figure 10.5. Transfert d'effort par recouvrement de barres.

Flambement individuel d'une armature.

Une barre longitudinale d'un élément en béton comprimé est sujette à flambage. Le risque est accru si la contrainte dans la barre est plus élevée, ce qui est le cas dans les zones très sollicitées (flexion plastique, compression élevée). Le phénomène de flambage se produit si la barre est insuffisamment maintenue transversalement par des étriers trop espacés. En pratique, la contre mesure au flambement d'armature est une densification des armatures transversales par rapport à un projet non sismique.

Localisation des déformations plastiques dans un zone restreinte.

Si les sections d'acier et de béton, les matériaux et l'exécution sont corrects, on atteint une ductilité de courbure adéquate dans les rotules plastiques (voir en 10.4 le calcul de la ductilité de courbure). Encore faut il que cette courbure soit réalisée sur une longueur suffisante pour qu'on puisse parler d'une « rotule plastique » et de sa « rotation plastique », dont la valeur doit pouvoir atteindre plusieurs degrés d'angle (ordre de grandeur : 3° ou 3% ou 30 mrad). Si la conception est telle que les déformations plastiques se développent dans une zone très restreinte, la capacité de rotation offerte par cette zone est faible et peut être inférieure aux exigences du projet. On atteint alors une ruine par excès

de déformation plastique de l'armature longitudinale dans cette zone de longueur restreinte, comme résultat de ce qu'on appelle une « localisation » des déformations.

Compression dans des éléments où le confinement du béton est inégal sur la section.

Sous une action alternée dans le domaine plastique, un élément comprimé en béton armé se dégrade dans la partie de section qui se trouve en dehors du confinement réalisé par les armatures transversales. Dans les sections en L ou en T où la table de compression n'est pas armée transversalement (étriers), le confinement est inégal sur la section et seule l'âme est capable d'assurer un comportement ductile du béton comprimé sous action cyclique. Un dessin particulier des armatures transversales peut seul améliorer la situation. On tient compte de ce comportement inégal de la section en limitant la largeur de dalle des poutres en T à une partie considérée comme efficace pour reprendre un moment plastique.

Cisaillement induit par les cloisons de remplissage dans les ossatures en béton armé.

Des murs de remplissage induisent dans une ossature en portique des efforts internes différents de ceux qu'on obtiendrait dans une ossature de même masse sans remplissage. En particulier, les remplissages agissent comme des diagonales comprimées dans les cellules rectangulaires de l'ossature et introduisent des efforts de cisaillement dans les poutres et les colonnes. Ces efforts, qui ne sont pas considérés dans un modèle mathématique "ossature en portique", peuvent entraîner des ruines fragiles par cisaillement des poteaux et poutres. Les remplissages, qui ne sont généralement pas ductiles, peuvent aussi introduire une réponse globale non maîtrisée de la structure en créant un niveau « transparent » à l'étage où ils sont ruinés en premier. Ce problème a été présenté en 5.2.4.

On peut résoudre le problème des sollicitations additionnelles introduites par la présence de remplissages :

- en utilisant des matériaux de remplissage de résistance suffisamment négligeable pour qu'on les ignore dans la réponse de la structure
- en réalisant des joints entre remplissage et structure pour éviter l'interaction structurelle.
- en tenant compte du cisaillement additionnel, ce qui conduit à augmenter l'armature transversale des poutres et poteaux dans les zones proches des nœuds poutres – poteaux.

Instabilité.

Les efforts internes réellement développés dans une structure par l'action sismique ne sont pas parfaitement connus. Dans nos approches, ils sont dépendants du modèle mathématique choisi pour représenter la structure, qui comporte toujours des approximations: les sollicitations torsionnelles des barres sont souvent négligées, les termes d'inertie (de masse) correspondant à des masses excentrées d'éléments porteurs sont ignorées, les axes neutres des éléments sont concourants dans le modèle même s'ils ne le sont pas en réalité. Ces approximations peuvent être optimistes et conduire à sous estimer le risque d'instabilité d'éléments structuraux.

On se prémunit contre ces incertitudes liées au modèle par diverses contre mesures – voir 10.6.3.

10.4. Ductilité des éléments fléchis en béton armé.

10.4.1. Remarque : « zone critique », « longueur critique », vocables de l’Eurocode 8.

Dans la partie relative aux constructions en béton, l’Eurocode 8 utilise les termes « zone critique » et « longueur critique ».

La « zone critique » d’un élément sismique primaire est la région où apparaissent les combinaisons les plus défavorables des effets (M , N , V , T) des actions et où des rotules plastiques peuvent se produire : les zones critiques sont les zones dissipatives. La « longueur critique » est la longueur de la zone dissipative. Elle dépend du type d’élément sismique primaire considéré.

10.4.2. Lois de comportement des matériaux.

Le diagramme contrainte-déformation (σ, ε) de l’acier est du type élasto – plastique. Pour les aciers laminés à chaud, il existe un palier d’étirage sous la contrainte f_y , puis un écrouissage (ou durcissement) jusqu’à la contrainte de rupture f_t – Figure 10.2. On admet généralement que l’allongement correspondant à la fin du palier d’étirage est $\varepsilon_{s, \max} = 10 \cdot 10^{-3}$.

Le diagramme contrainte-déformation (σ, ε) du béton n’est pas linéaire – Figure 10.3. Pour simplifier les calculs, il est acceptable de le remplacer par un diagramme conventionnel dit "parabole rectangle" plafonné à $0,85 f_{cd}$. L’expérience montre que le raccourcissement à rupture ε_{cu2} par flexion des bétons courants non confinés est de l’ordre de $3,5 \cdot 10^{-3}$.

10.4.3. Etats Limites de flexion d’une poutre.

Dans l’étude de la flexion des éléments fléchis en béton armé sous des sollicitations non accidentelles, on considère 2 Etats Limites Ultimes ELU possibles au niveau des matériaux:

- l’allongement ε_s de l’acier atteint l’allongement $\varepsilon_{s, \max}$ à la limite du palier d’étirage. C’est un Etat Limite ductile et l’allongement ε_{uk} de l’acier à la rupture est normalement bien supérieur à $\varepsilon_{s, \max} = 10 \cdot 10^{-3}$
- le raccourcissement des fibres de béton comprimé atteignent le raccourcissement limite ε_{cu2} , point B du diagramme des déformations ε dans la section de la Figure 10.6. C’est un Etat Limite fragile : on ne peut pas espérer un ε très supérieur à cette valeur.

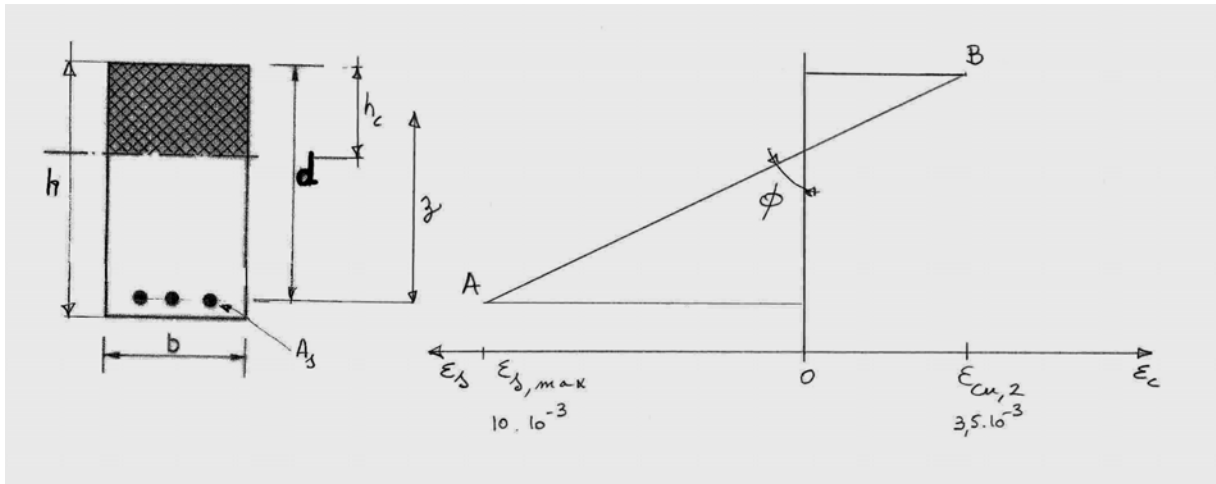


Figure 10.6. Diagramme des ε dans une section fléchée.

Compte tenu du caractère différent de ces 2 ELU de matériaux (fragile – non fragile), la ruine d'une section fléchée est toujours en fait atteinte par l'écrasement du béton.

Pour établir le comportement d'une section fléchée en béton armé, on exprime:

- la conservation des sections planes : $\varepsilon_c / h_c = \varepsilon_s / (d - h_c)$ (10.1)

- l'équilibre entre les efforts internes à la section et le moment de flexion extérieur appliqué M_{Ed} , soit, dans une section rectangulaire avec des armatures de section A_s disposées en un seul lit à une distance d de la fibre supérieure et en utilisant le diagramme simplifié « parabole rectangle plafonné à $0,85 f_{cd}$ » pour les contraintes de la zone comprimée: $h_c \cdot b \cdot \alpha f_{cd} \cdot z = M_{Ed}$ (10.2)

$$A_s \cdot f_{yd} \cdot z = M_{Ed} \quad (10.3)$$

On utilise aussi la relation géométrique : $z = d - h_c/2$ (10.4)

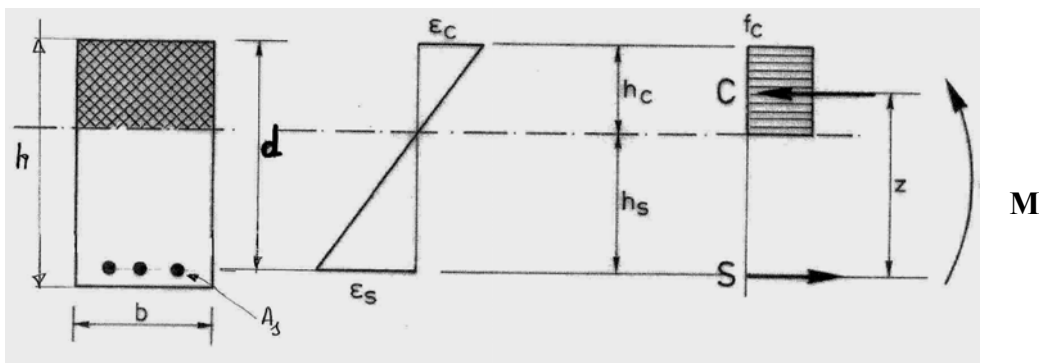


Figure 10.8. Equilibre de la section fléchée.

La rotation de la section par unité de longueur de poutre ou « courbure » K est liée à ε_c , ε_s , d et h_c par la relation géométrique :

$$K = (\varepsilon_c + \varepsilon_s) / d$$

Pour établir la capacité de rotation d'une zone de « rotule plastique », on doit définir la longueur de cette zone (longueur critique l_{cr}). Si on admet que l_{cr} est égale à la hauteur utile d de la section, la

capacité de rotation ϕ de la rotule plastique vaut :

$$\phi = Kd = \varepsilon_c + \varepsilon_s \quad (10.5)$$

Les déformations ε du béton et de l'acier atteintes sous l'application d'un moment de flexion sollicitant M_{Ed} sont fonction des caractéristiques des matériaux (f_{cd} , $\varepsilon_{cu,2}$, f_{yd} , $\varepsilon_{s,max}$) et des dimensions des sections A_s d'armature et bh de béton.

Des relations (10.1 à 10.5), on peut déduire des formulations explicites de ϕ , A_s et du pourcentage géométrique d'armature $\omega = A_s/bh$ correspondant à des valeurs particulières de $\varepsilon_{cu,2}$ et $\varepsilon_{s,max}$:

$$(10.1) \text{ peut s'écrire : } \quad h_c = \varepsilon_c d / (\varepsilon_c + \varepsilon_s) \quad (10.6)$$

Par (10.4) et (10.1), on transforme (10.2) en :

$$M_{Ed} = h_c \cdot b \cdot \alpha f_{cd} \cdot z = b \cdot d^2 \cdot \alpha f_{cd} \cdot [1 - \varepsilon_c / 2(\varepsilon_c + \varepsilon_s)] [\varepsilon_c / (\varepsilon_c + \varepsilon_s)] \quad (10.7)$$

[Note : l'expression $[1 - \varepsilon_c / 2(\varepsilon_c + \varepsilon_s)] [\varepsilon_c / (\varepsilon_c + \varepsilon_s)]$ est une valeur approchée du facteur "μ" de la méthode de calcul du béton armé en flexion enseignée à l'Université de Liège.]

De (10.7), (10.3) et (10.6) on déduit : $[\varepsilon_c / (\varepsilon_c + \varepsilon_s)] b \cdot d^2 \cdot \alpha f_{cd} = A_s f_{yd} d$

$$\text{Soit : } \quad A_s / bd = [\varepsilon_c / (\varepsilon_c + \varepsilon_s)] \alpha f_{cd} / f_{yd} \quad (10.9)$$

A_s / bd ($\approx A_s / bh$) donne une valeur approchée du pourcentage géométrique d'armature ρ .

$$\rho = [\varepsilon_c / (\varepsilon_c + \varepsilon_s)] \alpha f_{cd} / f_{yd} \quad (10.10)$$

Si une armature est présente en zone comprimée, les développements précédents peuvent être réécrits en tenant compte de l'augmentation de résistance $A'_s \cdot f_{yd}$ de la zone de béton comprimé:

- (10.1) à (10.5) sont inchangés
- (10.7) devient, si on fait l'hypothèse sécuritaire que z est le bras de levier de A'_s :

$$\begin{aligned} (A'_s \cdot f_{yd} + h_c \cdot b \cdot \alpha f_{cd}) z &= A_s f_{yd} z \\ A_s / bd &= A'_s / bd + [\varepsilon_c / (\varepsilon_c + \varepsilon_s)] \alpha f_{cd} / f_{yd} \\ \rho &= \rho' + [\varepsilon_c / (\varepsilon_c + \varepsilon_s)] \alpha f_{cd} / f_{yd} \end{aligned} \quad (10.11)$$

Cette relation correspond à la relation (5.11) de l'Eurocode 8 Partie 1 : $\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$

pour une ductilité de courbure $\mu_\phi = 4$ et $\varepsilon_{sy,d} = f_{yd}/E = 500/200.000 = 2,5 \cdot 10^{-3}$.

Pour voir l'influence des paramètres du problème sur la capacité de rotation ϕ_u , on considère quelques situations typiques de déformations de l'armature et du béton, dans le cas d'un béton C25/30 et d'un

acier S500. On a : $\alpha = 0,76$ $f_{cd} = 16,7$ MPa $\alpha f_{cd} = 12,75$ MPa $f_{yd} = 434$ MPa

On établit aussi la ductilité de courbure dans la zone de rotule plastique $\mu_\phi = \chi_u / \chi_y$

μ_ϕ est défini comme le rapport entre la courbure χ_u atteinte lorsque le moment fléchissant est égal à 85 % de sa valeur résistante, atteint dans la phase de décroissance post-pic (c'est à dire pour $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu,2} = 3,5 \cdot 10^{-3}$ en général) et la courbure χ_y correspondant à la limite d'élasticité (les déformations limites du béton et de l'acier ε_{cu} et $\varepsilon_{su,k}$ ne doivent pas être dépassées). Comme on travaille dans l'hypothèse

d'une égale courbure sur la longueur de la zone plastique, on a aussi : $\mu_\phi = \chi_u / \chi_y = \phi_u / \phi_y$

On peut calculer ϕ_y en utilisant les relations de conservation des sections planes et d'équilibre mentionnées plus haut, avec $\varepsilon_s = \varepsilon_{sy,d} = f_{yd}/E = 2,5 \cdot 10^{-3}$. On établit ensuite ε_c et $\phi_y = \varepsilon_c + \varepsilon_{sy,d}$.

On peut aussi utiliser une valeur approchée de ϕ_y basée sur la seule géométrie de la section:

$$\phi_y = 1,70 \varepsilon_{sy,d} / d \quad \text{par unité de longueur de poutre.} \quad (10.12)$$

Pour une rotule plastique de longueur d , on trouve : $\phi_y = 1,70 \varepsilon_{sy,d} = 4,3 \cdot 10^{-3} \text{ rad} = 4,3 \text{ mrad}$.

Ceci donne comme relation approchée de calcul de μ_ϕ : $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y = \phi_u / 4,3 \cdot 10^{-3}$ (10.13)

Tableau 10.2. Capacité de rotation et ductilité associées à différentes caractéristiques de section.

Description et hypothèses sur ε_s , ε_c et ρ (ρ en %)	ε_s	ε_{cu2}	" μ " <i>Méth.</i> <i>ULg</i>	$\rho = A_s / bd$ Pourcentage armature tendue en %	ϕ_u (mrad)	Ductilité de Rotation μ_ϕ
Situation ductile Réf.« ruine acier » $\rho' = 0$	$10 \cdot 10^{-3}$	$3,5 \cdot 10^{-3}$	0,226	0,76	13,5	3,1
$\rho = 0,69$ $= \rho_{\max, \text{Eurocode 8}}^*$ $\rho' = 0$	$11,5 \cdot 10^{-3}$	$3,5 \cdot 10^{-3}$	0,206	0,69	15,0	3,5
$\rho = 0,69$ $\rho' = 0$ béton très confiné	$22,8 \cdot 10^{-3}$	$7 \cdot 10^{-3}$	0,207	0,69	29,8	6,9
$\rho = 0,69$ $\rho' = 0,2 \rho$	$18,6 \cdot 10^{-3}$	$3,5 \cdot 10^{-3}$		0,69	18,6	4,3
$\rho = 0,69$ $\rho' = 0,5 \rho$	$26,3 \cdot 10^{-3}$	$3,5 \cdot 10^{-3}$		0,69	29,8	6,9
$\rho = 0,69$ $\rho' = 0$ effort axial $\varepsilon_c = 2 \cdot 10^{-3}$	$4,9 \cdot 10^{-3}$	$1,5 \cdot 10^{-3}$		0,69	6,4	1,5
Armature à 4% d'allongement** $\rho' = 0$	$40 \cdot 10^{-3}$	$3,5 \cdot 10^{-3}$	0,077	0,24	43,5	10,1
Armature élastique à l'ELU $\rho' = 0$	$2 \cdot 10^{-3}$	$3,5 \cdot 10^{-3}$	0,433	1,87	5,5	1,3

*Hypothèses : $\mu_\phi = 4$ et $\varepsilon_{sy,d} = f_{yd} / E = 500 / 200.000 = 2,5 \cdot 10^{-3}$; absence d'armature en zone comprimée.

**La norme « Produit » impose que l'allongement minimum à rupture d'un acier à béton soit 5 %; voir 10.2.

A la Figure 10.8, on visualise l'influence des paramètres ρ et ρ' sur la ductilité μ_ϕ . Les courbes correspondent à la relation $\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ dans le cas d'un acier S500 et d'un béton C30.

La Figure 10.9 montre l'influence qualitative d'un effort axial N sur la ductilité μ_ϕ .

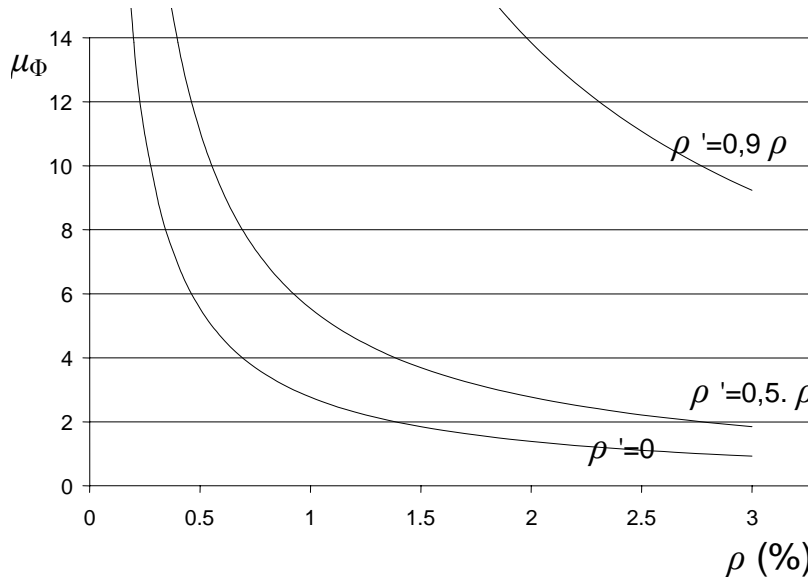


Figure 10.8. Influence du pourcentage d'armature tendue ρ et du rapport ρ'/ρ sur la ductilité en flexion μ_ϕ

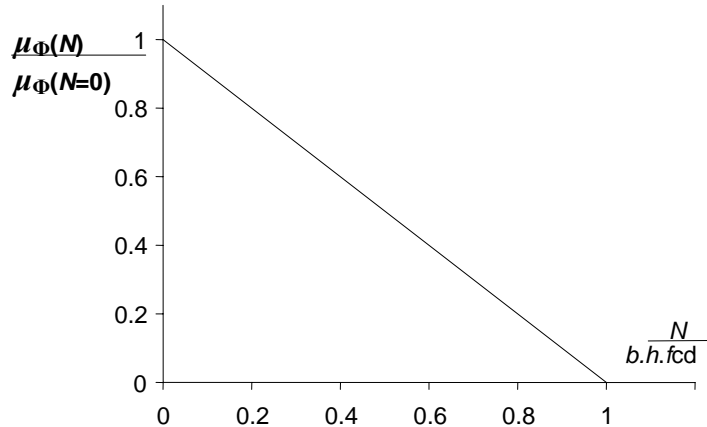


Figure 10.9. Influence qualitative de l'effort axial N sur la ductilité en flexion μ_ϕ

Les résultats montrent que la **capacité de rotation flexionnelle** ϕ_u d'un élément de béton armé de section bh donnée :

- **augmente** si le pourcentage ρ d'acier tendu **diminue**
- **augmente**, pour une valeur fixée de ρ , si le pourcentage ρ' d'acier comprimé **augmente**
- **augmente** si le raccourcissement limite ε_{cu2} du béton **augmente**
- **diminue** en présence d'une sollicitation de compression

Les résultats montrent aussi que :

- si le pourcentage géométrique d'armature est inférieur à la valeur prescrite par la relation (5.11) de l'Eurocode 8 Partie 1, on atteint des capacités de rotation ϕ_u assez élevées : 15 mrad en l'absence d'armature en zone comprimée ; 18,6 mrad si $\rho'/\rho = 0,2$; 29,8 mrad si $\rho'/\rho = 0,5$.
- La circonstance $\rho'/\rho = 0,5$ correspond à ce qui est prescrit dans l'Eurocode 8 pour les zones d'ossature où des rotules plastiques sont attendues ; on voit que cette prescription assure automatiquement une ductilité μ_ϕ assez élevée
- Certains codes prescrivent $\rho'/\rho = 1$ (RPA 2003, Algérie) et la ductilité assurée est encore plus élevée.
- Un pourcentage d'armature assurant une ductilité convenable correspond à des valeurs « μ » inférieures au « μ rationnel » (où « μ » désigne le facteur de la méthode de calcul du béton armé en flexion enseignée à l'Université de Liège).

Enfin, on rappelle que pour atteindre des capacités de rotation plastique suffisantes, il faut, après les calculs, veiller à ce que la réalisation soit effectuée en utilisant:

- des bétons adéquats (résistance à la compression, déformation à rupture).
- des acier possédant des qualités convenables (allongement plastique uniforme, rapport f_u / f_y).
- une armature transversale des zones de rotules plastiques potentielles assurant un confinement adéquat du béton et empêchant la ruine du béton par cisaillement ainsi que le flambement local de l'acier comprimé.

Note 1: si on se réfère à (10.5), la relation (10.13), soit : $\phi_y = 1,70 \varepsilon_{sy,d} = 4,3 \cdot 10^{-3}$ rad

signifie qu'à la limite élastique de la section on a approximativement dans le béton:

$$\varepsilon_c = (4,3 - 2,5) \cdot 10^{-3} = 1,8 \cdot 10^{-3} \approx \varepsilon_{cu2} / 2$$

Note 2 : des relations similaires à (10.12) ont été établies pour les murs et les poteaux.

On a, par unité de longueur de l'élément structural (unité à choisir pour exprimer D, d, h_c, l_w), les rotations ϕ_y suivantes:

Poteaux circulaires :
$$\phi_y = 2,35 \varepsilon_{sy,d} / D$$

Poutre rectangulaire avec ou sans table de compression):
$$\phi_y = 1,70 \varepsilon_{sy,d} / d$$

Mur rectangulaire :
$$\phi_y = 2,00 \varepsilon_{sy,d} / l_w$$

Poteaux rectangulaires :
$$\phi_y = 2,12 \varepsilon_{sy,d} / h_c$$

D, d, h_c, l_w sont respectivement le diamètre et la hauteur utile de la section, la longueur du mur et la hauteur du poteau.

10.5 Les types de structure, leurs coefficients de comportement et autres spécificités.

10.5.1. Types de structure en béton armé.

Il existe 3 types fondamentaux de structure de contreventement en béton armé :

- **les ossatures en portiques**, dans lesquelles la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des barres. Les explications données en 9.5 pour les portiques acier valent pour les portiques en béton armé. Si les dispositions sont prises pour réaliser un mécanisme plastique global (poutres faibles – poteaux forts par exemple), leur coefficient de comportement q est compris entre 3,3 et 5,85. –Figure 10.10 a).
- **les voiles ou murs ductiles**, qui sont des éléments de structure généralement verticaux, de section transversale allongée, avec un rapport longueur / épaisseur l_w/b_w supérieur à 4. Fixés à la base de sorte que la rotation relative de la base par rapport au reste du système structural soit empêchée, ils sont dimensionnés et conçus dans le détail des armatures pour dissiper l'énergie dans une zone de rotule plastique de flexion juste au-dessus de leur base ; cette zone, dont la hauteur est de l'ordre de la largeur l_w du mur, ne peut pas présenter d'ouverture ou perforation large. Le coefficient de comportement q des ossatures contreventées par des voiles ou murs ductiles est compris entre 3,0 et 4,4. –Figure 10.10 b)
- **les murs de grandes dimensions faiblement armés**, qui ont une dimension horizontale l_w au moins égale au minimum à 4,0 m ou aux deux tiers de leur hauteur h_w . Ils développent une fissuration limitée et transforment en partie l'énergie sismique en énergie potentielle, par soulèvement temporaire des masses de la structure, et en énergie dissipée dans le sol, par rotation de corps rigide. En raison de leurs dimensions, du manque de fixité à la base ou de la connectivité avec des murs de grandes dimensions transversaux empêchant les rotules plastiques à la base, ils ne peuvent pas dissiper efficacement l'énergie dans une rotule plastique à la base. Leur classe de ductilité est au maximum la classe DCM et leur coefficient de comportement q est au maximum égal à celui des murs ductiles de classe DCM, soit 3,0. – Figure 10.10 c).

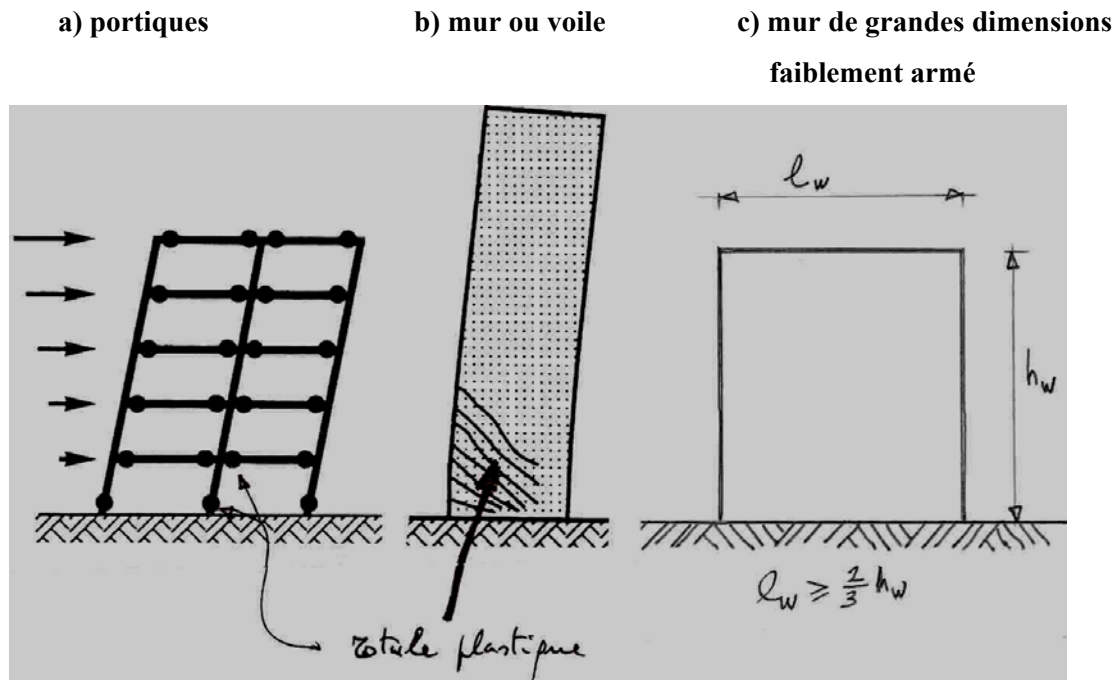


Figure 10.10. Les 3 types de structures parasismiques possibles en béton armé.

Dans les projets de bâtiments, on combine souvent ces 3 types de contreventement et on forme des types hybrides, de capacité dissipative diverse. Pour associer un facteur de comportement q à ces types hybrides, l'Eurocode 8 les catégorise comme suit:

- **murs couplés**, composition de murs liaisonnés de façon régulière par des poutres ou linteaux ductiles capables de réduire d'au moins 25 % la somme des moments de flexion en base des murs par rapport au cas où les murs travailleraient séparément. Figure 10.11.

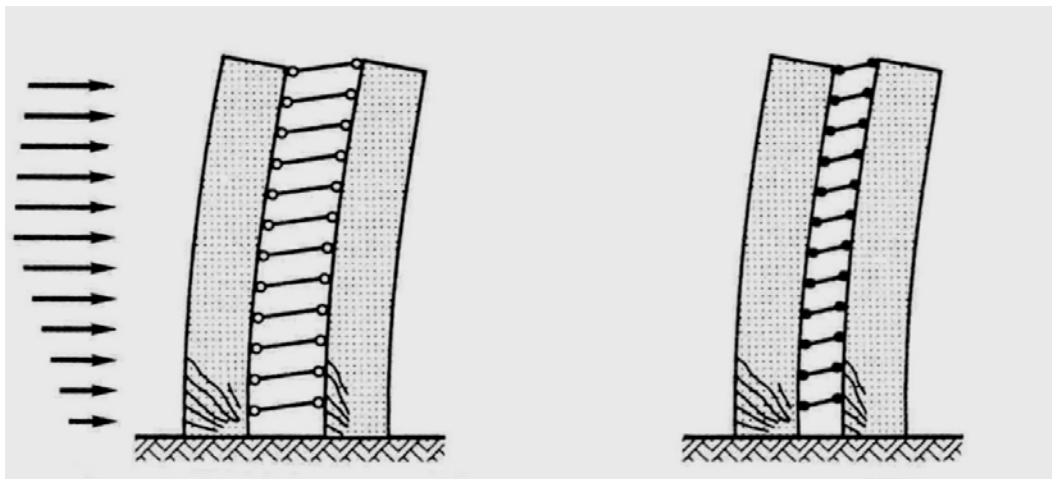


Figure 10.11. Murs non couplés (à gauche). Murs couplés (à droite).

- **systèmes de murs**, système dans lequel la résistance aux charges verticales et latérales est assurée principalement par des murs, couplés ou non, dont la résistance à l'effort tranchant à la base du bâtiment dépasse 65 % de la résistance totale à l'effort tranchant du système.
- **système à ossature**, dans lequel la résistance aux charges verticales et aux charges latérales est assurée principalement par des ossatures en portique dont la résistance à l'effort tranchant à la base du bâtiment dépasse 65 % de la résistance totale à l'effort tranchant du système.
- **système à contreventement mixte**, dans lequel le transfert des charges verticales est assuré principalement par une ossature en portique et le contreventement est assuré en partie par l'ossature et en partie par des murs, couplés ou non.

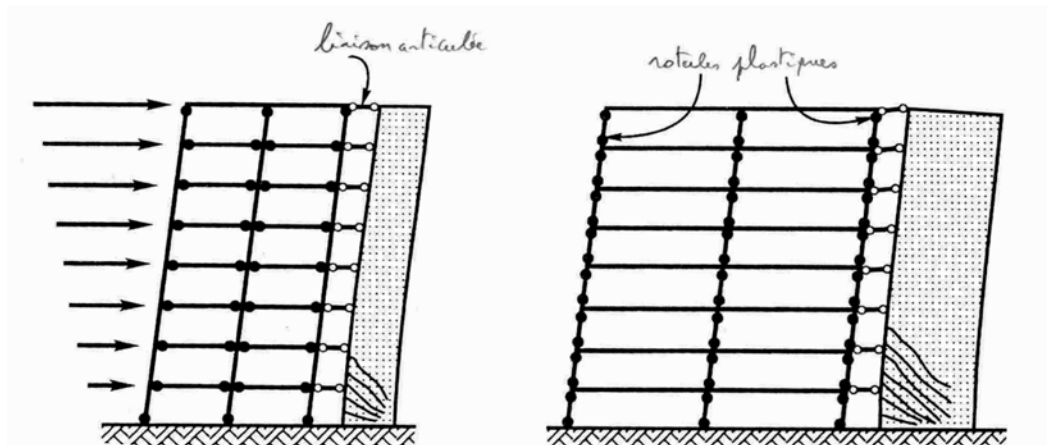


Figure 10.12. Système à contreventement mixte.

- **système à contreventement mixte équivalent à une ossature**, système à contreventement mixte dans lequel la résistance à l'effort tranchant à la base de l'ossature est supérieure à 50 % de la résistance totale à l'effort tranchant du système.
- **système à contreventement mixte équivalent à des murs**, système à contreventement mixte dans lequel la résistance à l'effort tranchant des murs, à la base du bâtiment, est supérieure à 50 % de la résistance totale à l'effort tranchant du système.
- **système à noyau**, système à contreventement mixte ou système de murs dont la rigidité à la torsion n'atteint pas une valeur minimale prescrite. C'est le cas des ossatures flexibles combinées avec des murs concentrés en plan à proximité du centre du bâtiment.
- **système en pendule inversé**, dans lequel 50 % ou plus de sa masse est située dans le tiers supérieur de la hauteur de la structure ou dans lequel l'essentiel de la dissipation de l'énergie a lieu à la base d'un élément unique du bâtiment. Les ossatures à un seul niveau, avec les têtes de poteaux liées dans les deux directions principales du bâtiment et où l'effort normal réduit des poteaux $v_d < 0,3$ n'appartiennent pas à cette catégorie.

Remarques :

- pour simplifier la distinction entre les divers types de structures comportant à la fois des murs et des portiques, il est admis, dans l'Eurocode 8, de faire porter les critères relatifs aux

pourcentages de **résistance** à l'effort tranchant sur les pourcentages d'effort tranchant **sollicitant** dans la situation sismique de calcul.

- si un système comporte des murs isolés et des murs couplés et que la plus grande part de la résistance des murs à l'effort tranchant est procurée par des murs couplés, on peut adopter le coefficient q d'un système de murs couplés.
- des murs qui contiennent de très nombreuses perforations ne présentent pas le comportement d'un mur ; on doit en tenir compte pour définir le type de système structurel et son coefficient q et pour établir le modèle représentant la structure pour l'analyse.
- Pour qu'un système de murs de grandes dimensions en béton peu armé soit acceptable, il doit comporter dans la direction horizontale considérée au moins deux murs qui portent collectivement au moins 20 % de la charge gravitaire totale dans la situation sismique de calcul. La période fondamentale T_1 du système, dont la base est dans l'analyse supposée fixe vis-à-vis de la rotation, doit être $\leq 0,5$ s. Il est suffisant qu'un seul mur respecte ces conditions dans une direction, si on divise la valeur de base du coefficient de comportement q_0 dans cette direction par 1,5 et si deux murs au moins respectent ces conditions dans la direction orthogonale.

10.5.2. Coefficient de comportement des structures en béton armé dans l'Eurocode 8.

Pour les structures en béton armé, la valeur supérieure du coefficient de comportement q est calculée comme suit pour chaque direction de calcul :

$$q = q_0 k_w \geq 1,5$$

q_0 est la valeur de base du coefficient de comportement, dépendant du type de système structural et de la régularité en élévation. On donne au Tableau 10.3 les valeurs de q_0 associées au différents types de structures.

Tableau 10.3. Valeurs de base q_0 du coefficient de comportement

Type structural	Variantes du type structural	α_u/α_1	q_0 DCM	q_0 DCH
Système à ossature ou Système à contreventement mixte équivalent à une ossature	- bâtiments d'un étage ----->	1,1	3,0 α_u/α_1	4,5 α_u/α_1
	- une travée, plusieurs étages ----->	1,2		
	- bâtiment à plusieurs travées & plusieurs étages----->	1,3		
Système de murs couplés ou Système à contreventement mixte équivalent à des murs		1,2	3,0 α_u/α_1	4,5 α_u/α_1
Système de murs non couplés	- avec uniquement deux murs non couplés par direction horizontale ->	1,0	3,0	4,0 α_u/α_1
	- autres systèmes de murs non couplés ----->	1,1		
Système de murs de grande dimension faiblement armé		1,0	3,0	Non
Système à noyau		1,0	2,0	3,0
Système en pendule inversé		1,0	1,5	2,0

k_w est un coefficient reflétant le mode de rupture prédominant dans les systèmes structuraux de murs.

k_w est égal à 1,0 pour les système de type ossature ou équivalent à des ossatures.

k_w est égal à $(1+\alpha_0)/3$, avec des limites pour les système à murs: $0,5 \leq k_w \leq 1$.

α_0 est le rapport de forme prédominant des murs du système structural, déterminé par :

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi}$$

h_{wi} et l_{wi} sont respectivement la hauteur et la longueur du mur i .

10.6. Critères de projet et principes de contre – mesures aux incertitudes communs à tous les types de structures en béton.

10.6.1. Introduction.

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

Ils constituent l'esprit de règles détaillées d'application dont le volume est important : 50 pages dans l'Eurocode 8. Ce volume s'explique par le fait que les règles portent sur plusieurs types d'éléments (poutres et poteaux des portiques, murs ductiles, grands murs faiblement armés, constructions préfabriquées, poutres de couplages, présence de remplissages) et 3 classes de ductilité DCL, DCM et

DCH. On se reportera à l'Eurocode 8 pour connaître tout le détail des règles. On en mentionne seulement des aspects aux paragraphes 10.6 à 10.15., où on fournit aussi des Tableaux résumés.

10.6.2. Critères généraux conduisant à la ductilité globale.

Critère 1. Appliquer le dimensionnement capacitif pour créer les conditions de la formation de mécanismes locaux ductiles et de mécanismes globaux dissipatifs.

Les mécanismes de ruine locale indésirables au niveau des éléments structuraux (voir description complète en 10.3) tels que la ruine par effort tranchant, la rupture des nœuds poteaux - poutres, les ruptures fragiles d'ancrage, doivent être empêchés.

Les mécanismes de ruine indésirables de l'ensemble d'une structure, tels que la concentration de rotules plastiques dans les poteaux d'un seul niveau d'un bâtiment à plusieurs étages ou la plastification des fondations, doivent également être empêchés.

Ce résultat est obtenu en appliquant le **dimensionnement capacitif** défini en 3.6, dont on rappelle qu'il consiste à établir les sollicitations de calcul des zones à risque en tenant compte de la formation de rotules plastiques dans les zones dissipatives adjacentes et de la possible sur-résistance de ces dernières.

Ainsi, on tiendra compte des largeurs participantes de dalle collaborant avec des poutres, en particulier des armatures de dalles parallèles aux poutres et situées dans la largeur participante de membrure, pour le calcul de la résistance plastique en flexion des poutres prises en compte pour le calcul de ΣM_{Rb} dans la condition « poutre faibles – poteaux forts » conduisant au mécanisme global souhaité des ossatures en portique (voir condition définie en 7.8.5).

Critère 2. Créer les conditions de ductilité convenable des mécanismes locaux.

Pour assurer la ductilité globale requise d'une structure, les zones choisies pour former des rotules plastiques doivent posséder une **capacité de rotation plastique** adéquate. La valeur de cette capacité de rotation adéquate est associée à la valeur du coefficient de comportement q choisi par l'auteur de projet. Elle doit être d'autant plus grande qu'un coefficient de comportement q plus élevé est choisi. Dans les constructions en béton, le critère définissant une capacité de rotation plastique adéquate fixe la valeur à atteindre par le coefficient de ductilité en courbure $\mu_\phi = \chi_u / \chi_y$ des zones dissipatives.

Cette valeur requise de μ_ϕ doit être réalisée dans toutes les zones critiques **où il est envisagé de former des rotules plastiques**.

On a expliqué en 10.4 comment calculer μ_ϕ .

La valeur critère de la ductilité en courbure μ_ϕ à réaliser est donnée par:

$$\mu_\phi \geq 2q_0 - 1 \quad \text{pour } T_1 \geq T_C \qquad \mu_\phi \geq 1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1 \quad \text{pour } T_1 < T_C$$

T_1 est la période fondamentale du bâtiment dans le plan vertical dans lequel la flexion a lieu ; T_C est la période limite supérieure de la zone d'accélération constante du spectre.

Pour assurer au béton des zones de « rotules plastiques » sa résistance ainsi qu'une ductilité minimale, on doit disposer dans ces zones des **armatures de confinement** : ce sont des armatures transversales, en **cadres fermés avec des extrémités coudées à 135°** et ayant des retours de longueur $10 d_{bw}$. Figure 10.13. On doit placer ces armatures de confinement dans les zones de « rotules plastiques » ou dans les « zones critiques » de **tous les types d'éléments structuraux**, poutres, poteaux ou murs.

Outre les armatures de confinement, il existe d'autres impositions, plus spécifiques à des détails particuliers de conception, qu'on définit par ailleurs.

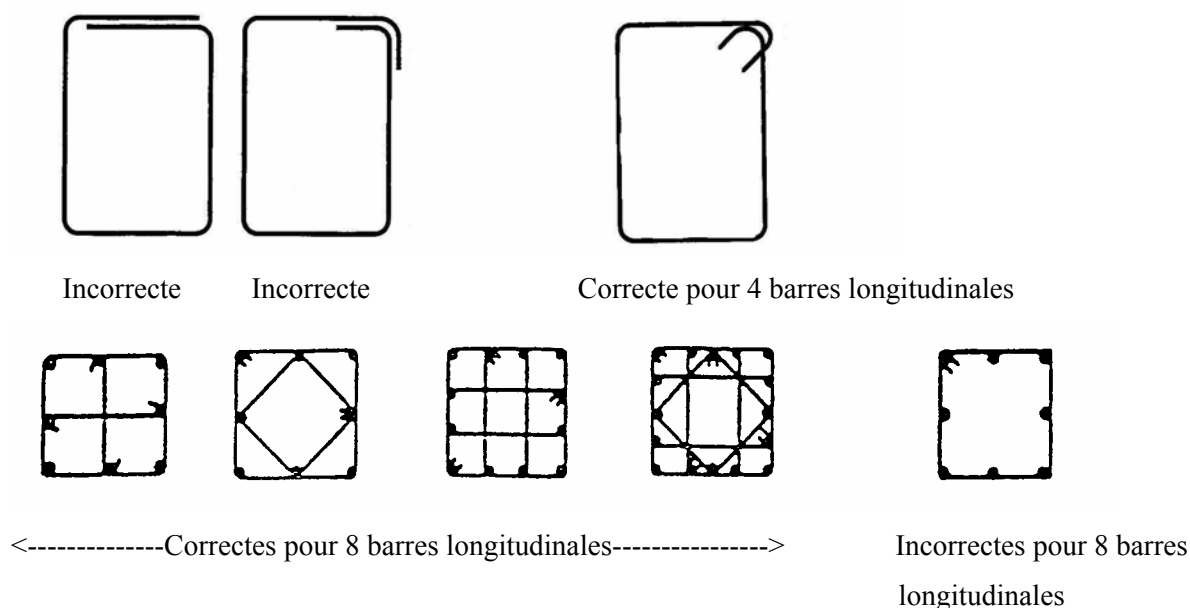


Figure 10.13. Armatures de confinement correctes et incorrectes.

10.6.3. Contre mesures aux incertitudes.

De nombreuses incertitudes affectent la connaissance de l'alea ou action sismique (voir 1.5.3).

Des incertitudes affectent aussi les résultats des analyses du comportement des structures au séisme puisqu'on les effectue à l'aide de modèles et méthodes forcément simplificatrices. L'effet négatif possible de ces incertitudes est plus important pour les structures en béton armé que, par exemple, pour les structures en acier, parce qu'il est possible en béton armé de moduler la résistance de chaque élément structural sur sa longueur : ainsi, on réalise normalement en béton armé des éléments dont la résistance au cisaillement et à la flexion varie sur la longueur des éléments dans le but de « suivre » les sollicitations ; ce n'est généralement pas le cas en charpente acier de bâtiment. Dans les constructions

en béton armé, les écarts inévitables entre les sollicitations réelles des structures et les sollicitations calculées de manière imparfaite peuvent conduire plus facilement à des effets indésirables.

D'autres incertitudes affectent la connaissance du comportement post-élastique cyclique des structures en béton.

Enfin, des incertitudes importantes concernant la résistance peuvent être dues à des écarts géométriques.

On réduit ces incertitudes ou leurs effets par des contre-mesures appropriées. Pour les incertitudes sur l'analyse et sur la résistance, elles sont :

- Des dimensions minimales des éléments de structure sont imposées afin de réduire la sensibilité à des écarts géométriques.

Exemple : largeur minimale de poteau DCM ou DCH : 1/10 de la hauteur d'étage

- Une limitation du rapport de la dimension minimale à la dimension maximale des éléments linéaires doit être respectée afin de réduire le risque d'instabilité latérale de ces éléments.

Exemple :

- Les déplacements entre étages sont limités, afin de limiter les effets P- Δ dans les poteaux.

Exemple : limite sur θ (voir 7.8.3)

- On prolonge sur toute la longueur des poutres une proportion importante des armatures supérieures de continuité prévues aux appuis, afin de contrer les incertitudes sur la position des points d'inflexion dans les poutres.
- On tient compte des inversions de moments non prévues par le calcul en prévoyant des armatures minimales en zone « comprimée ».

Pour les incertitudes sur la ductilité, les mesures sont :

- On réalise une ductilité locale minimale dans toute la structure primaire, indépendamment de la classe de ductilité adoptée dans les calculs.
- On assure une ductilité en courbure suffisante dans les zones où la possibilité de formation de rotules plastiques existe, même si elle n'est pas souhaitée au niveau du projet.
- Ainsi, on doit assurer une ductilité en courbure suffisante **dans les extrémités de tous les poteaux**, même si ces extrémités ne sont pas prévues comme zones dissipatives.
- Une section minimale d'armatures tendues est fixée, afin d'éviter les ruptures fragiles.
- La valeur de l'effort normal est limitée, afin de réduire les conséquences de l'éclatement des enrobages et d'éviter les incertitudes particulièrement importantes sur la ductilité disponible en cas d'effort normal élevé.

10.6.3. Choix de la classe de ductilité de la structure.

Les contraintes géométriques et de matériaux, le calcul des sollicitations des éléments structuraux et les dispositions constructives dépendent de la classe de ductilité choisie pour le projet.

Le choix de réaliser des éléments correspondant à une classe de ductilité plus élevée se traduit par des forces sismiques de calcul moindres et entraîne en général des quantités moindres de béton, mais des exigences accrues sur les détails technologiques, la densité de l'armature transversale, la qualité des matériaux, le suivi de chantier ; ce choix implique de s'écarter des habitudes et des dispositions classiques d'armature.

A l'auteur de projet de choisir, en fonction des circonstances techniques et économiques, sa solution pour un projet déterminé.

10.6.4. Vérifications de sécurité.

Pour les vérifications à l'état limite ultime, les coefficients partiels sur les caractéristiques des matériaux γ_c et γ_s doivent prendre en compte la possible dégradation de la résistance des matériaux, due aux déformations cycliques. On considère que γ_c et γ_s des situations de calcul permanentes et transitoires (les valeurs habituelles du calcul pour la reprise des actions gravitaires ou de service) atteignent cet objectif parce qu'ils sont approximativement égaux au rapport entre la résistance initiale et la résistance résiduelle, lorsque les dispositions concernant la ductilité locale sont respectées.

Note : c'est une approximation...

Pour rappel, on considère en général : $\gamma_c = 1,5$ $\gamma_s = 1,05$ (attention, variations nationales !).

Si la dégradation de la résistance est prise en compte de manière appropriée dans l'évaluation des propriétés des matériaux, les valeurs des γ_M adoptées pour la situation de calcul accidentelle peuvent être utilisées.

10.7. Matériaux et contraintes géométriques.**10.7.1. Matériaux.**

On résume les impositions de l'Eurocode 8 au Tableau ci dessous.

Matériaux	DCH	DCM	DCL (Eurocode 2)
Classe de béton minimum (structure primaire)	C25/30	C16/20	
Acier longitudinal Zone critique des éléments primaires	Nervuré Classe C	Nervuré Classe B ou C Treillis soudés acceptés si propriétés conformes aux Classes B ou C	
Acier des étriers, épingles, treillis Zone critique des éléments primaires	Nervuré	Lisse ou nervuré Classe B ou C	

10.7.2. Contraintes géométriques.

Celles ci portent sur :

- l'excentricité maximale de l'axe des poutres par rapport à l'axe des poteaux, limitée à $b_c/4$, b_c est la dimension du poteau perpendiculaire à l'axe de la poutre.
- la largeur b_w d'une poutre sismique primaire requise pour bénéficier de l'effet favorable de la compression du poteau sur l'adhérence des barres horizontales passant à travers le nœud :

$$b_w \leq \min \{ b_c + h_w ; 2b_c \} \quad h_w \text{ est la hauteur de la poutre}$$
- la dimension minimum de la section transversale des poteaux sismiques primaires, supérieure à 1/10 de la plus grande distance entre le point d'inflexion et les extrémités du poteau, pour la flexion dans un plan parallèle à la dimension de poteau considérée (sauf si $\theta \leq 0,1$).
- l'épaisseur maximale b_{w0} de l'âme des murs ductiles ou de grandes dimensions peu armés:

$$b_{w0} \geq \max \{ 0,15m, h_s/20 \} \quad h_s \text{ est la hauteur libre d'étage, en mètres.}$$

10.8. Ossatures en portique.

10.8.1. Critère de projet.

Comme vu en 6.12, les ossatures en portique doivent être conçues pour que les rotules plastiques se forment dans les poutres et non dans les poteaux, sauf aux pieds des poteaux à la base de l'ossature, en partie supérieure des poteaux sous plancher supérieur (toiture) des bâtiments multi-étagés et dans les bâtiments à un seul étage.

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.



Figure 10.14. Effet de la formation de rotules plastiques dans les poteaux (Boumerdes, Algérie, 2003 - Kocaeli, Turquie, 1999)

L'objectif d'un mécanisme global de type « poutres faibles-poteaux forts » est atteint si :

- la condition $\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$ expliquée en 7.8.3 est respectée . Pour le calcul de $\sum M_{Rb}$, on tient compte des largeurs participantes de dalle collaborant avec des poutres, en particulier des armatures de dalles parallèles aux poutres et situées dans la largeur participante de membrure.
- les conditions définies aux paragraphes 10.8.2 à 10.8.5 sont respectées.

Le principe « poteaux forts – poutres faibles » ne s'applique pas toujours, car il existe des circonstances où la formation de rotules plastiques dans les poteaux ne provoque pas la formation d'un mécanisme de ruine partielle. C'est le cas :

- au niveau supérieur des portiques multi – étagés
- lorsqu'il existe une structure principale qui assure la stabilité globale et force la formation de rotules plastiques à plusieurs niveaux dans les poteaux, voir Figure 10.13.

Les vérifications de résistance des poutres et poteaux sont alors différentes. Ce cas est traité en 10.8.4.

10.8. 2. Vérifications des poutres.

Résistance des poutres à la flexion dans un dimensionnement “poutres faibles - poteaux forts”.

On forme les rotules plastiques aux extrémités i des poutres primaires. Leurs sections de béton et d'armature doivent être suffisantes pour reprendre le moment de flexion M_{Ed} calculé dans l'analyse :

$$M_{Rb} = M_{pl, Rd} \geq M_{Ed}$$

Cette vérification doit être effectuée pour chaque sens (positif ou négatif) de l'action sismique, ce qui définit les armatures longitudinales inférieures et supérieures nécessaires.

Résistance des poutres à l'effort tranchant

dans un dimensionnement “poutres faibles - poteaux forts”.

[rotules plastiques dans les poutres].

Les efforts tranchants de calcul sont déterminés par le dimensionnement en capacité, en se basant sur l'équilibre de la poutre sous l'effet de :

- (a) la charge transversale $V_{g+\psi 2q}$ agissant sur elle dans la situation sismique de calcul
- (b) les moments d'extrémité $M_{Rb,i}$ ($i = 1, 2$ désignant les sections d'extrémité de la poutre), moments résistants des rotules plastiques pour chaque sens (positif ou négatif) de l'action sismique. On calcule la valeur maximale $V_{Ed,max,i}$ et la valeur minimale $V_{Ed,min,i}$, de l'effort tranchant à chaque extrémité i de la poutre ; ces valeurs sont basées sur les moments résistants d'extrémité positif maximal et négatif maximal $M_{Rb,i}$ aux extrémités 1 et 2 de la poutre. Le dimensionnement en cisaillement est capacitif par rapport à la résistance des rotules plastique. On amplifie éventuellement les $M_{Rb,i}$ par un facteur de surdimensionnement γ_{Rd} qui tient aussi compte de la sur-résistance possible due à l'écroutissage de l'acier : $M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i}$ (note : en DCM, on peut prendre $\gamma_{Rd} = 0$).

Au total, on effectue donc les vérifications d'effort tranchant sous la sollicitation de calcul :

$$V_{d,i} = \frac{\gamma_{Rd} \sum M_{Rb,i}}{l_c} \pm V_{o,g+\psi 2q}$$

La résistance au cisaillement est définie dans l'Eurocode 2:

$$V_{Rd} = 0.9 b_w d \rho_w f_{yw} \cot \theta \quad \text{avec } 22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ \quad V_{cd} = 0$$

Résistance des poutres à la flexion dans un dimensionnement “poutres fortes - poteaux faibles”.

On forme les rotules plastiques aux extrémités i des poteaux primaires. Les poutres doivent reprendre élastiquement un moment de flexion $M_{i,d}$ correspondant à la présence de rotules plastiques de moment plastique $M_{Rc,i}$ dans le poteau, amplifié par un facteur de surdimensionnement γ_{Rd} , coefficient tenant compte de la sur-résistance possible due à l'écroutissage de l'acier et au confinement du béton dans la zone de compression de la section :

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \sum M_{Rc} / \sum M_{Rb}$$

Résistance des poutres à l'effort tranchant dans un dimensionnement "poutres fortes - poteaux faibles" [rotules plastiques dans le poteau].

Le paragraphe précédent relatif à l'effort tranchant s'applique, avec cette fois :

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \Sigma M_{Rc} / \Sigma M_{Rb} \quad (\text{note: } \gamma_{Rd,\min} = 1,1).$$

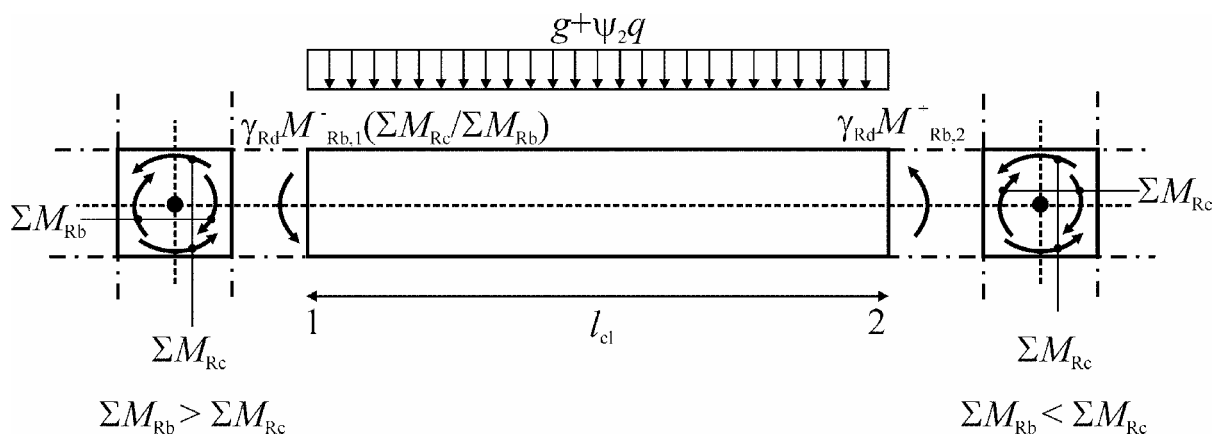


Figure 10.15. Moments $M_{i,d}$ sollicitant la poutre :

- en section 1 : cas poutre forte – poteau faible
- en section 2 : cas poutre faible – poteau fort

10.8.3. Dispositions constructives dans les poutres.

Poutre avec dalle collaborante.

Les armatures supérieures des sections d'extrémité des poutres sismiques primaires en forme de T ou de L sont placées principalement dans l'épaisseur de l'âme. La partie placée à l'extérieur de l'âme, doit se trouver dans la largeur participante b_{eff} de dalle. b_{eff} est donné au Tableau ci-dessous et à la Figure 10.16 en fonction des liaisons de la poutre.

Liaisons	b_{eff}
Connection à un poteau de rive Absence de poutre transversale	$b_{eff} = b_c$ du poteau b_c largeur du poteau
Connection à un poteau de rive Présence d'une poutre transversale	$b_{eff} = b_c + 2h_f$ h_f épaisseur de la dalle
Connection à un poteau intermédiaire Absence de poutre transversale	$b_{eff} = b_c + 2h_f$
Connection à un poteau intermédiaire Présence de poutre transversale	$b_{eff} = b_c + 4h_f$

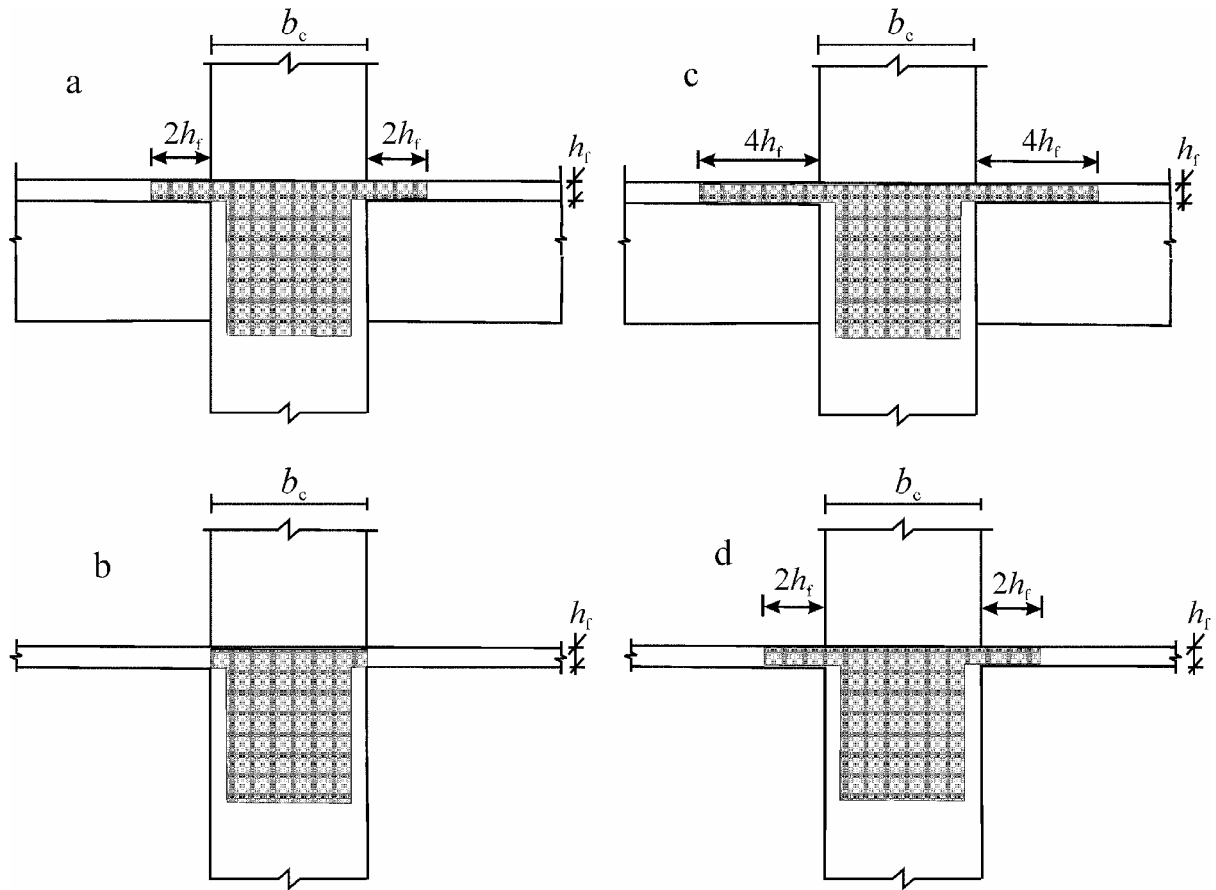


Figure 10.16. Largeurs participantes.

Longueur de la zone critique (ou dissipative) de poutre.

Zone de connection poutre – poteau et toute zone potentiellement dissipative : $l_{cr} = h_w$

h_w est la hauteur de la poutre

Zone de poutre sismique primaire supportant des éléments verticaux discontinus (interrompus) :

$l_{cr} = 2h_w$ de chaque côté de l'élément vertical supporté

Dispositions pour la capacité de rotation plastique dans les zones dissipatives de poutres.

Le coefficient de ductilité en courbure μ_ϕ doit satisfaire dans les zones critiques des poutres sismiques primaires la condition donnée en 10.6.2 (critère 2). Cet objectif est atteint si :

- dans la zone comprimée, des armatures longitudinales de section au moins égale à la moitié de la section des armatures présentes dans la zone tendue sont placées en complément des armatures comprimées nécessaires à la vérification de la poutre à l'état limite ultime dans la situation sismique de calcul.
- Le pourcentage d'armatures dans la zone tendue ρ ne dépasse pas la valeur ρ_{max} égale à :

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

ρ : pourcentage d'armatures de la zone tendue = A_s/bd

ρ' : pourcentage d'armatures de la zone comprimée = A_s' / bd

b : largeur de la membrure comprimée de la poutre.

Si la zone tendue comprend une dalle, la quantité d'armatures de dalle parallèles à la poutre dans la largeur effective est incluse dans ρ .

Tout le long d'une poutre sismique primaire, le pourcentage ρ d'armatures de la zone tendue ne doit être nulle part inférieur à la valeur minimale suivante $\rho_{\min k}$

$$\rho_{\min} = 0,5 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right)$$

Dans les zones critiques des poutres sismiques primaires, des armatures de confinement remplissant les conditions suivantes doivent être prévues :

- diamètre d_{bw} (mm) ≥ 6 .
- espacement s (mm) : $s = \min \{ h_w / 4; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL} \}$

d_{bL} : diamètre minimal (mm) des barres longitudinales h_w : hauteur de la poutre (mm).

- première armature de confinement à moins de 50 mm de la section d'extrémité de la poutre (Figure 10.17).

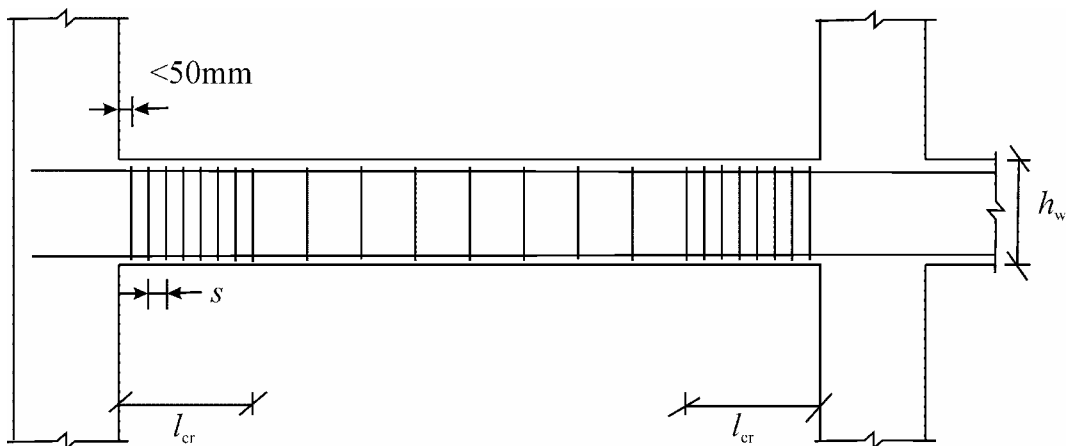


Figure 10.17. Disposition des armatures transversales de poutre.

10.8. 4. Vérifications des poteaux.

Résistance du poteau à la flexion dans un dimensionnement “poutres faibles - poteaux forts”.

[rotules plastiques dans les poutres]

Les moments sollicitants de calcul $M_{i,d}$ aux extrémité des poteaux sont déterminés par dimensionnement en capacité en se basant sur l'équilibre des nœuds poutre poteau et en considérant que des rotules plastiques sont formées aux extrémités des poutres liées aux nœuds :

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc}$$

$M_{Rc,i}$ est la valeur de calcul de la résistance à la flexion du poteau à l'extrémité i dans le sens du moment fléchissant sismique pour le sens considéré de l'action sismique.

Les moments résistants $M_{Rc,i}$ du poteau et ΣM_{Rc} sont calculés en considérant l'interaction avec l'effort normal dans la situation sismique de calcul pour le sens considéré de l'action sismique.

γ_{Rd} est le coefficient de surdimensionnement utilisé en dimensionnement capacitif pour tenir compte de la sur-résistance possible de la rotule plastique due à l'écroutissage de l'acier et au confinement du béton dans la zone de compression de la section :

$$\gamma_{Rd} = 1,1 \text{ (DCM)} \quad \gamma_{Rd} = 1,3 \text{ (DCH)}$$

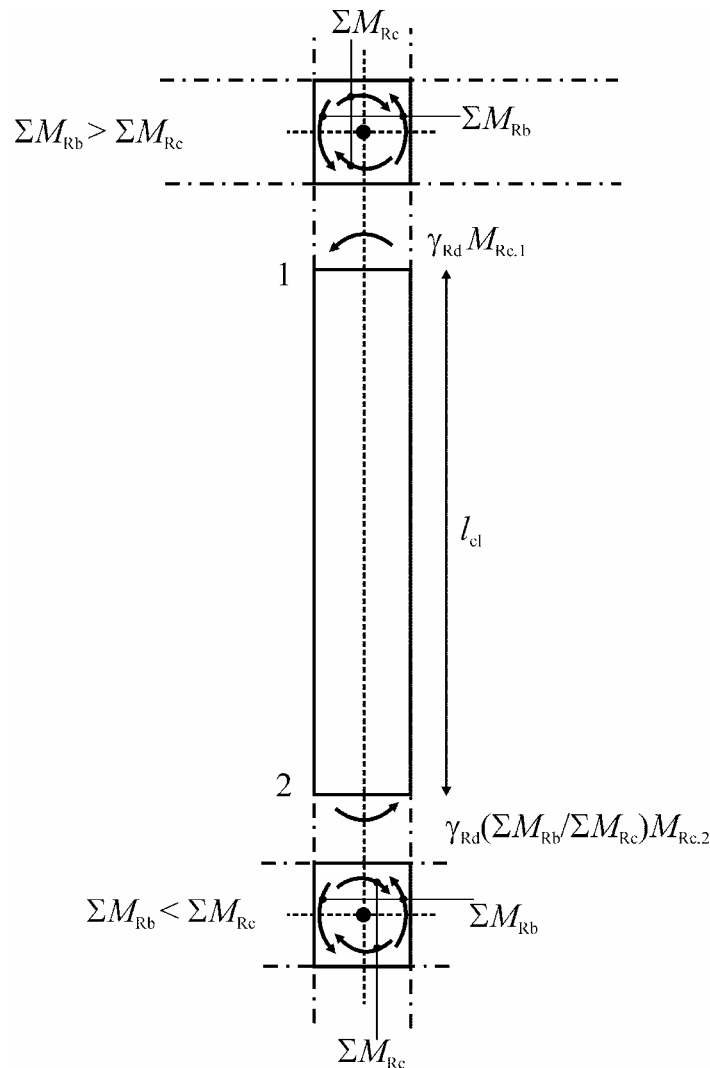


Figure 10.18. Moments $M_{i,d}$ sollicitant le poteau :

- Section 1 : cas poutre forte – poteau faible
- Section 2 : cas poutre faible – poteau fort

Résistance du poteau à l'effort tranchant dans un dimensionnement "poutres faibles - poteaux forts". [rotules plastiques dans les poutres].

Les efforts tranchants de calcul sont déterminés en se basant sur l'équilibre du poteau sous l'effet des moments d'extrémité $M_{i,d}$ définis au point précédent, avec $i = 1, 2$ où les i désignent les sections d'extrémité du poteau.

La résistance au cisaillement est définie dans l'Eurocode 2:

$$V_{Rd} = 0.9 b_w d \rho_w f_{yw} \cot \theta \quad \text{avec } 22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ \quad V_{cd} = 0$$

Résistance du poteau à la flexion dans un dimensionnement "poutres fortes - poteaux faibles".

On forme les rotules plastiques aux extrémités i des poteaux primaires. Leurs sections de béton et d'armature doivent être suffisantes pour reprendre le moment de flexion M_{Ed} calculé dans l'analyse :

$$M_{Rb} = M_{pl, Rd} \geq M_{Ed}$$

$M_{pl, Rd}$ doit être établi en tenant compte de l'interaction de la flexion avec l'effort normal.

Les moments sollicitants de calcul $M_{i,d}$ aux extrémités des poteaux sont les $M_{pl, Rd}$.

Résistance du poteau à l'effort tranchant dans un dimensionnement "poutres fortes - poteaux faibles". [rotules plastiques dans les poteaux].

Les efforts tranchants de calcul sont déterminés en se basant sur l'équilibre du poteau sous l'effet des moments d'extrémité $\gamma_{Rd} M_{i,d}$. Les $M_{i,d}$ ont été définis au point précédent, avec $i = 1, 2$ où les i désignent les sections d'extrémité du poteau. γ_{Rd} est le coefficient de surdimensionnement utilisé en dimensionnement capacitif pour tenir compte de la sur-résistance possible de la rotule plastique due à l'écroutissage de l'acier et au confinement du béton dans la zone de compression de la section :

$$\gamma_{Rd} = 1,1 \text{ (DCM)} \quad \gamma_{Rd} = 1,3 \text{ (DCH)}$$

Dispositions constructives pour la ductilité locale des poteaux sismiques primaires.

Le pourcentage total des armatures longitudinales ρ_l doit respecter : $0,01 < \rho_l \leq 0,04$.

Dans les sections transversales symétriques, on impose la symétrie des armatures : $\rho = \rho'$

Dans les nœuds poteau – poutre, au moins une armature intermédiaire doit être prévue entre les armatures d'angle le long de chaque face du poteau, pour assurer l'intégrité du nœud (voir 10.8.5).

Les zones s'étendant sur une distance l_{cr} à partir des deux sections d'extrémité d'un poteau de la structure sismique primaire doivent être considérées comme des zones critiques et comporter une armature transversale adéquate assurant le confinement du béton.

L'Eurocode 8 fixe l_{cr} à : $l_{cr} = \max\{h_c; l_{cl}/6; 0,45\}$ (m)

h_c est la plus grande dimension de la section transversale du poteau; l_{cl} est la longueur libre du poteau. Si $l_{cl}/h_c < 3$, la hauteur totale du poteau sismique primaire doit être considérée comme zone critique et doit être munie d'armatures en conséquence.

Dans la zone où il est prévu de former des rotules plastique, en particulier à la base des poteaux de la structure sismique primaire, il convient de réaliser un coefficient de ductilité en courbure μ_ϕ au moins égal à la valeur critère (voir 10.6.2). Ceci peut conduire à devoir réaliser un confinement, afin de bénéficier d'une déformation du béton à la ruine supérieure à $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$. On définit le confinement

nécessaire en utilisant la relation : $\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035$

ω_{wd} est le rapport mécanique en volume des armatures de confinement dans les zones critiques

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en béton}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right]$$

μ_ϕ est la valeur requise du coefficient de ductilité en courbure ; ν_d effort normal réduit de calcul ($\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$) ; $\varepsilon_{sy,d}$ valeur de calcul de la déformation de l'acier en traction à la limite d'élasticité ; h_c hauteur brute de la section transversale (parallèle à la direction horizontale dans laquelle la valeur de μ_ϕ s'applique) ; h_o hauteur du noyau confiné (par rapport à l'axe des armatures de confinement) ; b_c largeur brute de la section transversale ; b_o largeur du noyau confiné (par rapport à l'axe des armatures de confinement) ; α est le coefficient d'efficacité du confinement, égal à $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$,

Pour les sections transversales rectangulaires: $\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_o h_o$ $\alpha_s = (1 - s / 2b_o)(1 - s / 2h_o)$

n nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles ; b_i distance entre des barres maintenues consécutives (voir Figure 10.19, également pour b_o, h_o, s).

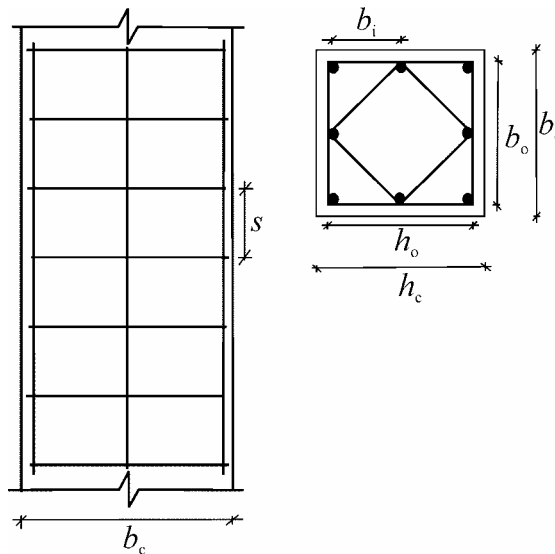


Figure 10.19. Armature de confinement.

Pour les sections transversales circulaires avec armatures de confinement et noyau confiné de diamètre D_o (par rapport à l'axe des armatures de confinement) : $\alpha_n = 1$ $\alpha_s = (1 - s/2D_o)^2$

Pour les sections transversales circulaires avec armature hélicoïdale : $\alpha_n = 1$ $\alpha_s = (1 - s/2D_o)$

Dans la zone critique à la base des poteaux sismiques primaires, on a obligatoirement: $\omega_{vd} \geq 0,08$

Dans les zones critiques des poteaux sismiques primaires, des armatures de confinement et des épingles d'au moins 6 mm de diamètre doivent être prévues avec un espacement s assez réduit pour assurer la ductilité et empêcher le flambement local des barres longitudinales. La forme des armatures de confinement doit être choisie de telle sorte qu'elles produisent dans la section du poteau un état de contraintes tri-axiales. $s = \min\{b_o/2; 175; 8d_{bL}\}$ (mm)

b_o dimension minimale du noyau de béton par rapport à l'axe des armatures de confinement

d_{bL} diamètre minimal des barres longitudinales.

La distance maximum entre barres longitudinales consécutives maintenues par des armatures de confinement : 200 mm

Les armatures transversales dans la zone critique à la base des poteaux sismiques primaires peuvent être déterminées comme spécifié dans l'Eurocode 2, si : $v_d \leq 0,2$ et $q \leq 2,0$.

10.8.5. Nœuds poteau - poutre.

Les nœuds entre poutres et colonnes sont des zones d'une structure où il convient d'éviter tout endommagement, pour les raisons suivantes :

- Si les nœuds sont endommagés, la quantité d'énergie qui peut être dissipée par l'ossature devient extrêmement réduite et on se trouve rapidement en condition d'écroulement de la structure.
- Une intervention après séisme pour réparer des nœuds endommagés présente beaucoup de difficultés.

Or les nœuds entre poutres et colonnes sont des zones très sollicitées en cisaillement sous séisme. Au cisaillement V_C du poteau défini par l'analyse globale de la structure s'ajoute des efforts tranchants locaux correspondant au transfert des moments de poutres au nœud. Ces efforts tranchants horizontaux agissant autour du noyau d'un nœud connectant des poutres et des poteaux primaires sismiques doivent être déterminés en prenant en compte les conditions les plus défavorables dues au chargement sismique, c'est-à-dire les conditions de dimensionnement en capacité pour les poutres connectées au nœud. On a donc comme efforts tranchants :

- une force de traction plastique $A_{s1} f_{yd}$ de l'armature supérieure A_{s1} d'un côté du nœud
- une force de traction plastique $A_{s2} f_{yd}$ de l'armature inférieure A_{s2} de l'autre côté du nœud.

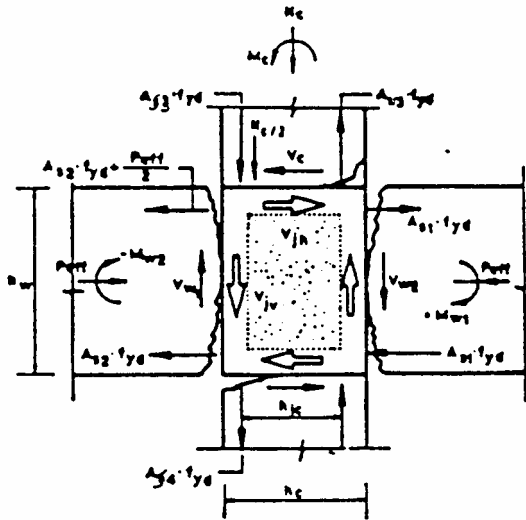


Figure 10.20. Sollicitation de cisaillement du nœud poteau-poutre.

L'effort tranchant horizontal agissant sur le noyau de béton des nœuds peut donc être évalué comme suit pour les nœuds poteau-poutre intermédiaires :

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C$$

Pour les nœuds poteau-poutre de rive :

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C$$

V_C est l'effort tranchant du poteau, issu de l'analyse dans la situation sismique de calcul. γ_{Rd} est le coefficient prenant en compte la sur-résistance due à l'écrouissage de l'acier, qu'il convient de ne pas prendre inférieur à 1,2. Les efforts tranchants agissant sur les nœuds doivent correspondre à la direction la plus défavorable de l'action sismique influençant les valeurs A_{s1} , A_{s2} et V_C .

Les armatures du nœud doivent présenter une importance et une forme appropriées pour assurer un transfert du cisaillement dans les conditions sismiques considérées : il s'agit de cadres horizontaux fermés dont les crochets doivent être recourbés à 135° pour que l'armature de confinement ne s'ouvre pas.

Dans l'Eurocode 8, la définition des armatures au nœud est différente selon la classe de ductilité visée :

- en projet DCL, on se limite aux vérifications de l'Eurocode 2.
- en projet DCM, on réalise une armature adéquate par le respect de règles spécifiques qui ont été calibrées pour placer en sécurité (voir ci-dessous).
- en projet DCH à haute ductilité, on doit effectuer un calcul explicite de la résistance du nœud et de l'armature dans un mécanisme bielle tirant.



Figure 10.21. Etat Limite Ultime d'un nœud correctement armé dans une situation « poutre forte-poteau faible ».

En projet DCM, les règles à respecter sont les suivantes.

Les armatures de confinement horizontales des nœuds des poutres sismiques primaires avec les poteaux sont les mêmes que celles des zones critiques des poteaux : .

Toutefois, si 4 poutres aboutissent au nœud, elles réalisent de fait un confinement du nœud et la densité d'armature de confinement peut être réduite. Si la largeur des poutres correspond à au moins les trois quarts de la dimension parallèle de la section transversale du poteau, l'espacement des armatures de confinement horizontales dans le nœud peut être doublé par rapport à la valeur en cours dans le poteau, sans toutefois dépasser 150 mm.

Au moins une barre verticale intermédiaire entre les armatures d'angle du poteau doit être prévue de chaque côté des nœuds connectant poteaux et poutres sismiques primaires.



Figure 10.22. Absence d'armature transversale au nœud. Effondrement dû à cette absence au nœud et dans la zone critique du poteau.



Figure 10.23. Effondrement dû à l'absence d'armature transversale au nœud.

10.8.6. Vérification explicite de la résistance d'un nœud poteau - poutre.

Dans l'Eurocode 8, une vérification explicite de la résistance du nœud est demandée en projet d'ossature à haute ductilité DCH.

Le transfert des forces de cisaillement à travers le cœur du nœud implique un mécanisme de bielles diagonales comprimées et d'armatures tendues. La compression des bielles est équilibrée en partie par les armatures longitudinales des poutres et poteaux. Des armatures au cœur du nœud sont aussi nécessaires pour empêcher l'ouverture de fissures parallèles à ces bielles, car sous l'alternance du mouvement sismique, un ensemble de fissures entrecroisées se formerait, qui conduirait à la désagrégation du nœud.

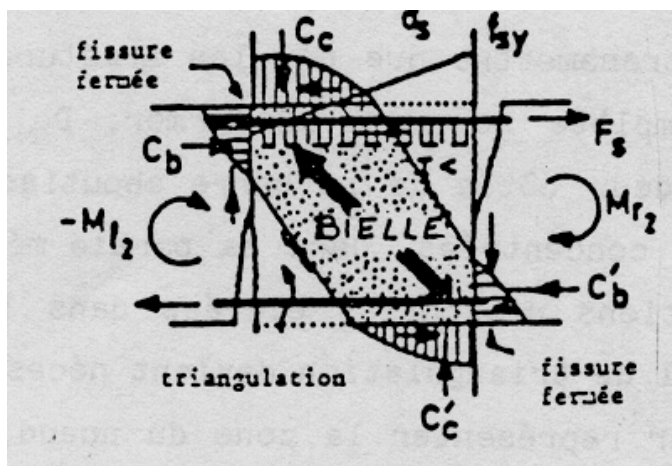


Figure 10.24. Bielle de compression développée au nœud poutre poteau.

Il n'y a pas de théorie unique uniformément admise pour la compréhension du mécanisme du nœud. Les conditions de l'Eurocode 8 servant à vérifier que la résistance du nœud est convenable sont les suivantes.

On vérifie que la compression diagonale induite dans le nœud par le mécanisme de bielle ne dépasse pas la résistance du béton à la compression en présence d'une déformation de traction transversale à l'aide des relations suivantes.

Pour les nœuds poteau-poutre intermédiaires:

$$V_{jhd} \leq \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta} b_j h_{jc}}$$

$\eta = 0,6(1 - f_{ck}/250)$; b_j est la largeur effective du nœud (voir ci-dessous) ; h_{jc} est la distance entre les lits extrêmes des armatures du poteau ; v_d est l'effort normal réduit dans la partie du poteau située au-dessus du nœud ; f_{ck} est exprimé en MPa.

Pour les nœuds poteau-poutre de rive, il convient que V_{jhd} soit pris égal au plus à 80 % de la valeur donnée au second membre de l'expression ci dessus où :

$$V_{jhd} \text{ vaut, pour les nœuds poteau-poutre intermédiaires : } V_{jhd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C$$

$$V_{jhd} \text{ vaut, pour les nœuds poteau-poutre de rive : } V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C$$

La largeur effective du nœud b_j est :

$$a) \text{ si } b_c > b_w: b_j = \min \{b_c; (b_w + 0,5 \cdot h_c)\}$$

$$b) \text{ si } b_c < b_w: b_j = \min \{b_w; (b_c + 0,5 \cdot h_c)\}$$

Un confinement adéquat (horizontal comme vertical) du nœud, doit être mis en place afin de limiter l'effort de traction diagonal maximal du béton $\max \sigma_{ct}$ à f_{std} . Cette exigence peut être satisfaite en fournissant des armatures de confinement horizontales d'un diamètre non inférieur à 6 mm dans le nœud, telles que :

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left(\frac{V_{jhd}}{b_j \cdot h_{jc}} \right)^2}{f_{ctd} + v_d f_{cd}} - f_{ctd}$$

avec :

A_{sh} est l'aire totale des armatures de confinement horizontales ; V_{jhd} et b_j comme défini plus haut ; h_{jw} est la distance entre les armatures supérieures et inférieures de la poutre ; h_{jc} est la distance entre les lits extrêmes des armatures du poteau ; v_d est effort normal réduit de la partie du poteau située au-dessus du nœud ($v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$) ; f_{ctd} est la valeur de calcul de la résistance à la traction du béton.

Comme variante à la règle ci-dessus, on peut assurer l'intégrité du nœud après fissuration diagonale par l'armature de confinement horizontale, l'aire totale dans le nœud doit respecter:

$$a) \quad \text{dans les nœuds intermédiaires : } A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0,8 v_d)$$

$$b) \quad \text{dans les nœuds de rive : } A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s2} f_{yd} (1 - 0,8 v_d)$$

γ_{Rd} est égal à 1,2 et l'effort normal réduit v_d renvoie à la partie du poteau située au-dessus du nœud dans l'expression ou à la partie située en dessous du nœud dans l'expression.

Les armatures de confinement horizontales calculées doivent être uniformément réparties dans la hauteur h_{jw} entre les armatures supérieure et inférieure de la poutre. Dans les nœuds de rive, il convient qu'elles recouvrent les extrémités des barres des poutres courbées vers l'intérieur du nœud.

Il convient de prévoir des armatures verticales du poteau traversant le nœud, telles que :

$$A_{sv,i} \geq (2/3) \cdot A_{sh} \cdot (h_{jc} / h_{jw})$$

où A_{sh} est l'aire totale requise des armatures de confinement horizontales et $A_{sv,i}$ désigne l'aire totale des barres intermédiaires placées sur les faces concernées du poteau entre les armatures d'angle du poteau (y compris les barres contribuant à l'armature longitudinale des poteaux).

10.9. Murs ductiles.

10.9.1. Détermination des sollicitations de calcul.

Un mur fonctionne comme une console verticale encastrée en base – Figure 10.25. Le mécanisme plastique souhaité est une rotule plastique flexionnelle en base du mur.

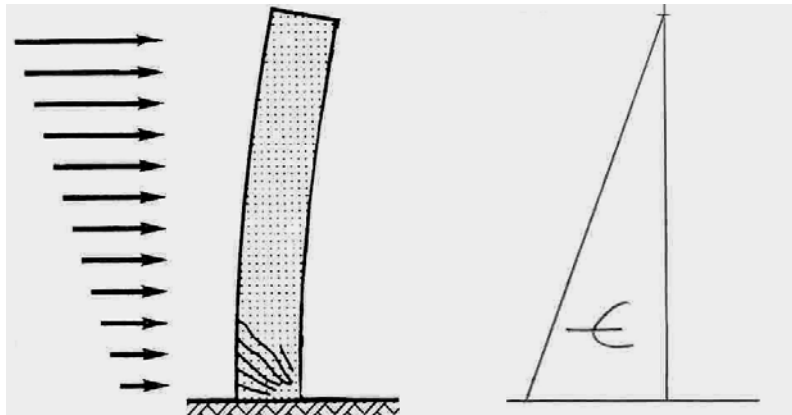


Figure 10.25. Mur ductile et rotule plastique en base.

Le diagramme des moments de flexion sollicitant correspondant au 1^{er} mode de vibration est facile à établir, mais il ne représente pas bien les sollicitations réelles. Les incertitudes de l'analyse et des effets dynamiques post-élastiques doivent être prises en compte, au moins à l'aide d'une méthode simplifiée.

Dans l'Eurocode 8, les règles suivantes, qui permettent de déterminer les enveloppes de calcul pour les moments fléchissants, ainsi que les coefficients d'amplification pour les efforts tranchants, rencontrent cette préoccupation .

Redistribution entre murs des sollicitations calculées par l'analyse élastique.

La redistribution des effets de l'action sismique entre des murs sismiques primaires est admise jusqu'à 30 %, sous réserve que la demande de résistance totale ne soit pas réduite. Il convient de redistribuer les efforts tranchants ainsi que les moments fléchissants, de sorte que, dans chaque mur pris

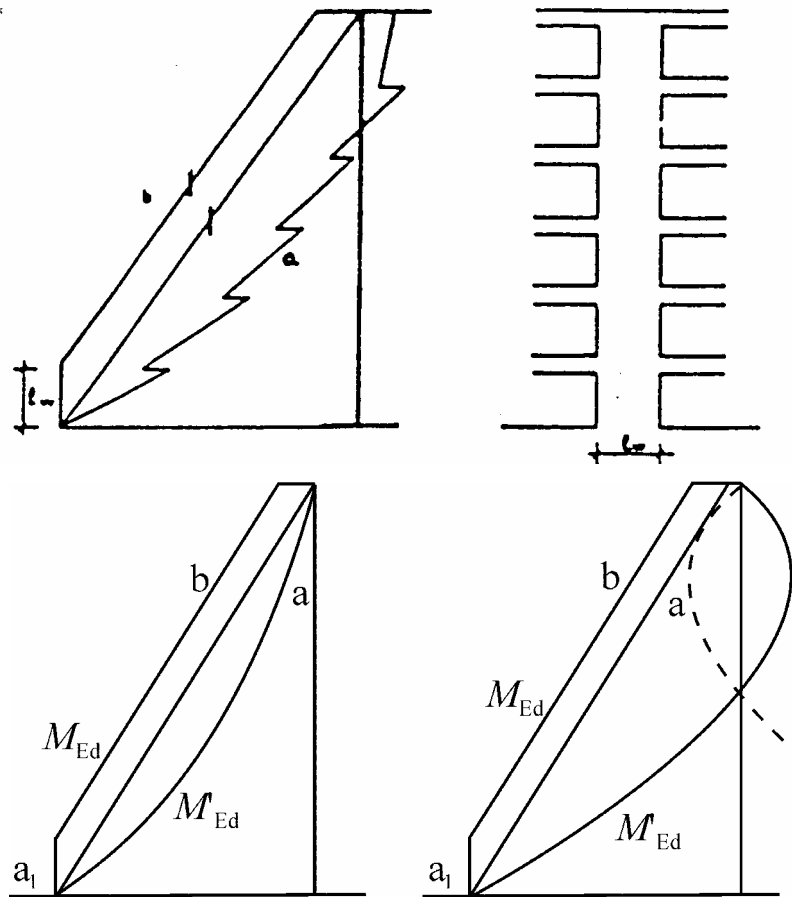
individuellement, le rapport entre moment fléchissant et effort tranchant ne soit pas sensiblement affecté.

Dans les murs soumis à d'importantes fluctuations d'effort normal, comme par exemple dans les murs couplés, il convient que les moments et les efforts tranchants soient redistribués du ou des murs peu comprimés (ou tendus), vers les murs qui sont très comprimés.

Dans les murs couplés, une redistribution des effets de l'action sismique entre les linteaux de différents étages est admise jusqu'à 20 %, sous réserve que l'effort normal sismique à la base de chaque mur, qui est la résultante des efforts tranchants dans les linteaux, ne soit pas affecté.

Moments de flexion sollicitants.

Les incertitudes concernant la distribution des moments sur la hauteur des murs sismiques primaires élancés (rapport hauteur sur longueur $h_w/l_w > 2,0$) sont prises en compte de la façon suivante, applicable quel que soit le type d'analyse utilisé : le diagramme des moments fléchissants de calcul sur la hauteur du mur est donné par une enveloppe du diagramme des moments fléchissants issu de l'analyse et déplacé verticalement (déplacement de la traction). L'enveloppe peut être supposée linéaire si la structure ne montre pas des discontinuités significatives de masse, de rigidité ou de résistance sur sa hauteur (voir Figure 10.26). Il convient que ce déplacement de la traction soit cohérent avec l'inclinaison des bielles considérées dans la vérification de l'effort tranchant à l'état limite ultime, avec une forme en éventail possible des bielles à proximité de la base, les planchers agissant alors comme des tirants. On suggère $a_1 = l_w$.



Légende : a : diagramme des moments obtenus par l'analyse b : enveloppe de calcul
 a₁ : déplacement de la traction

Figure 10.26. Enveloppe de calcul pour les moments fléchissants dans les murs élancés.

A gauche : systèmes de murs. A droite : systèmes à contreventement mixte.

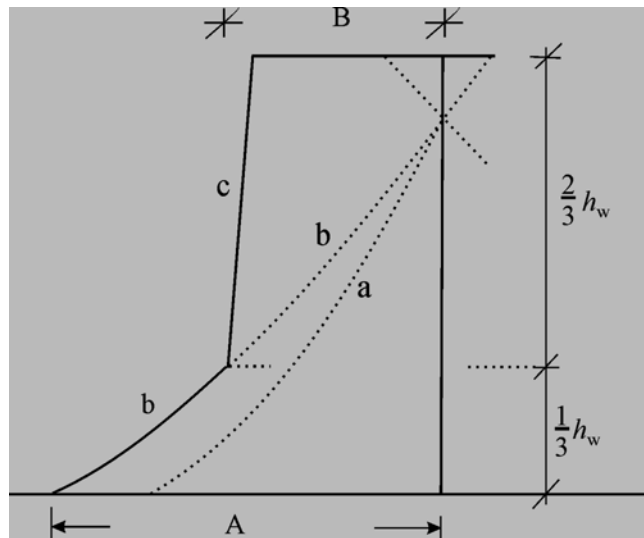
Effort tranchant sollicitant les murs.

Pour évaluer l'effort tranchant de calcul, on applique le dimensionnement capacitatif, en se référant à la valeur réelle M_{Rd} de la résistance de la rotule plastique en base du mur qui a été choisie comme mécanisme dissipatif. Pour évaluer M_{Rd} , on prend en compte:

- le moment résistant du mur, établi en se référant à un diagramme enveloppe des moments qui amplifie les moments établis par l'analyse
- la sur-résistance possible de la rotule plastique due à l'écroutissement de l'acier et au confinement du béton dans la zone comprimée de la section

L'Eurocode 8 prescrit que les efforts tranchants de calcul soient augmentés de 50 % par rapport aux efforts tranchants issus de l'analyse.

Dans les systèmes à contreventement mixte contenant des murs élancés, il convient d'utiliser l'enveloppe de calcul des efforts tranchants selon la Figure 10.27, afin de prendre en compte les sollicitations qui résulteraient de la contribution de modes de vibration autres que le 1^{er} mode.



Légende.

Diagramme des efforts tranchants a : obtenus par l'analyse b : augmentés c : enveloppe de calcul

A : $V_{\text{mur,base}}$

B : $V_{\text{mur,sommet}} \geq 0,5V_{\text{mur,base}}$

Figure 10.27. Enveloppe de calcul des efforts tranchants dans les murs d'un système à contreventement mixte.

Effort normal sollicitant les murs.

Les murs sismiques primaires doivent être de dimensions telles que l'effort normal réduit v_d respecte :

$$v_d = N_{Ed} / A_c f_{cd} \leq 0,4.$$

10.9.2. Vérifications de résistance des murs.

Les résistances à la flexion et à l'effort tranchant sont calculées de façon classique (Eurocode 2), sauf spécification contraire ci après, en utilisant la valeur de l'effort normal résultant de l'analyse dans la situation sismique de calcul. Elles visent à éviter les modes de ruine indiqués aux Figures 10.28 et 10.29.

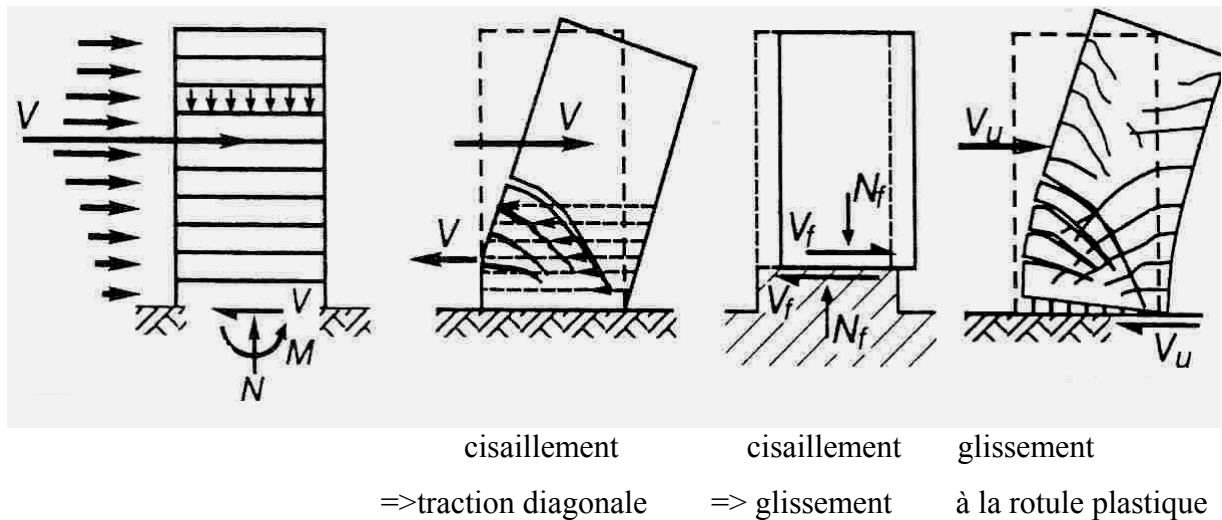


Figure 10.28. Modes de ruine indésirables dans les murs ductiles.

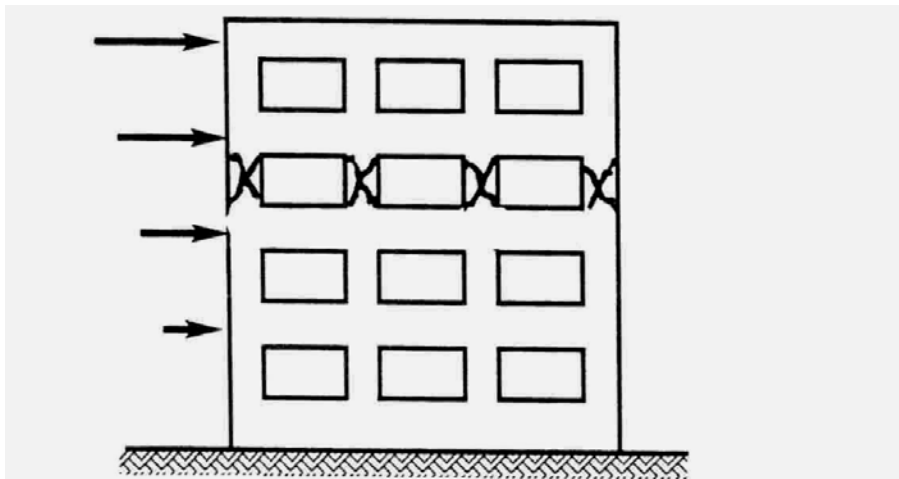


Figure 10.29. Mode de ruine indésirable dans un mur avec ouvertures.

La résistance à l'effort tranchant vaut: $V_{Rd} = 0.8b_w l_w \rho_h f_{ywd} \cot \theta$ $22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$

Les armatures verticales d'âme doivent être prises en compte dans le calcul de la résistance à la flexion des sections de mur.

Les murs composés de parties rectangulaires liées entre elles par des poutres de couplage ou s'intersectant (sections en L, T, U, I ou similaires) sont considérés comme ayant une section unique composée d'une ou plusieurs âmes parallèles à la direction de l'effort tranchant sismique et d'un ou de plusieurs raidisseurs perpendiculaires. La largeur participante de membrures raidisseuses de part et d'autre de chaque âme, s'étendant à partir de la face de l'âme, est égale à la plus petite des valeurs suivantes :

la longueur réelle de la membrure ; la moitié de la distance à une autre âme parallèle au mur considéré ; 25 % de la hauteur totale du mur au-dessus du niveau considéré.

10.9.3. Dispositions constructives pour la ductilité locale.

La hauteur h_{cr} de la zone où se produisent les déformations plastiques, zone de la « rotule plastique » en pied de mur également appelée zone « critique » est estimée par :

$$h_{cr} = \max[l_w, H_w / 6]$$

Cette hauteur est à compter à partir de la base du mur et ne peut être considérée inférieure à :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_s & \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2 \cdot h_s & \text{pour } n \geq 7 \text{ niveaux} \end{cases}$$

h_s est la hauteur libre de chaque niveau ; l_w est la longueur du mur en plan.

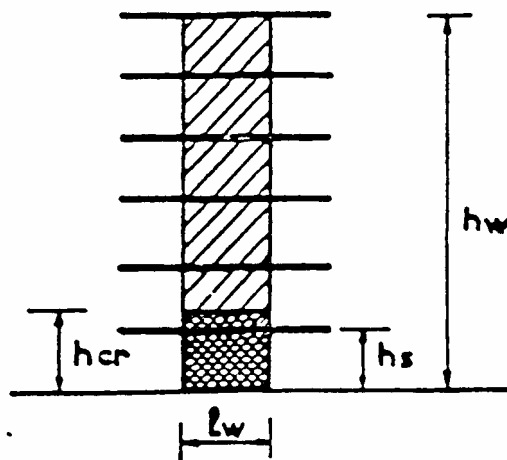


Figure 10.30. Sur la hauteur critique h_{cr} des armatures de confinement des éléments de rive du voile assurant la ductilité de la rotule plastique sont nécessaires (voir Figure 10.31).

La base du mur est le niveau des fondations ou le niveau de l'encastrement dans un soubassement qui comporte des diaphragmes rigides et des murs périphériques.

Dans les zones critiques des murs, la valeur du coefficient de ductilité en courbure μ_ϕ doit être au moins égale à la valeur critère définie en 10.6.2. Dans cette relation, on remplace q_0 par le produit de la valeur de base q_0 du coefficient de comportement (définie en Table en 10.5.2) par la valeur maximale du rapport M_{Ed}/M_{Rd} à la base du mur, dans la situation sismique de calcul. M_{Ed} est le moment fléchissant de calcul issu de l'analyse, M_{Rd} est la résistance à la flexion de calcul et leur rapport définit donc la sur-résistance par rapport à la valeur minimum nécessaire. La ductilité correspondant au coefficient μ_ϕ ainsi établi peut être obtenue en plaçant des armatures de confinement dans les zones situées aux extrémités de la section transversale, parfois appelées « éléments de rive ». Ces éléments de rive constituent en quelque sorte des membrures latérales plus résistantes et plus ductiles que le reste du voile. Comme ces zones sont les plus sollicitées, c'est à cet endroit que se

produirait en premier lieu l'éclatement du béton. On empêche donc la ruine de commencer en renforçant ces zones. Les armatures de confinement sont des cadres ou des épingles similaires à ceux des poteaux – Figure 10.31.

On définit les zones confinées de rive de la façon suivante.

En élévation, les armatures de confinement doivent être présentes sur la hauteur h_{cr} de la zone critique. En plan, la zone à confiner s'étend horizontalement sur une longueur l_c mesurée depuis la fibre de compression extrême du mur jusqu'au point où le béton non confiné peut éclater à cause de déformations de compression importantes. On considère en général que la déformation de compression ε_{cu2} pour laquelle survient l'éclatement du béton est égale à : $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$.

L'élément de rive confiné doit s'étendre sur une distance $x_u(1 - \varepsilon_{cu2}/\varepsilon_{cu2,c})$ – voir Figure 10.31 - depuis l'axe des armatures de confinement à proximité de la fibre de compression extrême. La dimension de la zone confinée en compression x_u est calculée à la courbure extrême (ELU) en exprimant l'équilibre de la section de mur. La largeur de la zone confinée en compression est prise constante et égale à b_o . La déformation ultime $\varepsilon_{cu2,c}$ du béton confiné est estimée par :

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \alpha \omega_{wd} .$$

Au minimum, la longueur l_c de l'élément de rive confiné vaut $0,15 l_w$ ou $1,50 b_w$ (b_w est la largeur du mur).

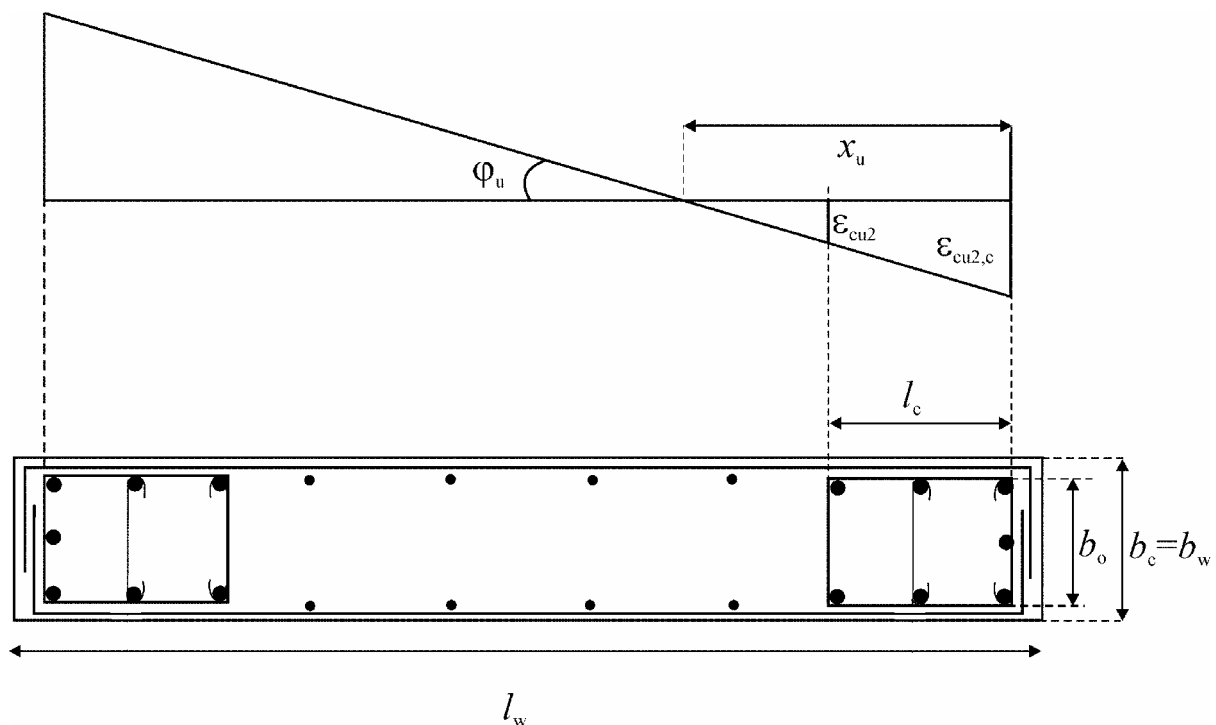


Figure 10.31. Eléments de rive confinés d'une extrémité de mur à bords libres

En haut : déformations obtenues à la courbure extrême. En bas : armature requise.

Dans les murs de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises ω_{wd} dans les éléments de rive doit respecter la même condition que dans les poteaux, soit:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\varphi} (v_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035$$

La définition des paramètres est la même qu'en 10.8.4 ; ω_v est rapport mécanique des armatures verticales d'âme, soit : $\omega_v = \rho_v f_{yd,v}/f_{cd}$

Dans les murs avec excroissances ou membrures, ou avec une section composée de plusieurs parties rectangulaires (sections en T, L, I, U, etc.), ω_v des éléments de rive peut être déterminé comme suit. L'effort normal N_{Ed} et l'aire totale des armatures verticales d'âme A_{sv} sont normalisés à $l_w b_f f_{cd}$. On considère comme largeur transversale b_f l'épaisseur de l'excroissance ou de la membrure en compression et on a :

$$v_d = N_{Ed} / l_w b_f f_{cd} \quad \omega_v = (A_{sv} / l_w b_f) f_{yd} / f_{cd}$$

La position de l'axe neutre χ_u correspondant à la courbure ultime après éclatement du béton situé hors du noyau confiné des éléments de rive est estimée par:

$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_f}{b_o}$$

b_o est la largeur de la partie confinée de l'excroissance ou de la membrure.

Si χ_u est inférieur à la largeur de la partie confinée de l'excroissance ou de la membrure, on calcule le ω_{wd} nécessaire dans ces excroissance ou membrure comme ci dessus, v_d , ω_v , b_f et b_o se référant à l'épaisseur de l'excroissance ou de la membrure.

Si la valeur de χ_u est supérieure à l'épaisseur de l'excroissance ou de la membrure après éclatement du béton d'enrobage, on utilise la méthode générale basée sur : 1) le calcul du coefficient de ductilité en courbure par $\mu_{\phi} = \phi_u / \phi_y$, 2) le calcul de ϕ_u par $\varepsilon_{cu2,c} / x_u$ et de ϕ_y par $\varepsilon_{sy} / (d - x_y)$, 3) l'équilibre de la section pour l'estimation des positions d'axes neutres x_u et x_y , et 4) la résistance et la déformation ultime du béton confiné, $f_{ck,c}$ et $\varepsilon_{cu2,c}$, exprimés en fonction de la contrainte effective de confinement (voir Eurocode 2). On calcule alors les armatures de confinement éventuellement requises et les longueurs de mur confiné.

Il n'est pas nécessaire de prévoir d'élément de rive confiné dans les membrures de mur ayant une épaisseur $b_f \geq h_s/15$ et une largeur $l_f \geq h_s/5$, h_s étant la hauteur libre d'étage (Figure 10.32).

Néanmoins, des éléments de rive confinés peuvent être nécessaires aux extrémités de ces membrures en raison de la flexion hors plan du mur.

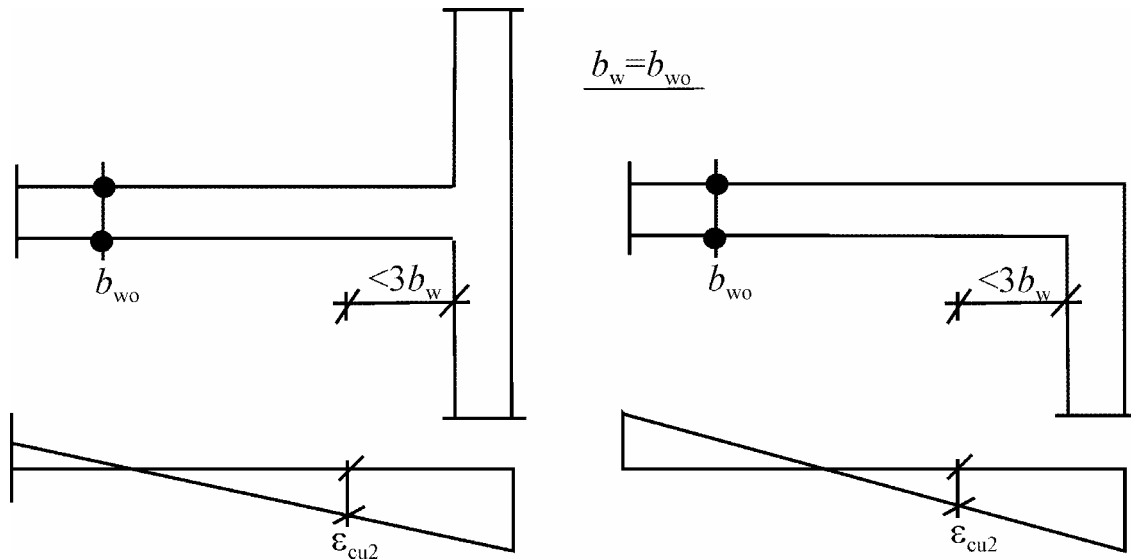


Figure 10.32. Le confinement des éléments de rive n'est pas nécessaire aux extrémités du mur avec membrure transversale importante ($l_f > h_s/5$) ni dans une membrure trapue ($b_f \geq h_s/15$).

Le pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive doit être $\geq 0,005$.

Sur la hauteur critique à la base des murs ductiles, on a obligatoirement dans les zones confinées:

- une densité de l'armature de confinement qui respecte $\omega_{wd} \geq 0,08$
- un espacement vertical s des armatures de confinement qui respecte $s = \min \{b_o/2; 175; 8d_{bL}\}$ (mm) ; b_o est la dimension minimale du noyau de béton par rapport à l'axe des armatures de confinement ; d_{bL} est le diamètre minimal des barres longitudinales (=verticales).
- la distance maximum entre barres longitudinales consécutives maintenues par des armatures de confinement : 200 mm

Les cadres de confinement doivent se recouvrir, de sorte que chaque barre longitudinale (=verticale) soit maintenue par une armature de confinement ou une épingle.

L'épaisseur b_w des parties confinées de la section de mur (éléments de rive) doit respecter une règle de dimension minimale:

- $b_w \geq 200$ mm.
- Si la longueur de la partie confinée ne dépasse pas $2b_w$ et $0,2l_w$: $b_w \geq h_s/15$, h_s étant la hauteur d'étage.
- Si la longueur de la partie confinée excède $2b_w$ et $0,2l_w$: $b_w \geq h_s/10$ (voir Figure 10.33).

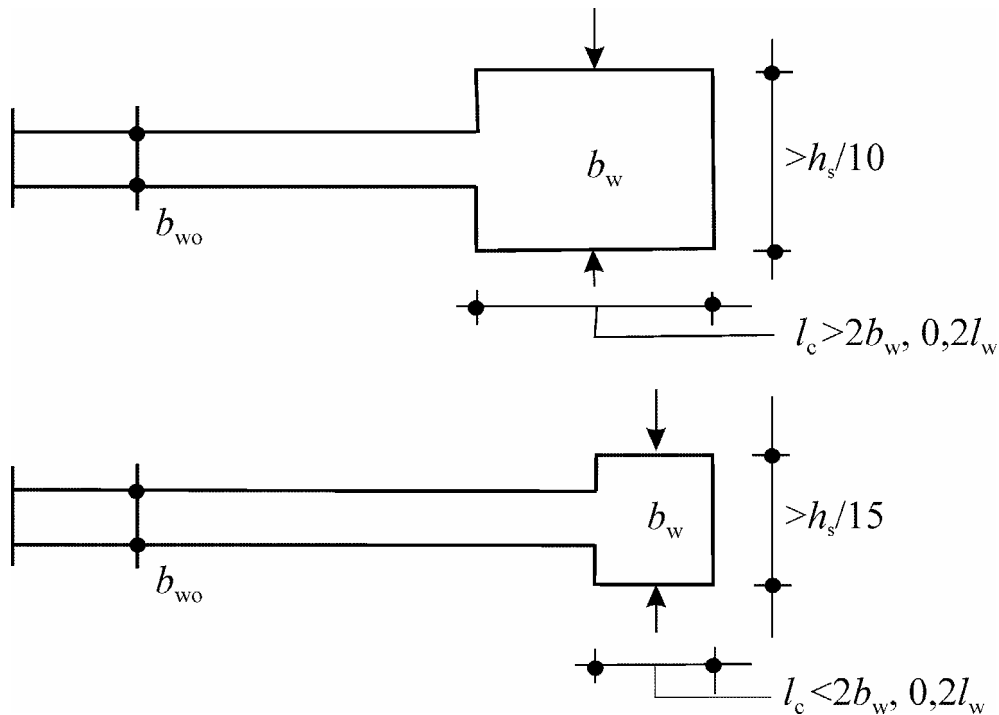


Figure 10.33. Epaisseur minimale des éléments de rive confinés.

Sur la hauteur du mur au-dessus de la zone critique, seules les règles de l'Eurocode 2 relatives aux armatures verticales, horizontales et transversales s'appliquent. Toutefois, dans les parties de la section où la déformation de compression ϵ_c est supérieure à 0,002 dans la situation sismique de calcul, on réalise un pourcentage d'armatures verticales $\geq 0,005$.

Les armatures transversales des éléments de rive peuvent être déterminées en se référant seulement à l'Eurocode 2 si l'une des conditions suivantes est remplie :

- si la valeur de l'effort normal réduit de calcul v_d respecte : $v_d \leq 0,15$
- si $v_d \leq 0,20$ et qu'on réduit de 15 % le coefficient q utilisé dans l'analyse.

10.10. Murs de grandes dimensions en béton peu armé.

10.10.1. Détermination des sollicitations de calcul.

L'objectif du dimensionnement est de favoriser un mécanisme flexionnel global, impliquant une plastification limitée en flexion et, éventuellement, des soulèvements transitoires du côté mis en traction par l'action sismique.

Pour assurer que la plastification en flexion précède la formation de l'état limite ultime en cisaillement, l'effort tranchant V_{Ed} provenant de l'analyse doit être augmenté, suivant le concept du dimensionnement capacitif. L'exigence donnée dans l'Eurocode 8 est qu'on calcule à chaque niveau

du mur l'effort tranchant de calcul V_{Ed} à partir de l'effort tranchant V'_{Ed} issu de l'analyse en

appliquant la relation:
$$V_{Ed} = V'_{Ed} \frac{q+1}{2}$$

Les efforts normaux dynamiques supplémentaires N_{dyn} développés dans les murs de grandes dimensions en raison du soulèvement par rapport au sol ou de l'ouverture et de la fermeture de fissures horizontales doivent être pris en compte dans la vérification du mur à l'état limite ultime vis-à-vis de la flexion composée. On estime que la composante dynamique de l'effort normal du mur correspond à 50 % de l'effort normal dans le mur dû aux charges gravitaires présentes dans la situation sismique de calcul. On doit considérer la composante dynamique de l'effort normal en compte avec un signe, soit positif, soit négatif, en retenant le cas le plus défavorable. Si le coefficient de comportement q adopté pour le projet est $q \leq 2,0$, l'effet de l'effort normal dynamique peut être négligé.

10.10.2. Résistance en flexion.

L'état limite ultime en flexion composée dans le plan du mur est vérifié classiquement suivant l'Eurocode 2 et l'hypothèse de conservation des sections planes. Les contraintes normales dans le béton doivent être limitées afin d'empêcher l'instabilité hors plan du mur. Compte tenu du caractère dynamique de l'effort normal N_{dyn} défini en 10.10.1, on admet comme déformation limite ε_{cu2} du béton non confiné : $\varepsilon_{cu2} = 0,005$, lorsque N_{dyn} est pris en compte dans la vérification à l'état limite ultime pour la flexion composée. Une valeur encore plus élevée de ε_{cu2} peut être prise en compte si le béton est confiné, sous réserve que la réduction de section correspondant à l'éclatement du béton d'enrobage non confiné soit prise en compte dans la vérification.

10.10.3. Résistance à l'effort tranchant

Une marge de sécurité est fournie par la majoration du cisaillement de calcul V_{Ed} et du fait que la réponse, y compris des fissurations obliques éventuelles, est contrôlée en termes de déformation.

Pour cette raison, si on a $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, le pourcentage minimal d'armatures d'effort tranchant $\rho_{w,min}$ dans l'âme n'est pas requis.

Si $V_{Ed} > V_{Rd,c}$, on calcule l'armature d'effort tranchant de l'âme sur la base d'un modèle d'inclinaison variable du treillis ou sur la base d'un modèle bielle/tirant, en choisissant le plus approprié pour la géométrie particulière du mur. Si un modèle bielle/tirant est utilisé, la largeur LB de la bielle :

- doit tenir compte de la présence d'ouvertures dans le mur
- $LB \leq 0,25l_w$ ou $4b_{wo}$, (en prenant la plus petite valeur)

Il convient de vérifier l'état limite ultime par rapport à l'effort tranchant vis-à-vis du glissement au niveau des reprises de bétonnage horizontales conformément à l'Eurocode 2. La longueur d'ancrage requise des armatures traversant l'interface et jouant le rôle de goujon doit être augmentée de 50 % par rapport à la longueur requise dans l'Eurocode 2.

10.10.4. Dispositions constructives pour la ductilité locale.

Les barres verticales nécessaires pour la vérification à l'état limite ultime en flexion composée, ou pour le respect de toute disposition concernant les armatures minimales, doivent être maintenues par une armature de confinement ou une épingle d'un diamètre :

- ≥ 6 mm
- ou correspondant à un 1/3 du diamètre de la barre verticale, d_{bL} .

Les armatures de confinement et les épingles présentent un espacement vertical inférieur ou égal à 100 mm ou $8d_{bL}$, en prenant la plus petite valeur.

Les armatures verticales nécessaires pour la vérification à l'état limite ultime en flexion composée, latéralement maintenues par des armatures de confinement et des épingles sont concentrées dans les éléments de rive aux extrémités de la section transversale. Ces éléments de rive se prolongent dans la longueur l_w du mur sur une longueur non inférieure à b_w ou $3 b_w \sigma_{cm}/f_{cd}$, en prenant la plus grande valeur, σ_{cm} étant la valeur moyenne de la contrainte du béton dans la zone comprimée à l'état limite ultime en flexion composée.

Le diamètre d_{bL} des barres verticales doit être ≥ 12 mm sur le premier niveau du bâtiment et dans tout étage où la longueur l_w du mur est réduite par rapport à celle de l'étage inférieur de plus d'un tiers de la hauteur d'étage h_s . Dans tous les autres étages, le diamètre minimal d_{bL} des barres verticales doit respecter: $d_{bL} \geq 10$ mm.

Pour assurer que le mode de déformation est contrôlé par la flexion et non par l'effort tranchant, il convient que la quantité d'armatures verticales placées dans la section de mur ne dépasse pas inutilement la quantité requise pour la vérification à l'état limite ultime en flexion composée et pour l'intégrité du béton.

Des chaînages en acier continus, horizontaux ou verticaux, doivent être disposés :

- a) le long de toutes les intersections de murs ou liaisons avec les raidisseurs
- b) à tous les niveaux de plancher
- c) autour des ouvertures dans le mur.

Au minimum, les chaînages doivent être conformes à l'Eurocode 2, qui indique comme résistances maximales requises les valeurs données au Tableau suivant. Des valeurs inférieures peuvent être établies en fonction des données particulières d'un projet.

Position du chaînage	Résistance maximale requise
Chaînage horizontal interne	Max. 70 kN en traction
Chaînage horizontal périphérique	Max. 70 kN en traction
Chaînage horizontal de liaison des poteaux	Max. 150 kN en traction
Chaînage horizontal de liaison des murs	Max. 20 kN /m en traction
Chaînage verticaux	capacité de se substituer localement à un mur défaillant et d'assurer la descente de charge

10.11. Eléments de liaison des murs couplés

Les éléments de liaison des murs couplés relient deux murs jouant un rôle structurel dans la reprise de l'action sismique.

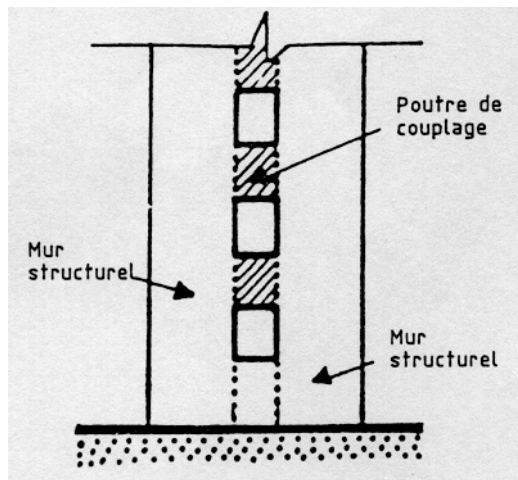


Figure 10.34 . Poutres de couplage.

Suivant la conception de ces éléments de liaison, on peut réaliser toutes les situations intermédiaires entre les 2 extrêmes suivants :

- les éléments de liaison sont très flexibles en regard des murs ; les déplacements horizontaux des murs sont égaux, car les éléments de liaison et les diaphragmes forcent cet égal déplacement ; les sollicitations des murs sont trouvées en considérant la raideur individuelle de chaque mur.
- les éléments de liaison sont très raides, au point que chaque mur est une partie d'une section résistante considérée comme unique et composée de plusieurs murs ; les éléments de liaison sont fortement sollicités en cisaillement et flexion ; leur rôle est similaire à celui de l'âme d'une poutre en I.

Le couplage des murs par des dalles est a priori peu raide et ne doit pas habituellement pas être pris en compte.

Pour assurer un comportement convenable des poutres de couplage, l'évaluation et la vérification de leur résistance doivent être menés comme suit.

Les linteaux sont vérifiés comme des poutres de portique :

a) s'il est peu probable qu'une fissure dans les deux directions diagonales puisse se produire. Une

règle d'application acceptable est : $V_{Ed} \leq f_{ctd} b_w d$

b) ou si la prépondérance d'un mode de rupture par flexion est assurée. Une règle d'application

acceptable est : $l/h \geq 3$

Si aucune des conditions a) et b) n'est remplie, la résistance du linteau aux actions sismiques doit être assurée par des armatures disposées selon les deux diagonales du linteau - Figure 10.35.

Ces diagonales sont dimensionnées pour offrir une résistance en traction supérieure à la sollicitation calculée dans les diagonales d'une triangulation – voir Figure 10.35 : $V_{Ed} \leq 2 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha$

V_{Ed} est la valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant sur l'élément de liaison ($V_{Ed} = 2 \cdot M_{Ed}/l$) ;

A_{si} est l'aire totale des armatures dans chaque direction diagonale ; α est l'angle entre les armatures diagonales et l'axe de la poutre.

Les armatures des diagonales est constituée comme celle de poteaux de côté au moins égal à $0,5b_w$.

Leur longueur d'ancrage dépasse de 50 % celle requise dans l' Eurocode 2.

Des armatures de confinement doivent être prévues dans ces « poteaux ». Elles respectent les règles relatives aux armatures de confinement, afin d'empêcher le flambement des armatures longitudinales.

Des armatures longitudinales et transversales doivent aussi être disposées sur les deux faces latérales de la poutre de couplage ; elles sont conformes aux exigences minimales de l'Eurocode 2 pour les poutres hautes. Il n'est pas nécessaire d'ancrer ces armatures longitudinales dans les murs couplés, il suffit de les prolonger de 150 mm dans ces murs.

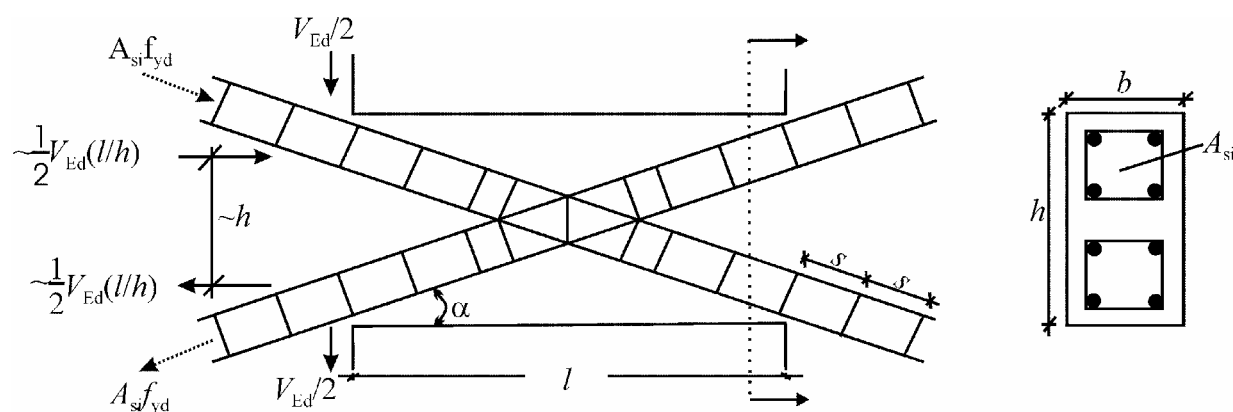


Figure 10.35. Linteau avec armatures diagonales.

10.12. Ancrages des armatures.

Pour les armatures de confinement utilisées en tant qu'armatures transversales dans les poutres, les poteaux ou les murs, on doit utiliser des **cadres fermés avec des extrémités coudées à 135°** et ayant des retours de longueur $10 d_{bw}$.

Dans les structures DCH, la longueur d'ancrage des armatures des poutres et des poteaux ancrées dans les nœuds poteaux-poutres doit être mesurée à partir d'un point de l'armature situé à une distance de $5d_{bL}$ de la face du nœud, vers l'intérieur du nœud, pour prendre en compte l'extension de la zone plastifiée due au déformations cycliques post-élastiques- Figure 10.36 A.

Poteaux

Lorsqu'on calcule la longueur d'ancrage ou de recouvrement des armatures des poteaux qui contribuent à la résistance à la flexion des éléments dans les zones critiques, le rapport entre la section d'armatures exigée et la section effectivement prévue $A_{s,req}/A_{s,prov}$ doit être pris égal à 1.

Si, dans la situation sismique de calcul, l'effort normal dans un poteau est une traction, les longueurs d'ancrage doivent être augmentées de 50 % par rapport aux longueurs spécifiées pour le cas statique.

Poutres

La partie de l'armature longitudinale des poutres ancrée par crosse dans les nœuds doit toujours être placée à l'intérieur des armatures de confinement correspondantes du poteau.

Afin de prévenir une rupture d'adhérence, le diamètre d_{bL} des barres longitudinales de poutres ancrées dans des nœuds poteau - poutre doit être limité conformément aux expressions suivantes :

a) pour des nœuds poteau - poutre intermédiaires :

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}}$$

b) pour des nœuds poteau-poutre de rive :

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d)$$

avec :

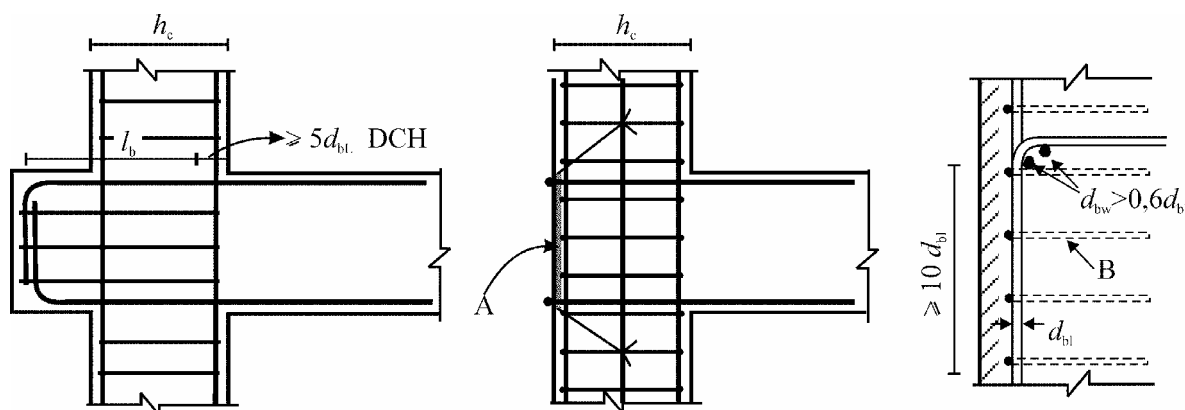
h_c , longueur du poteau parallèlement aux armatures ; f_{ctm} valeur moyenne de la résistance du béton à la traction ; f_{yd} valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier ; v_d effort normal réduit de calcul dans le poteau, pris à sa valeur minimale pour la situation sismique de calcul ($v_d = N_{Ed} / f_{cd} A_c$) ; k_D coefficient dépendant de la classe de ductilité, égal à 1 pour DCH et à 2/3 pour DCM ; ρ' pourcentage d'acier comprimé des armatures de la poutre traversant le nœud ; ρ_{max} pourcentage d'acier tendu maximal admissible ;

γ_{Rd} est le coefficient d'incertitude du modèle sur les valeurs de la résistance, dû à la sur-résistance possible due à l'érouissage de l'acier des armatures longitudinales dans la poutre et pris égal à 1,2 ou 1,0, respectivement pour DCH ou DCM.

Si la limitation de diamètre définie plus haut ne peut pas être satisfaite dans des nœuds poteau-poutre de rive parce que la dimension h_c du poteau parallèlement aux armatures est trop faible, on peut assurer l'ancrage des armatures longitudinales des poutres par des dispositions moins classiques:

- La poutre est prolongée sous forme d'ergots extérieurs -Figure 10.36 A.
- Des plaques d'ancrage sont soudées aux extrémités des armatures - Figure 10.36 B.
- Des coudes d'une longueur minimale de $10d_{bL}$ et des armatures transversales regroupées à l'intérieur du coude au contact des armatures sont mis en place -Figure 10.36 C.

Les armatures supérieures ou inférieures de poutre traversant les nœuds intermédiaires doivent être arrêtées en dehors des zones les plus contraintes. On prescrit que cet arrêt ne soit pas situé à moins de l_{cr} du nœud. Pour rappel, l_{cr} , longueur de la zone critique ou rotule plastique de l'élément est de l'ordre de la hauteur h_w de la poutre et la longueur d'ancrage devrait être comptée à partir du point d'arrêt.



Légende. A : plaque d'ancrage. B : armatures de confinement autour des armatures du poteau

Figure 10.36. Solutions pour l'ancrage des armatures longitudinales de poutres aux nœuds de rive.

10.13. Jonction des armatures.

Les zones de transfert d'effort d'armature à armature sont aussi des zones de déviation d'effort et de concentration de contrainte. Ce sont donc a priori des points faibles, susceptibles de rupture à caractère fragile et des précautions particulières s'imposent à ces endroits de la structure.

Il ne doit pas y avoir de jonction par recouvrement par soudure à l'intérieur des zones critiques des éléments de structure.

Il peut y avoir des jonctions par coupleurs mécaniques dans les poteaux et les murs, si le fonctionnement de ces dispositifs est validé par des essais appropriés, réalisés dans des conditions compatibles avec la classe de ductilité retenue.

Les armatures transversales à prévoir sur la longueur de recouvrement doivent être calculées conformément à l'Eurocode 2 et respecter les prescriptions suivantes:

- Si les armatures ancrées et en continuité sont disposées dans un plan parallèle aux armatures transversales, la somme ΣA_{sL} des sections de toutes les armatures faisant l'objet du recouvrement doit être utilisée dans le calcul des armatures transversales.
- Si les armatures ancrées et en continuité sont disposées dans un plan perpendiculaire aux armatures transversales, la section des armatures transversales doit être calculée sur la base de la plus grande section A_{sL} des armatures longitudinales recouvertes.
- L'espacement s des armatures transversales (en millimètres) à placer dans la zone de recouvrement ne doit pas dépasser : $s = \min \{h/4; 100\}$; h est la plus petite dimension de la section transversale (en millimètres).

La section requise A_{st} des armatures transversales dans la zone de recouvrement, soit des armatures longitudinales des poteaux, dont la jonction est faite au même endroit (comme défini dans l'Eurocode 2), soit des armatures longitudinales des éléments de rive des murs, peut être calculée:

$$A_{st} = s (d_{bl}/50)(f_{yld}/f_{ywd})$$

A_{st} , section d'une branche des armatures transversales ; d_{bl} , diamètre des armatures en recouvrement ; s , espacement des armatures transversales ; f_{yld} , valeur de calcul de la limite d'élasticité des armatures longitudinales ; f_{ywd} , valeur de calcul de la limite d'élasticité des armatures transversales.

10.14. Eléments sismiques secondaires.

Les éléments sismiques secondaires qui sont soumis à des déformations importantes dans la situation sismique de calcul doivent être dimensionnés et conçus en détail de manière à conserver leur capacité à supporter les charges gravitaires présentes dans la situation sismique de calcul lorsqu'ils sont soumis aux déformations maximales imposées. Ces déformations maximales dues à la situation sismique de calcul sont les déformations réelles élastoplastiques en situation sismique ($d_s = q_d d_e$) et elle doivent inclure l'effet P- Δ s'il est significatif. Elles doivent être calculées à partir d'une analyse de la structure pour la situation sismique de calcul, dans laquelle la contribution des éléments sismiques secondaires à la raideur latérale est négligée et les éléments sismiques primaires sont modélisés avec leur rigidité fissurée à la flexion et à l'effort tranchant.

Les éléments sismiques secondaires sont adéquats si les moments de flexion et les efforts tranchants ainsi calculés ne dépassent pas leurs résistances de calcul à la flexion et à l'effort tranchant, respectivement M_{Rd} et V_{Rd} .

10.15. Effets locaux dus aux remplissages en maçonnerie ou en béton.

La vulnérabilité particulière des murs de remplissage des rez-de-chaussée conduit souvent à leur ruine prématurée, ce qui induit une irrégularité à ce niveau. Il convient de prendre des dispositions particulières pour éviter des conséquences catastrophiques.



Figure 10.37. La ruine des murs de remplissage du rez-de-chaussée induit une irrégularité en élévation.

A défaut de méthode plus précise, il y a lieu de considérer la hauteur totale des poteaux du rez-de-chaussée comme la longueur critique et de la confiner en conséquence.

Lorsque la hauteur des remplissages est inférieure à la hauteur libre des poteaux adjacents, il subsiste, au dessus du remplissage, un poteau court qui va nécessairement subir un cisaillement plus important que prévu.

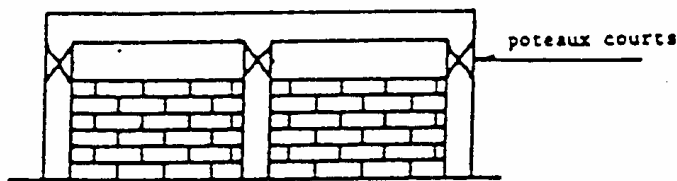


Figure 10.38. Situation où les remplissages créent un effet de poteau court.

Il convient de prendre les mesures suivantes :

- considérer la hauteur totale du poteau comme une zone critique et l'armer comme telle.
- Calculer l'effet de la diminution de portée sur l'effort tranchant des poteaux, en fonction de la classe de ductilité et en considérant que la longueur libre l_{cl} du poteau est égale à la longueur de la partie du poteau qui n'est pas en contact avec le remplissage et que le moment $M_{i,d}$ à la section du poteau au sommet du mur de remplissage est égal à $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$, (avec $\gamma_{Rd} = 1,1$ pour DCM et $1,3$ pour DCH, $M_{Rc,i}$ étant la valeur de calcul de la résistance à la flexion du poteau).
- placer les armatures transversales qui reprennent l'effort tranchant sur la longueur du poteau qui n'est pas en contact avec les remplissages, et de les prolonger dans la partie du poteau en contact avec ces remplissages sur une longueur h_c (dimension de la section du poteau dans le plan de remplissage) ;
- si la longueur du poteau qui n'est pas en contact avec le remplissage est inférieure à $1,5h_c$, il convient alors que l'effort tranchant soit repris par des armatures diagonales.

Lorsque les remplissages s'étendent sur toute la longueur libre des poteaux adjacents, et s'il n'y a de mur en maçonnerie que d'un côté du poteau (ceci est par exemple le cas pour tous les poteaux d'angle), il convient alors de considérer la hauteur totale du poteau comme une zone critique et de l'armer avec le nombre et le type de cadres requis pour les zones critiques.

Il convient de vérifier la longueur l_c des poteaux sur lesquels l'effort dû à la bielle diagonale du remplissage s'applique vis-à-vis de la plus petite des deux valeurs d'effort tranchant suivantes : (a) la composante horizontale de l'effort de bielle dans le remplissage, supposée égale à la résistance à l'effort tranchant horizontal du panneau, estimée sur la base de la résistance à l'effort tranchant des

joints horizontaux ; ou (b) l'effort tranchant calculé comme dans un portique suivant la classe de ductilité et en supposant que la sur-résistance en flexion du poteau $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$ se développe aux deux extrémités de la longueur de contact l_c . Il convient de supposer que la longueur de contact est égale à la largeur verticale totale de la bielle diagonale du remplissage. A moins d'effectuer une estimation plus précise de cette largeur, en tenant compte des propriétés élastiques et de la géométrie du remplissage et du poteau, la largeur de bielle peut être supposée être une fraction fixe de la longueur de la diagonale du panneau.

10.16. Diaphragmes en béton.

Une dalle de béton armé rigide peut servir de diaphragme. Son épaisseur minimale est de 70 mm. Elle doit être armée dans les deux directions horizontales avec les armatures minimales du cas statique.

Une chape coulée en place sur un système de plancher ou de terrasse préfabriqué peut être considérée comme un diaphragme si :

- elle satisfait aux indications ci-dessus
- elle est conçue pour fournir seule la rigidité et la résistance requises pour le diaphragme
- elle est coulée sur un substrat propre et rugueux ou reliée à ce dernier par des connecteurs.

Le calcul sismique doit comprendre la vérification des diaphragmes en béton armé à l'état limite ultime dans les structures de la classe DCH possédant les caractéristiques suivantes :

- formes irrégulières ou complexes en plan avec entailles ou excroissances
- ouvertures grandes ou irrégulières dans le diaphragme
- distribution irrégulière des masses et/ou des rigidités (comme par exemple dans le cas d'excroissances ou de retraits)
- sous-sol avec murs périphériques partiels ou murs dans une partie seulement du rez-de-chaussée.

Les effets des actions dans les diaphragmes en béton armé peuvent être estimés en modélisant ces derniers par des poutres de grande hauteur, des treillis plans ou dans un modèle bielles/tirants, sur appuis élastiques.

Dans le cas de systèmes à noyaux ou à murs de la classe DCH, il y a lieu de vérifier la transmission des forces horizontales des diaphragmes aux noyaux ou aux murs. Pour cela, les dispositions suivantes s'appliquent :

- pour limiter la fissuration, il convient de limiter la valeur de calcul de la contrainte de cisaillement à $1,5 f_{ctd}$ aux interfaces entre les diaphragmes et les noyaux ou les murs
- il convient d'assurer la résistance vis-à-vis de la rupture par glissement dû au cisaillement en supposant l'inclinaison des bielles égale à 45°
- Il y a lieu de prévoir des armatures complémentaires pour assurer la résistance au cisaillement des interfaces entre les diaphragmes et les noyaux ou les murs ; l'ancrage de ces barres respecte les dispositions requises.

10.17. Joints de reprise.

Les joints de reprise sont des points faibles. On peut en tenir compte par le calcul - cfr. 10.26 mais aussi en les plaçant en dehors des zones des forts moments de flexion et efforts tranchants, en particulier en dehors des rotules plastiques potentielles. Cette recommandation constitue une modification importante par rapport à la pratique habituelle. En outre, il convient que la surface de reprise soit rendue rugueuse et propre.

10.18. Quelques éléments particulier de conception.

Option architecturale limitant la demande de ductilité locale.

Il est parfois possible d'éviter l'exécution d'éléments de construction fortement armés par des choix architecturaux judicieux. Ainsi plutôt que de réaliser deux murs couplés, qui ne donnent comme inertie totale que la somme des 2 inerties individuelles de chaque mur et qui impliquent des poutres de couplage fortement armées, on peut gagner en inertie flexionnelle, en faisant travailler l'ensemble comme une seule poutre, simplement en alternant les ouvertures au lieu de les aligner. Figure 10.39 .

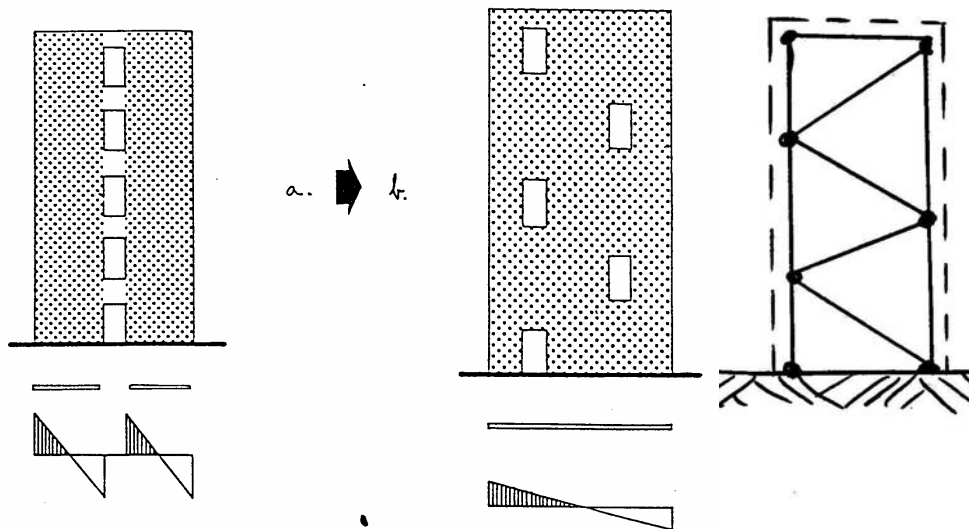


Figure 10.39. La conception b évite les poutres de couplage ; elle peut être vérifiée dans un modèle en ossature triangulée.

Zones dissipatives provoquées.

Plutôt que de respecter partout dans la structure des conditions parfois très exigeantes, il peut être judicieux de prévoir des zones affaiblies, en terme de rigidité, mais renforcées, en termes de ductilité - Figure 10.40. Cette option peut être la plus économique dans des structures en éléments préfabriqués, où il est souvent difficile de réaliser des assemblages ductiles.

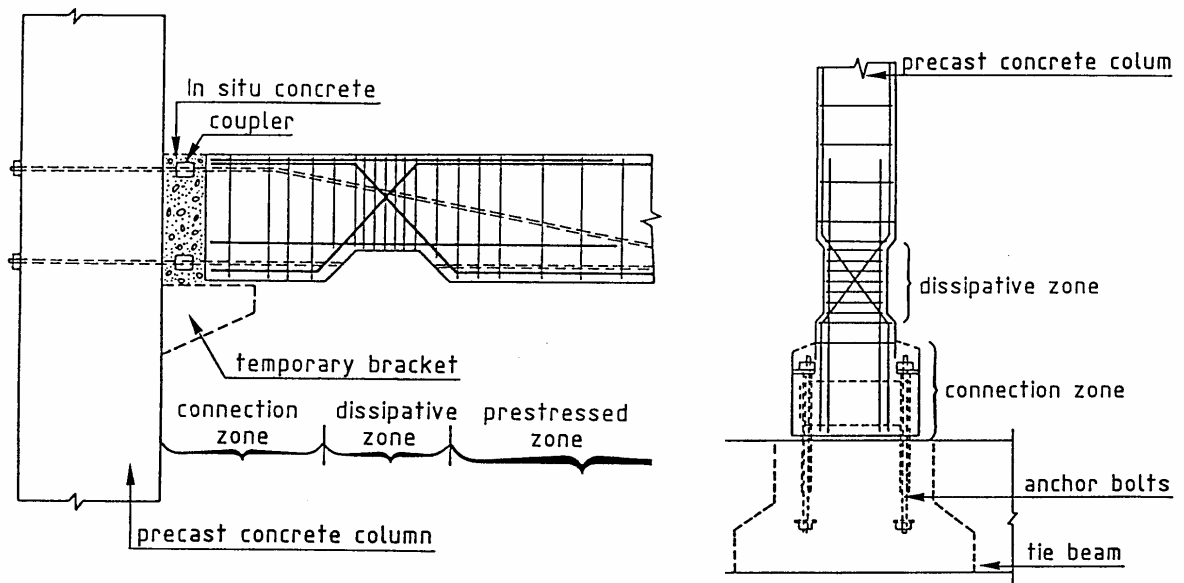


Figure 10.40. Zone dissipative provoquée. A gauche en bout de poutre. A droite en pied de poteau.

Chapitre 11. Infrastructures et fondations des bâtiments.

11.1. L'interaction sol – structure et son influence sur les sollicitations.

Les spectres de réponse définis au Chapitre 3 tiennent compte des conditions de site et sol et permettent d'évaluer des sollicitations dans la structure et des sollicitations M_{Ed} , V_{Ed} , N_{Ed} appliquées à la fondation. Ceci ne suffit pas toujours pour évaluer correctement ces sollicitations, car, en toute rigueur, deux phénomènes d'« interaction sol – structure » interviennent, non mentionnés jusqu'ici. Ils sont parfois négligeables, parfois non. On en explique ci-dessous la signification physique et on donne l'approche réglementaire selon l'Eurocode 8. Pour des explications détaillées de la dynamique de l'interaction sol - structure et des méthodes d'analyse possibles, il est nécessaire de se reporter à des ouvrages spécialisés [Pecker, 2006][Dowrick, 1988].

Le premier phénomène de type « interaction sol – structure » résulte du fait que les couches de sol situées entre le bedrock et la surface sont le siège d'un mouvement sismique horizontal (notamment) relatif entre les couches basses et superficielles, d_{libre} en champ libre sur la Figure 11.1. Le milieu se déforme donc en continu lors du séisme et ces déformations sont liées à la raideur des couches de sol. Une fondation profonde présente une raideur différente et ne suit les déformations du milieu environnant qu'au prix de sollicitations, dans la fondation, dans le sol environnant et à l'interface.

Figure 11.1. C'est l'« **interaction cinématique** ». Si le sol est le point faible, il peut apparaître des ruptures dans le sol, création d'excavation à l'arrière des pieux... Si les pieux sont très flexibles, leurs déformations peuvent être grandes alors que les sollicitations restent faibles. Les déformations des pieux peuvent y former des rotules plastiques, à l'encastrement à la poutre sur pieux ou aux interfaces entre des couches de raideur assez différentes. Figure 11.13.

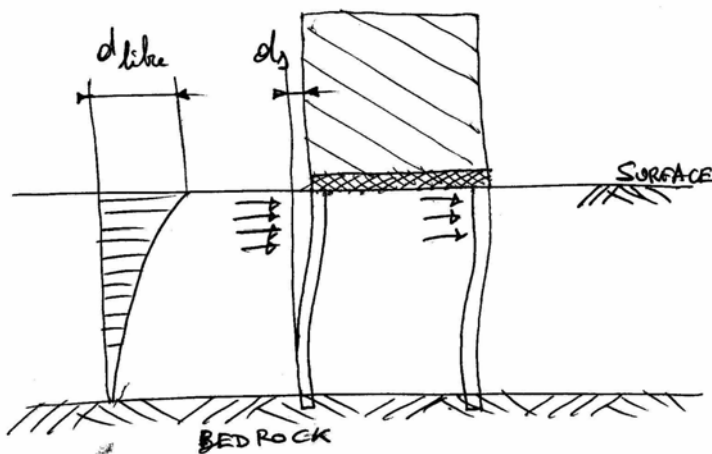


Figure 11.1. La fondation est une discontinuité en raideur dans le milieu « sol » et des sollicitations apparaissent dans le sol et la fondation.

Le deuxième phénomène de type « interaction sol – structure » correspond à l'existence de déformations du sol et des fondations (en particulier la déformation axiale des pieux) sous l'effet des sollicitations M_{Ed} , V_{Ed} , N_{Ed} appliquées à la fondation par les forces d'inertie calculées au départ du spectre de réponse. La liaison à la fondation n'est pas un encastrement parfaitement rigide. Figure 11.2. C'est ce qu'on appelle l'« **interaction inertielle** ». Considérer la déformabilité du sol et des fondations dans l'analyse a un effet: la période fondamentale T_{st+s} de l'ensemble (structure + sol) est supérieur à la période fondamentale T_{st} de la structure parfaitement encastree. Compte tenu de la forme des spectres de réponse, cette augmentation de T peut correspondre à une réduction des sollicitations. Ceci explique pourquoi, dans la plupart des codes, la réponse sismique des structures est évaluée en négligeant l'interaction sol – structure.

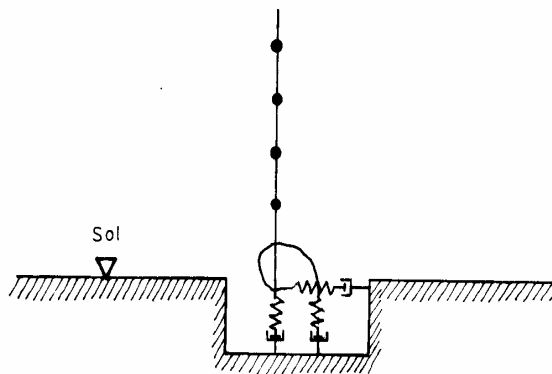


Figure 11.2. Par l'interaction sol structure « inertielle », on tient compte de la déformabilité du sol et de la fondation ; l'image présente un des modèles possibles.

Toutefois, comme une augmentation de T correspond aussi à une augmentation des déformations et déplacements, l'approche réglementaire dans l'Eurocode 8 est plus nuancée et prescrit que l'interaction sol – structure doit être prise en considération :

- dans les structures où l'effet $P-\Delta$ est important
- dans les structures massives
- dans les structures élancées
- dans les structures fondées sur sol mou avec vitesse des ondes de cisaillement inférieures à 100 m/s.
- dans les structures fondées sur pieux (déformabilité axiale des pieux)

Pour les pieux, l'interaction cinématique doit être évaluée si une ou plusieurs des conditions suivantes sont réalisées :

- profil stratigraphique D (voir Tableau 2.2) avec $v_s < 200$ m/s avec des couches successives dont les rigidités diffèrent nettement (rapport de modules de cisaillement supérieur à 6).
- zone de sismicité modérée à forte.

On voit que l'interaction sol – structure peut être négligée dans l'analyse des bâtiments courants construits sur des sols de qualité normale.

Si ce n'est pas le cas, il faut se reporter aux méthodes d'analyse décrites dans les références mentionnées, en gardant à l'esprit que les propriétés des sols définies pour l'analyse n'ont pas une valeur unique et précise, pour deux raisons :

- les incertitudes quant à la représentativité d'un échantillon de sol pour caractériser tout un volume
- les incertitudes inhérentes aux méthodes expérimentales de détermination des propriétés des sols
- le fait que le module de cisaillement G d'un sol à considérer dans l'analyse est un module sécant, qui dépend de l'importance des déformations réelles du sol ; plus celle-ci sont plastiques, plus le module sécant est faible.

Ce type de commentaire vaut aussi pour l'amortissement à attribuer au sol. L'analyse de l'interaction sol structure doit donc être faite en essayant de couvrir raisonnablement le domaine des valeurs possibles des paramètres caractérisant le sol.

11.2 Sollicitations à la fondation.

En cas de séisme, les fondations d'un bâtiment doivent transférer vers le sol – Figure 11.3:

- la résultante sismique de cisaillement horizontal de calcul V_{Ed}
- le moment de renversement $M_{Ed} = V_{Ed} \times h$
- la résultante verticale N_{Ed} de l'action gravitaire dans la situation sismique $N_{Ed} = G + \psi_{2i} Q$

On note que les sollicitations de calcul N_{Ed} et M_{Ed} appliquées à la fondation comprennent éventuellement l'effet du poids R_g de massifs de sol portés par la fondation. Figure 11.3.

Le transfert global des sollicitations de calcul N_{Ed} , V_{Ed} et M_{Ed} à la fondation peut s'effectuer de façons très diverses suivant :

- le système de contreventement en superstructure :
 - portiques : nombreux points d'appuis, réactions distribuées, reprise de moment de flexion en pied des poteaux
 - murs : nombre réduits d'appuis, réactions concentrées, reprise de moment de flexion en pied des murs
 - palées triangulées : nombre réduits d'appuis, réactions concentrées, pas de moment de flexion en pied des poteaux
- le sol : capacité portante faible ou élevée
capacité portante disponible en surface ou en profondeur
- le système de fondations :
 - fondation directe sur semelles, pas de niveau de sous-sol

- sous-sol avec murs périphériques, planchers diaphragmes et voiles
- pieux, parfois fléchis, parfois en traction
- butée latérale importante ou non

Pour définir le mode de reprise des sollicitations M_{Ed} , N_{Ed} , V_{Ed} appliquées à la fondation, on peut envisager de faire usage des résistances suivantes offertes au niveau de la fondation. Figure 11.3.

Pour la reprise du cisaillement horizontal V_{Ed} , on peut mobiliser:

- le frottement R_f à l'interface horizontale béton – sol ; on donne au Tableau 11.2 l'ordre de grandeur des coefficients de frottement d'un béton massif placé sur des sols de différentes natures
- le frottement latéral des faces verticales de la fondation
- la butée R_b , à condition que le sol mobilisé soit effectivement compact le long de la face verticale où la butée serait activée ; ce terme peut comprendre la résistance horizontale offerte par la partie supérieure des pieux.

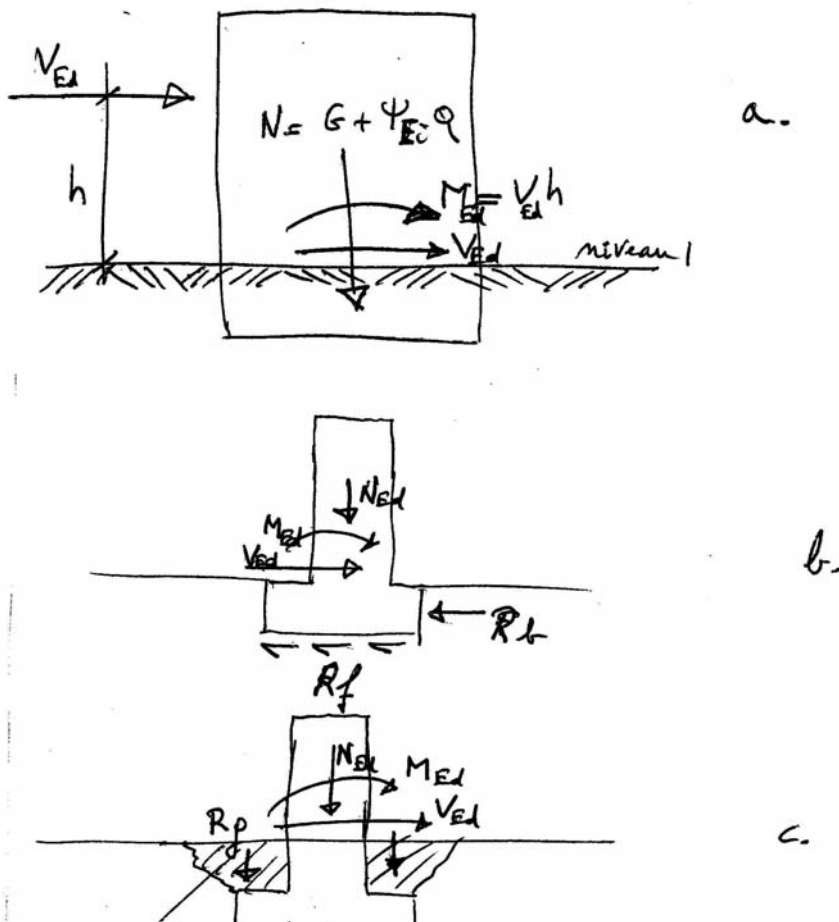


Figure 11.3. a. Le travail des fondations : transmettre M , N , V vers le sol.
 b. Réactions pour la reprise du cisaillement V .
 c. Réactions pour la reprise du moment de renversement M .

Toutefois, on ne peut pas additionner toutes ces réactions possibles avec pour chacune la valeur maximale possible. Ainsi, la mobilisation complète de la butée n'a lieu que si la fondation se déplace suffisamment vers la face verticale du sol offrant butée. On estime que le déplacement requis exigerait de vaincre la résistance au frottement en face inférieure, ce qui réduirait la résistance offerte par le frottement. On n'autorise donc dans l'Eurocode 8 comme résistance maximum combinée de frottement + butée : $R_f + 0,3 \times R_b$

Pour la reprise du moment de renversement M_{Ed} , il y a contribution :

- des compressions verticales résistantes excentrées R_c sous la fondation (radier, résistance à la pointe des pieux)
- du moment engendré par les forces verticales de calcul résultant du frottement entre le sol et les parois des fondations enterrées et profondes (caissons, puits et pieux)
- du moment engendré par la force horizontale de calcul du frottement entre le sol les parois des éléments de fondations profondes (pieux, caissons)

11.3. Options de projet.

Il existe plusieurs objectifs de projet possibles quant au caractère dissipatif ou non de la structure ou de l'infrastructure des bâtiments. A chaque option correspond des conséquences. Les options possibles et leurs conséquences ont reprises au Tableau 11.1.

On rappelle qu'**une structure ou infrastructure dissipative** conduit à des réactions d'appuis plus faibles, ce qui **permet une fondation plus économique**. Figure 11.4 : le choix d'une structure de haute ductilité DCH permet de réduire la résultante sismique horizontale appliquée au bâtiment par q (si la structure ne présente pas de sur-résistance par rapport à la résistance strictement nécessaire, sinon la réduction est moindre).

Enfin, les incertitudes sur le sol sont plus importantes que sur les matériaux de structure, pour des raisons diverses dont l'hétérogénéité du sous sol et le caractère restreint des essais de sol. Il faut tenir compte de ces incertitudes dans les vérifications effectuées.

Tableau 11.1. Options de projet quant au caractère dissipatif de la structure et de l'infrastructure et leurs conséquences.

Superstructure	Infrastructure	Implications
Non dissipative <u>Option 1</u>	Non dissipative	La superstructure comme l'infrastructure sont vérifiées sous les sollicitations définies par l'analyse. Les sollicitations en fondations sont les plus élevées.
Dissipative $q > 1,5$ <u>Option 2</u>	Non dissipative	Dimensionnement en capacité de l'infrastructure, des diaphragmes, voiles du sous sol, radier, semelles, pieux, contraintes sur le sol, etc... basé sur la résistance plastique réelle de la superstructure. L'infrastructure n'est donc pas vérifiée sous les sollicitations établies par l'analyse, mais sous des sollicitations plus élevées. Les sollicitations au sol sont plus réduites que dans l'option 1, la réduction maximum étant de q (cas où la structure ne présente aucune sur- résistance par rapport à la résistance strictement nécessaire).Figure 11.4.
Non dissipative <u>Option 3</u>	Dissipative	La situation est inversée par rapport au cas précédent : c'est la superstructure qui est dimensionnée en capacité par rapport à la résistance plastique de l'infrastructure. Les sollicitations au sol sont réduites par rapport à l'option 1. Si les éléments structurels dissipatifs sont inaccessibles, un problème d'évaluation de leur état après séisme se pose.
Dissipative <u>Option 4</u>	Dissipative	C'est pour la capacité plastique de l'ensemble infra et superstructure que les contraintes au sol sont à vérifier.
Superstructure peu dissipative. Soulèvement Transitoire <u>Option 5</u>	Infrastructure peu dissipative. Soulèvement Transitoire	Cas du « rocking » (balancement). Les règles de l'Eurocode 8 relatives aux murs de grandes dimensions faiblement armés sont implicitement justifiées par l'existence d'un soulèvement transitoire qui soulage la structure. On peut effectuer des approches explicites du « rocking », soit par analyse dynamique non linéaire, soit par analyse en poussée progressive.

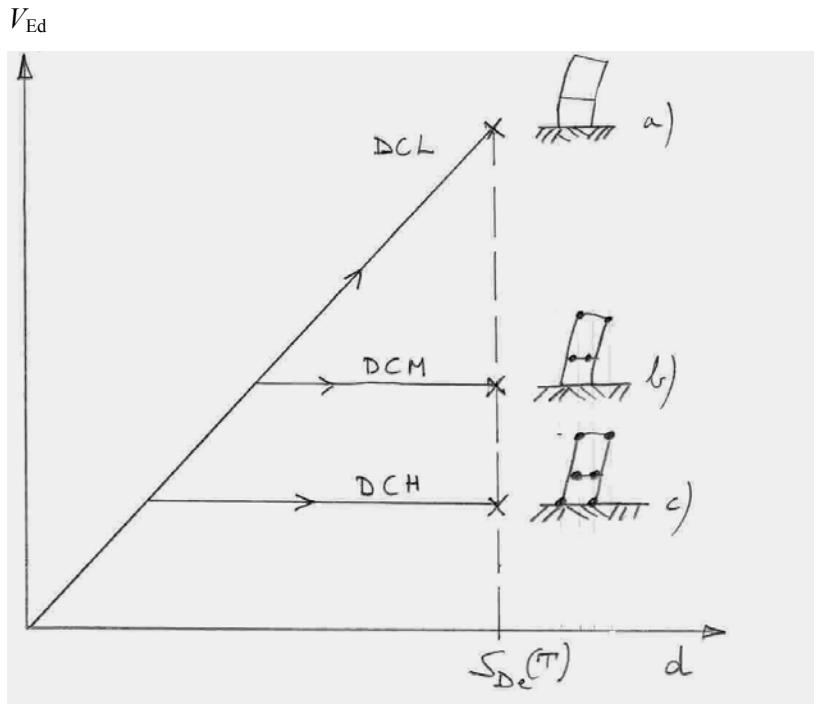


Figure 11.4. Comportement d'ossatures de même période T soumises à poussée progressive jusqu'au déplacement de projet $S_{De}(T)$: a) projet à réponse purement élastique DCL, b) projet modérément dissipatif DCM et c) projet très dissipatif DCH. [Note : le déplacement de projet est en première approche indépendant de q ; pour son évaluation, voir 2.14.3 et Figure 2.10].

Tableau 11.2. Coefficients de frottement sol – béton.

Type de sol	Coefficient de frottement
Rocher propre et sain	0,70
Gravier propre, mélange gravier – gros sable, gros sable	0,55 – 0,60 0,45 – 0,55
Sable propre fin à moyen,	0,35 – 0,45
Sable propre très fin,	0,30 – 0,35
Argile dure	0,40 – 0,50
Argile de dureté moyenne	0,30 – 0,35

11.4. Fondations directes des ossatures en portique.

Semelles isolées.

On a défini en 11.2 les réactions d'appui mobilisables en toute généralité pour reprendre les sollicitations M_{Ed} , N_{Ed} , V_{Ed} du cas sismique.

Pour des semelles superficielles isolées, trois modes de réaction sont possibles:

- Figure 11.5 a. Réaction élastique du sol, M_{Ed} , N_{Ed} , V_{Ed} sont équilibrés par un triangle de contrainte dont la résultante est excentrée de $e = M_{Ed} / N_{Ed}$; le poteau est dissipatif ou non, mais la semelle reste en tout cas élastique.
- Figure 11.5 b. Soulèvement partiel de la semelle qui a pour effet d'accroître encore l'excentricité e par rapport au cas précédent; le poteau est dissipatif ou non; les contraintes au sol sont appliquées de façon plus locales, elles peuvent être élevées et risquent donc d'entraîner des tassements non symétriques.
- Figure 11.5 c. Semelle dissipative; ce choix implique l'acceptation de déformation permanentes et donc, après séisme, une distribution modifiée des contraintes sous charge gravitaire comme résultat de cette semelle déformée.

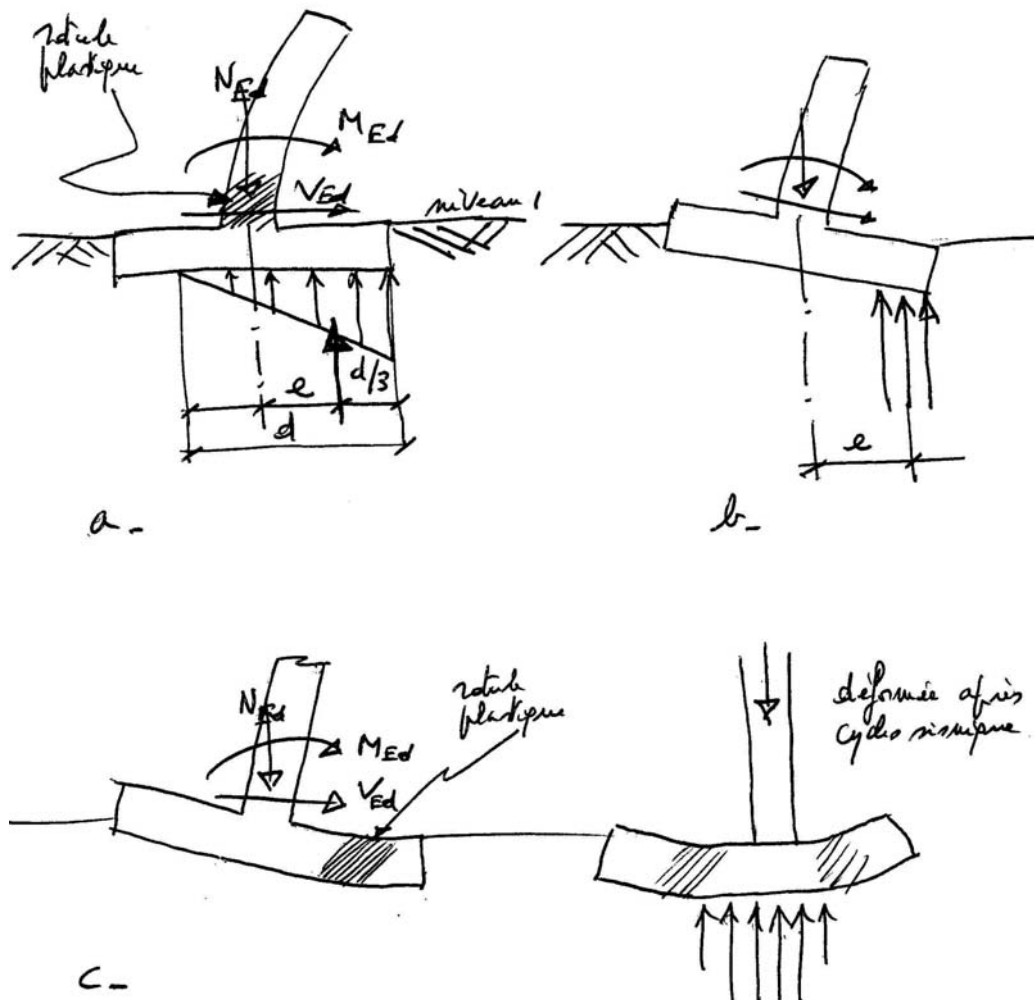


Figure 11.5. a. Contrainte au sol si la résultante N_{Ed} est dans le noyau central de la semelle.
 b. Contrainte au sol si la résultante N_{Ed} est hors du noyau central de la semelle.
 c. Rotule plastique dans la semelle.

Les semelles isolées ne sont pas posées sur un sol infiniment raide. Il y a toujours une rotation de la semelle sous l'application du moment M_{Ed} . On ne peut donc pas parler d'un encastrement parfait, ce qui modifie le diagramme des moments dans le poteau du niveau 1 et aggrave l'effet $P-\Delta$ à ce niveau, avec un risque de former une rotule plastique en tête du poteau. Cette rotule n'est pas souhaitable, elle peut entraîner la formation d'un mécanisme de ruine locale de type « étage mou ». Figure 11.6.

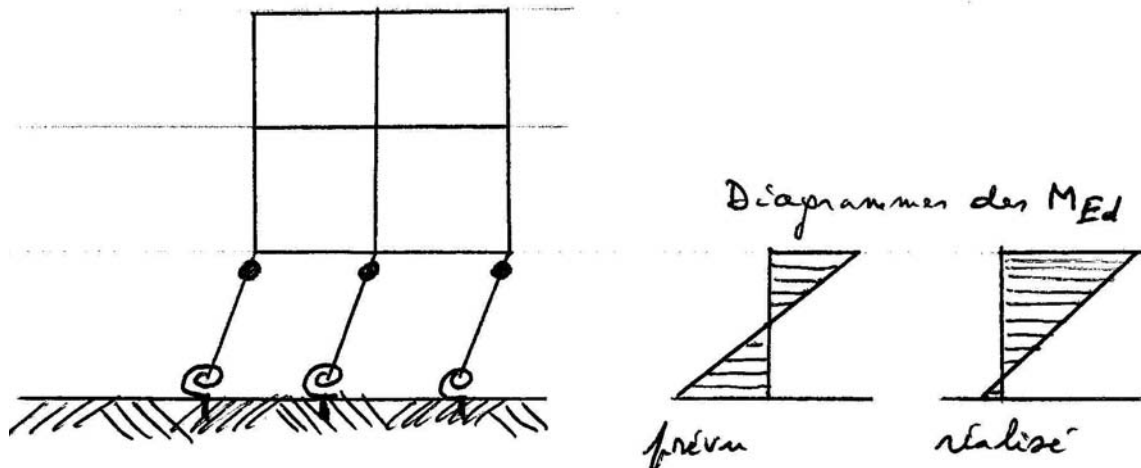


Figure 11.6. La déformabilité du sol peut changer les sollicitations du poteau du niveau 1.

L'analyse du bâtiment doit donc être effectuée en se préoccupant de ce problème. Si on suspecte une rotation non négligeable, il convient de modéliser l'encastrement semi-rigide par un ressort de rotation. Figure 11.7. Sa raideur se déduit du module de déformation k du sol :

$$\theta = 1 / \rho = M / kI = M / K \Rightarrow K = k I$$

$$I = b_2 \times b_1^3 / 12 \quad (k \text{ en MPa}).$$

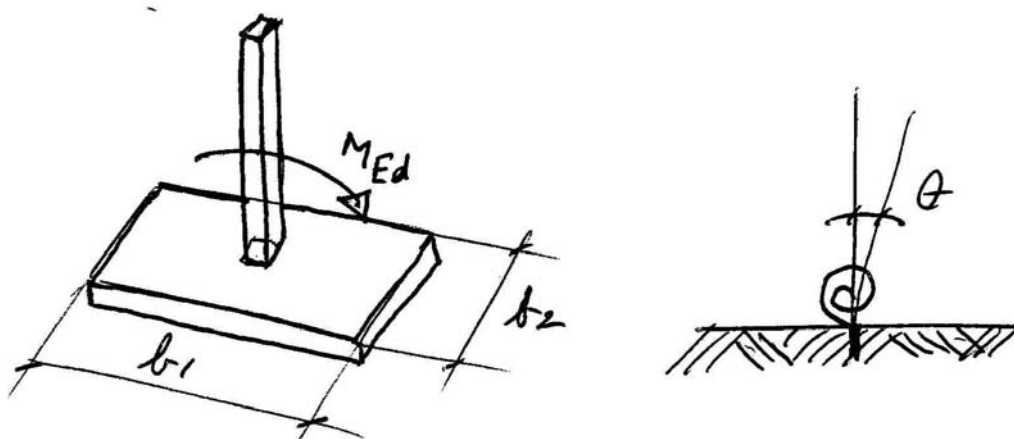


Figure 11.7. Modélisation d'une semelle isolée sur sol flexible.

Semelles reliées par des poutres.

Pour éviter les problèmes de reprise des moments de flexion importants par le sol de fondation, il est favorable de relier les semelles par une poutre de liaison raide. Figure 11.8.

Les semelles transmettent alors au sol essentiellement l'effort normal N_{Ed} et le cisaillement V_{Ed} cependant que M_{Ed} est équilibré par la poutre de liaison. L'intérêt de cette solution dépend évidemment de la distance entre 2 semelles...

Cette solution réduit les incertitudes inhérentes à la reprise de la flexion par le sol, puisque la reprise du moment M (en particulier plastique) en pied de poteau est assurée par des poutres en béton armé bien calculables.

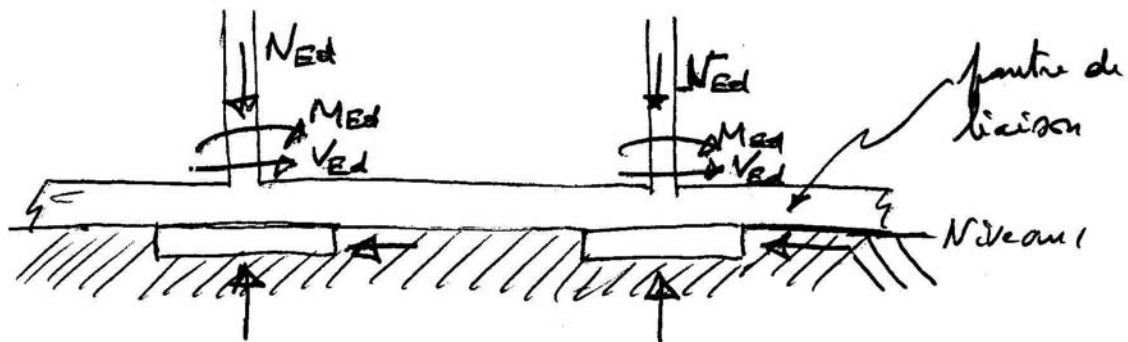


Figure 11.8. Une forte poutre de liaison entre pieds de portique évite la transmission au sous sol des moments en pied de chaque poteau.

Dans une solution de ce genre, il faut éviter l'utilisation de poteaux courts entre la face supérieure de la semelle et la face inférieure de la poutre de liaison ou chaînage. En effet, des poteaux auraient comme point faible leur résistance au cisaillement, à laquelle correspond une ruine fragile. On placera donc la face inférieure des poutres de liaison ou chaînages en dessous de la face supérieure de la semelle. Figure 11.9.

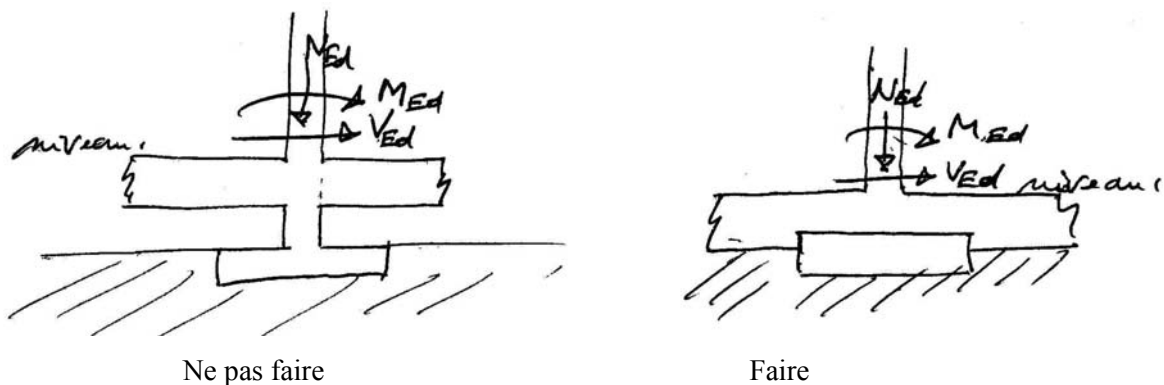


Figure 11.9. Les poteaux courts entre poutres de liaison et semelle sont à éviter.

Il est envisageable de former des zones dissipatives dans les poutres de liaison des semelles. Cette option implique une possibilité de rotation en pied de poteau de l'ordre de la rotation attendue dans les rotules plastiques de la poutre de liaison. Il ne s'agit pas d'une situation courante. Figure 11.10.

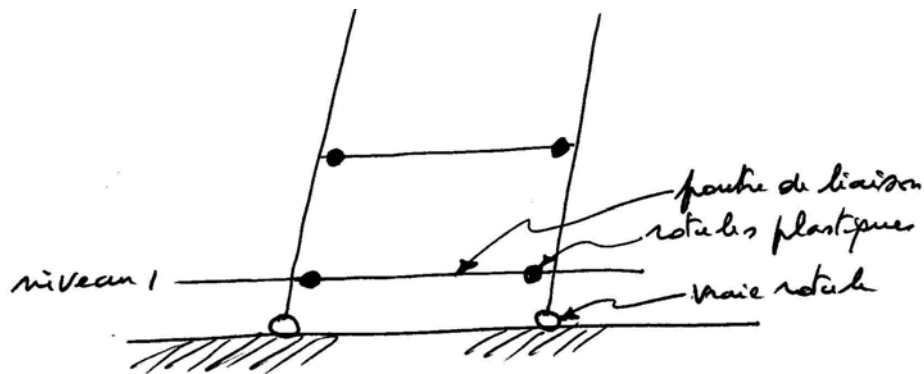


Figure 11.10. Des zones dissipatives dans les poutres de liaison sont envisageables à condition de réaliser la possibilité de rotation θ à un niveau inférieur.

Sous sol.

Des niveaux en sous sol constituent la solution idéale pour la reprise des sollicitations en pied des portiques, car on peut faire du sous sol une boîte raidie par ses murs périphériques, le radier, les planchers diaphragmes et les murs – voiles intérieurs.

Les portiques trouvent ainsi un encastrement idéal et les contraintes au sol se déduisent directement des résultantes globales M_{Ed} , N_{Ed} , V_{Ed} de l'ensemble du bâtiment, appliquées à une « grosse » semelle qui est la « boîte sous sol ». Figure 11.11. Si on désigne par b_x la dimension du bâtiment dans le plan de la Figure 11.11 et par b_y la dimension perpendiculairement à ce plan, on trouve très simplement les contraintes au sol σ_c par :

$$A = b_x b_y \quad I/v = b_y b_x^3 / 12 \quad \sigma_c = N_{Ed} / A + M_{Ed} / I/v$$

Il est bien sûr nécessaire de vérifier les contraintes et déformations dans les divers plans constituant la « boîte sous sol ». On discute ce point en 11.7.

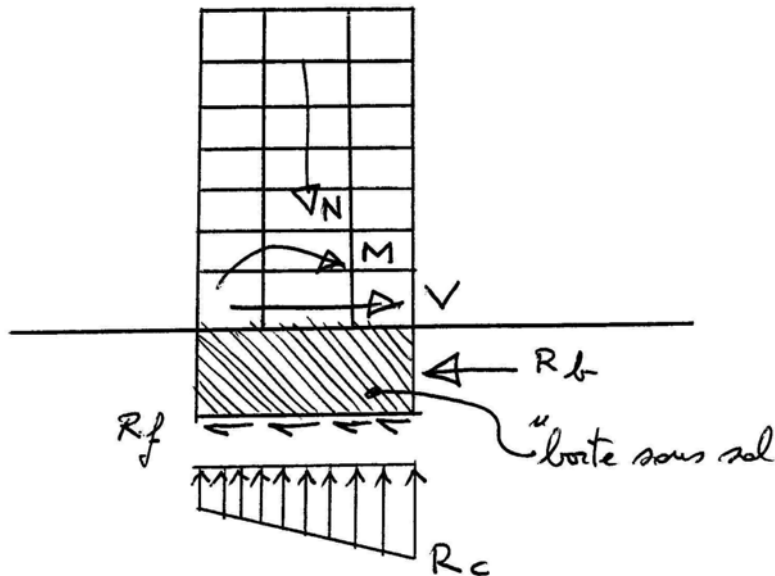


Figure 11.11. Le niveau sous sol raide assure une transmission globale des résultantes M_{Ed} , N_{Ed} , V_{Ed} et une distribution optimale des contraintes au sol.

11.5. Fondations des structures contreventées par murs ou par ossatures à triangulation.

Dans les ossatures contreventées par des murs ou noyaux en béton armé ou par leur équivalent acier, palées triangulées relativement étroites, les réactions en base des contreventement sont localisées et donc importantes. Comme la résistance du sol en compression est nettement inférieure à la résistance des matériaux des murs, noyaux, palées et comme la résistance en traction du sol est généralement nulle, la fondation de ces structures fait appel :

- parfois à des pieux, voir 11.4.
- souvent à une large semelle, telle que la « boîte sous sol » de la Figure 11.11.

La conception de la fondation est chaque fois un cas d'espèce, qui dépend :

- du niveau de séismicité
- de la capacité portante et du type de sol
- de l'architecture plus ou moins cloisonnée des niveaux de sous sol (voir les exemples en 11.7).
- de la dimension des sous sol.

11.6. Fondations sur pieux.

Si la capacité portante du sol proche de la surface est faible, on peut avoir recours à des pieux.

Cas de pieux dans un sol homogène.

Si les pieux sont entièrement dans un sol homogène, une part importante du transfert d'effort du pieu vers le sol a lieu par frottement latéral et l'idéal est d'effectuer un dimensionnement capacitif des pieux de sorte que la dissipation d'énergie se passe dans la superstructure. Figure 11.12.

On évite ainsi d'atteindre d'abord un état limite dans les pieux, ce qui serait néfaste car il s'agirait alors de l'étirement plastique des pieux en traction ou de l'épuisement de la résistance latérale à l'interface sol-pieu.

L'étirement plastique en traction a comme corollaire des compressions élevées lors du renversement d'effort et donc la nécessité d'armatures de confinement importantes et coûteuses.

L'épuisement de la résistance latérale entraîne la perte de résistance en traction du pieu et peut poser un problème grave de stabilité globale de la structure : basculement, enfoncement.

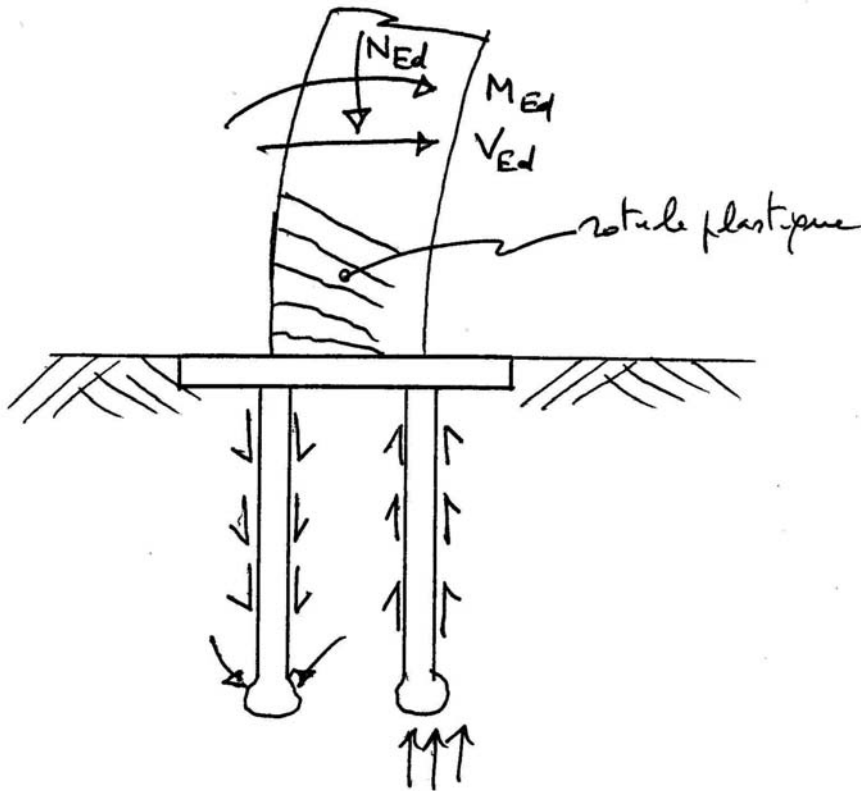


Figure 11.12. Reprise de M_{Ed} en base d'un mur par des pieux.

Cas de pieux dans un sol multi couches.

En cas de séisme, les sollicitations d'un pieu disposé dans un sol multi couches sont difficiles à estimer. En effet, le pieu est :

- sollicité par un cisaillement horizontal V_{Ed} et un moment de flexion M_{Ed}
- appuyé latéralement sur les différentes couches de sol
- sollicité par des déplacements horizontaux différentiels entre points haut et bas de ces couches
- sollicité par des déplacements horizontaux différentiels entre ces couches

On montre à la Figure 11.13 un exemple de situation dans laquelle les pieux traversent une couche de sol pour se ficher dans un sol dur. Dans cette situation, on peut s'attendre à la formation de rotules plastiques à l'encastrement à la semelle sur pieux et à chaque interface entre couches de sol.

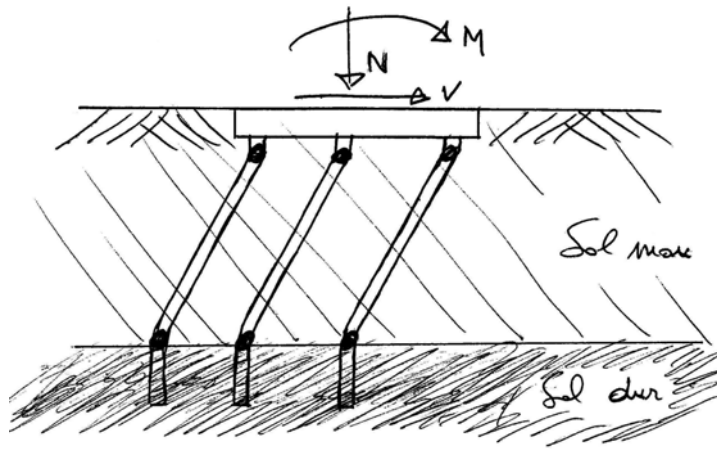


Figure 11.13. Zones de rotules plastiques potentielles en cas de sol bi-couches.

On munira donc les pieux d'armatures transversales et de confinement en appliquant les règles relatives aux zones critiques des poteaux, qui sont :

- le sommet du pieu sur une distance $2d$ à partir de la face inférieure de la semelle sur pieu (d est la dimension de la section transversale du pieu)
- les zones se situant sur une distance $2d$ de part et d'autre de l'interface entre deux couches de sol présentant des rigidités au cisaillement sensiblement différentes (rapport de modules de cisaillement supérieur à 6).

Cas de pieux dans sur des couches de sol inclinées.

Si la couche de sol dur où on fiche les pointes des pieux est inclinée, la longueur et donc la flexibilité des pieux varient de l'un à l'autre, ce qui a pour effet d'éloigner le centre de raideur CR de la fondation du centre de gravité CM de la structure. Ceci engendre une sollicitation de torsion dont il faut tenir compte pour établir la force de cisaillement en tête de chaque pieu. Figure 11.14.

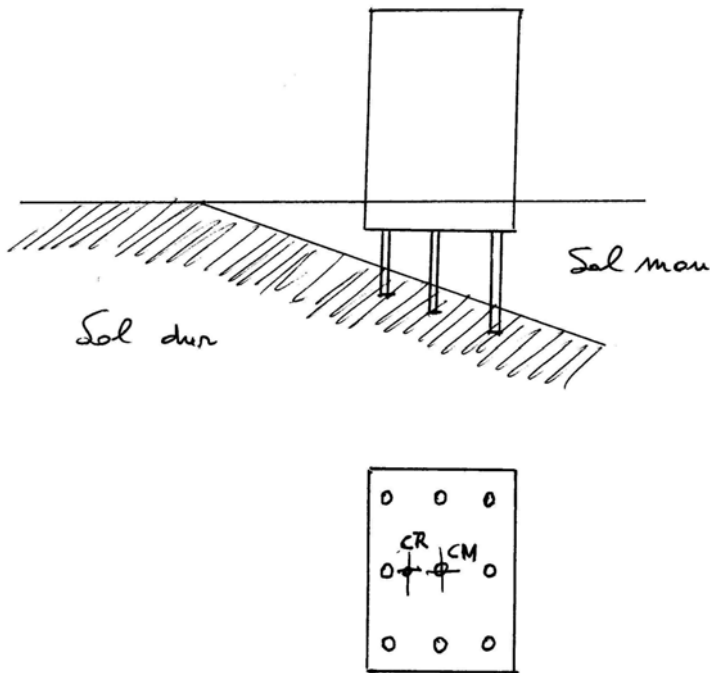


Figure 11.14. Situation où la flexibilité variable des pieux conduit à une torsion à la fondation.

Conclusions.

Les conclusions relatives à la conception de structures sur pieux sont donc les suivantes :

- si des pieux sont nécessaires, il convient de réaliser la superstructure la plus dissipative possible, afin de réduire (par q , au maximum) les sollicitations à la fondation.
- s'il y a plusieurs semelles sur pieux, il est préférable de les associer entre elles, de manière à élargir la base et ainsi réduire les sollicitations par pieu. Figure 11.15.

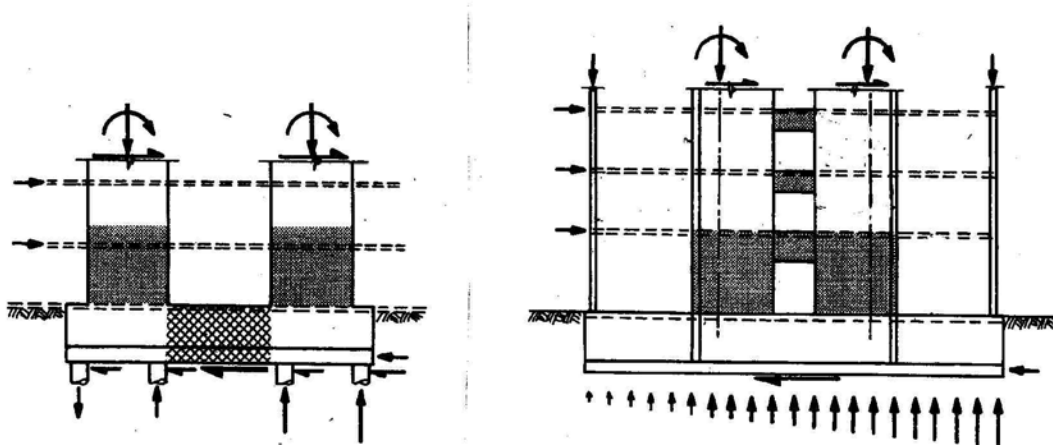


Figure 11.15. Fondation combinée de 2 voiles de contreventement par des poutres de couplage. A gauche, fondation sur pieu. A droite, fondation directe. [Paulay, 1992.]

11.7. Discussion de la conception de l'infrastructure par quelques exemples.

Exemple 11.7.1. Fondation d'un voile de contreventement ductile par une poutre en sous sol.

La solution la plus efficace du point de vue structural pour assurer la reprise des sollicitations M_{Ed} , N_{Ed} , V_{Ed} en pied d'un voile de contreventement est de lui donner comme base une poutre horizontale raide utilisant la hauteur du niveau sous sol du bâtiment. Figure 11.16. La transmission du moment de flexion est directe. La situation est similaire à une jonction poutre poteau de portique pivotée de 90° et où la poutre serait le voile de contreventement ; les vérifications de ce cas s'appliquent.

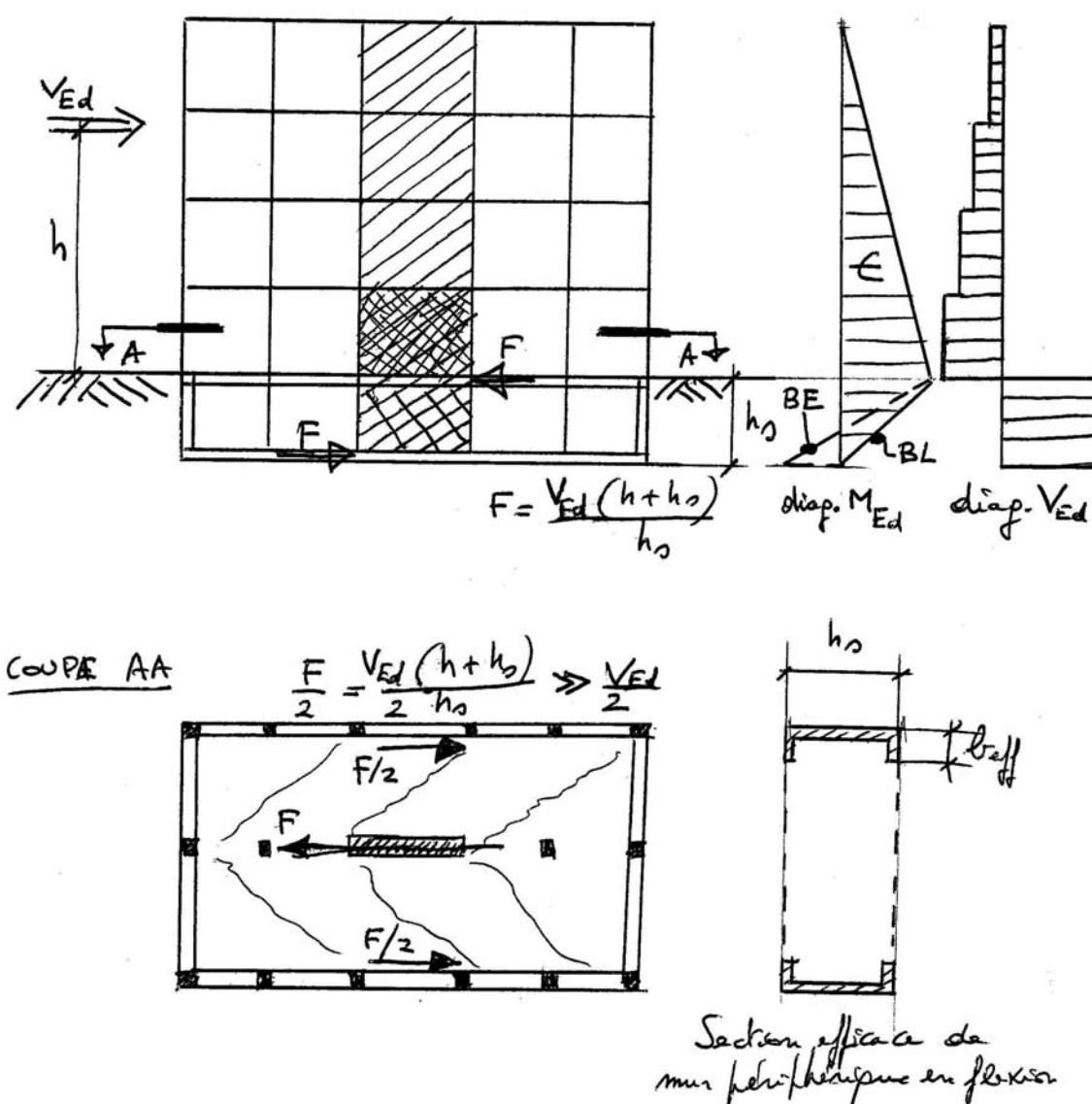


Figure 11.16. Infrastructure où la reprise des sollicitations du voile est directe par une poutre horizontale dont la hauteur est celle du sous sol.

La poutre horizontale possède une âme (le mur en béton armé du sous sol) et 2 ailes (les planchers diaphragmes). On peut vérifier de façon approchée les sections en tenant compte d'une largeur participante des planchers diaphragmes. Cette vérification place en sécurité si l'âme de poutre ne comporte pas d'ouverture. Si le sous sol ne se limite pas à la poutre considérée (autres voiles au sous sol, poteaux, 4 murs périphériques), seul un modèle numérique permet d'évaluer les contraintes et déformations réelles.

L'utilisation d'une poutre horizontale en sous sol s'applique en particulier pour donner une base fixe à un voile adjacent et perpendiculaire à la frontière de la construction (cas courant des cages d'escalier ou d'ascenseur disposées en périphérie). Dans ce cas, il n'est pas possible d'épanouir une semelle simple au-delà de la frontière de propriété. Par contre, la poutre horizontale en sous sol permet encore la reprise du moment $V_{Ed} h$ -Figure 11.17:

- pour V_{Ed} vers la droite, suivant le même schéma qu'à la Figure 11.16
- pour V_{Ed} vers la gauche, en mobilisant les charges gravitaires situées à droite du voile.

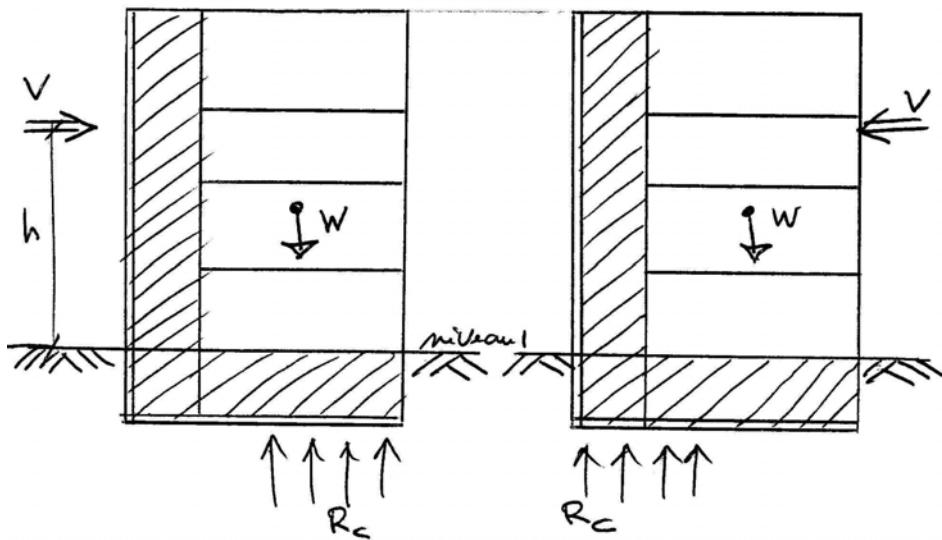


Figure 11.17. Si le voile est proche de la limite du bâtiment, la reprise du moment en pied de voile par une poutre horizontale reste efficace.

Exemple 11.7.2. Encastrement d'un voile de contreventement par les planchers du sous sol.

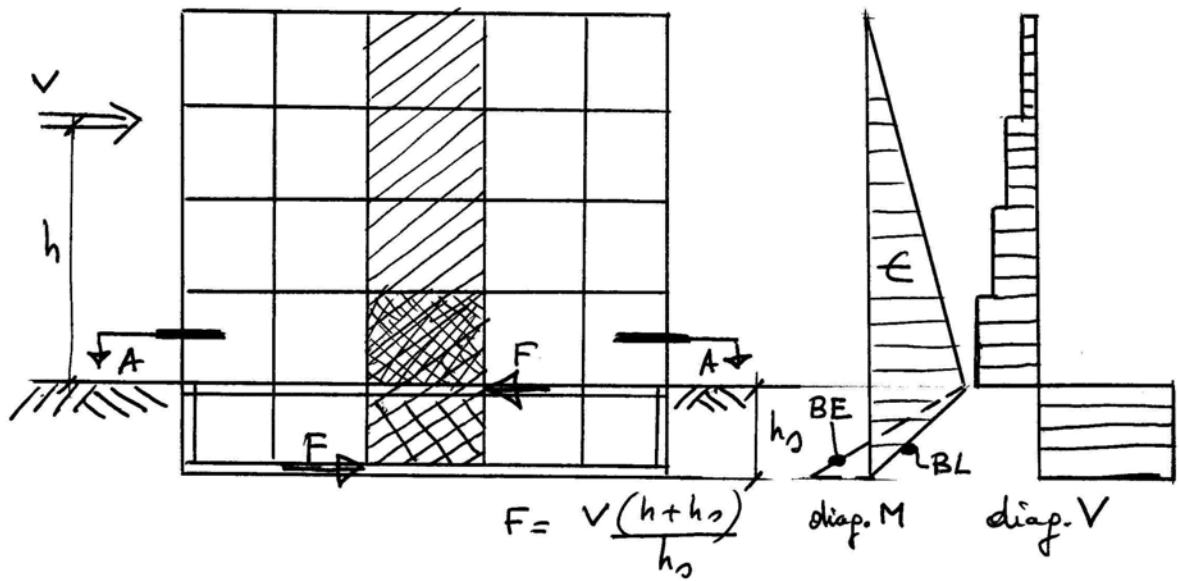
Quand un sous sol comporte des murs périphériques, on peut transmettre le moment de flexion du pied de voile vers ces murs. Dans cette solution, le voile, poutre verticale, trouve 2 appuis horizontaux sur les diaphragmes supérieur et inférieur du sous sol.

Le couple de forces F mobilisées transmet $M = V_{Ed} h$. Figure 11.18.

Il faut vérifier que ce transfert est bien assuré.

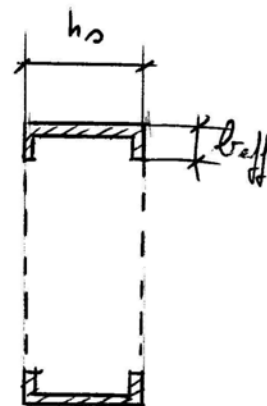
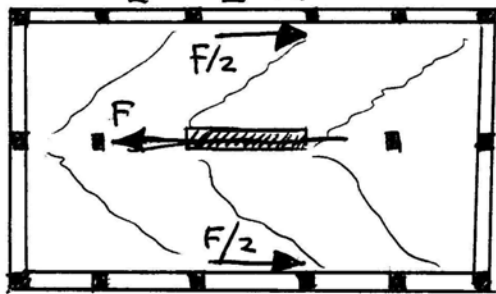
F est largement supérieur à V_{Ed} . Au niveau 1, l'équilibre donne : $F = V_{Ed} h / h_s$

Il faut noter aussi que comme les diaphragmes ne sont pas infiniment raides et que le chemin à parcourir par les efforts F peut être long, les diaphragmes ne constituent pas des points d'appuis parfaitement fixes pour le voile. On peut donc s'attendre à une rotation en pied du voile. Cette rotation ne serait nulle que si le radier était infiniment raide en flexion et constituait un encastrement parfait. Comme il n'est pas infiniment raide, il y a une tendance au soulèvement du radier. La raideur plus ou moins grande du radier influence la forme du diagramme des moment de flexion dans le voile sur la hauteur du sous sol (voir les symboles BE pour Base Encastree et BL pour Base Libre en rotation dans les diagrammes de moment de flexion à la Figure 11.18).



COUPE AA

$$\frac{F}{2} = \frac{V(h+h_0)}{2 h_0} \Rightarrow \frac{V}{2}$$



Section efficace de mur périphérique en flexion

Symboles. BE : Base Encastree BL : Base Libre en rotation

Figure 11.18. Transmission du moment de flexion du pied de voile vers les murs périphériques par les diaphragmes des niveaux 1 et sous sol. Disposition potentiellement problématique.

Exemple 11.7.3. Poutres de fondation dissipatives.

On peut réaliser des voiles, murs, noyaux, ossatures triangulées, etc, dissipatifs si on dispose d'un encastrement au sol efficace constitué – voir les exemples précédents – de poutres horizontales très raides.

Mais si la résistance en flexion des contreventement est plus grande que nécessaire, en raison de dispositions architecturales ou de règles diverses (armature minimum, limitation de flexibilité, ...), on peut envisager de réaliser les zones dissipatives en fondation.

Les poutres de couplage de pied de voile peuvent être conçues à cette fin (voir Figure 11.19), mais il faut étudier le problème posé par la rotation en base des contreventements correspondant aux déformations de la poutre de couplage et par les distributions de contraintes au sol dans cette situation déformée.

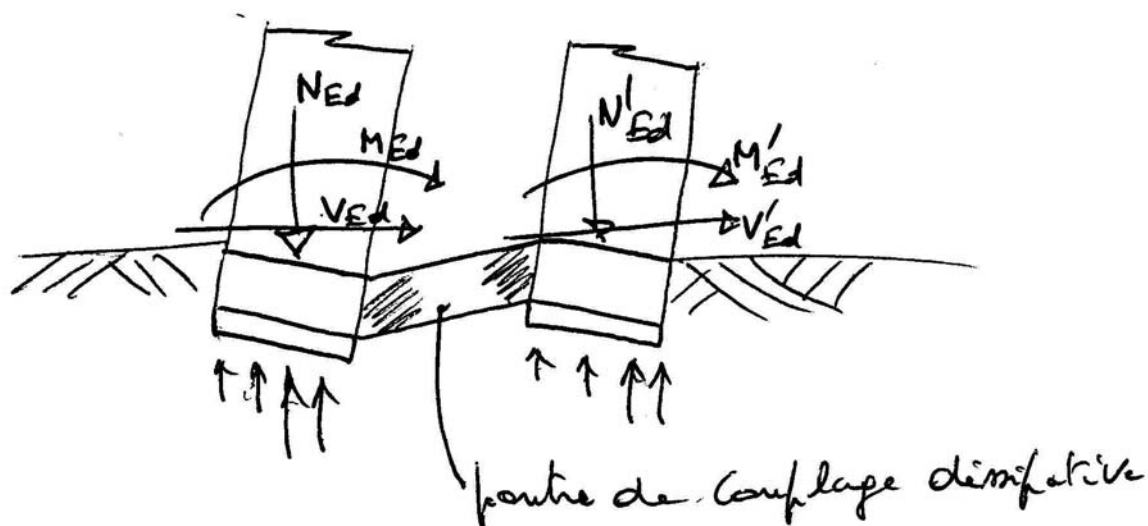


Figure 11.19. Poutre de couplage dissipative en pieds des voiles.

11.8. Quelques règles de l'Eurocode 8 relatives aux fondations.

Règles Générales.

Pour les chaînages et les longrines, les efforts tranchants de calcul doivent toujours être déterminés sur la base du dimensionnement en capacité.

Dans les infrastructures de type caisson des structures dissipatives, comprenant a) une dalle de béton agissant comme un diaphragme rigide au sommet de l'infrastructure, b) un dallage ou une grille de chaînages ou de longrines au niveau des fondations, et c) des murs de fondation périphériques et/ou intermédiaires, dimensionné en capacité, il est attendu que les poteaux et les poutres de

l'infrastructure, y compris les longrines au sommet de l'infrastructure, restent élastiques dans la situation sismique de calcul. Alors, leur conception respecte seulement les règles d'un projet statique. Il convient de concevoir les murs de contreventement en vue de la formation de rotules plastiques au niveau de la dalle située au sommet de l'infrastructure. Dans ce but, dans les murs qui se prolongent avec la même section transversale au-dessus du sommet de l'infrastructure, il convient de considérer que la zone critique s'étend en dessous du niveau du sommet de l'infrastructure sur une profondeur de h_{cr} . De plus, il convient que la hauteur libre totale de ces murs dans le soubassement soit dimensionnée au cisaillement, en supposant que le mur en superstructure développe sa sur-résistance en flexion $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$ (avec $\gamma_{Rd} = 1,1$ pour DCM et $\gamma_{Rd} = 1,2$ pour DCH) au niveau du sommet de l'infrastructure et un moment nul au niveau des fondations.

Chaînages et longrines

Les poteaux de liaison entre la face supérieure d'une semelle (fondation directe ou semelle sur pieu) et le parement inférieur de chaînages ou de longrines doivent être évités, car ils peuvent aisément constituer des poteaux court fortement cisailés dont le mode de ruine est particulièrement fragile. On placera donc la face inférieure des chaînages ou longrines en dessous de la face supérieure de la semelle ou de la semelle sur pieu.

Dans les vérifications, il faut tenir compte des efforts normaux dans les longrines ou les zones de dallage jouant le rôle de chaînage. La section transversale des chaînages et longrines doit présenter une largeur au moins égale à $b_{w,min} = 0,25$ m et une hauteur au moins égale à $h_{w,min} = 0,4$ m pour les bâtiments comportant jusqu'à trois étages et $h_{w,min} = 0,5$ m pour les bâtiments de quatre étages et plus au-dessus de la fondation.

Les dallages reliant les semelles isolées ou les têtes de pieux reprennent des forces horizontales dues au mouvement différentiel de ces éléments. Leur épaisseur est au moins $t_{min} = 0,2$ m et pourcentage minimal d'armatures $\rho_{s,min}$ est de 0,2 % sur les faces inférieure et supérieure.

Les chaînages et les longrines présentent sur toute leur longueur un pourcentage d'armatures longitudinales au moins égal à $\rho_{b,min} = 0,4$ % sur leurs faces supérieure et inférieure.

Liaisons entre éléments verticaux et poutres ou murs de fondation

Le nœud commun entre une longrine ou un mur de fondation et un élément vertical doit respecter les règles des nœuds poteaux- poutres.

Dans les structures de classe DCM, la liaison des longrines ou des murs de fondation avec des éléments verticaux est conçue suivant les règles DCM relatives aux nœuds de portique.

Les extrémités inférieures coudées des barres longitudinales des éléments verticaux doivent être orientées pour éviter la « poussée au vide » et induire une compression dans la zone de liaison.

Pieux et semelles sur pieux coulés en place.

On identifie comme zones de rotule plastique potentielle dans les pieux le sommet d'un pieu et l'interface entre deux couches de sol présentant des rigidités au cisaillement sensiblement différentes (rapport de modules de cisaillement supérieur à 6). Ces zones doivent être détaillées comme les zones de rotule plastique des poteaux pour, au minimum, la classe de ductilité DCM, sur une distance $2d$ correspondant à deux fois la dimension d de la section transversale du pieu : armatures transversales et de confinement suivant les règles sur les zones critiques. Selon la zone, cette disposition vaut à partir de la face inférieure de la semelle sur pieu ou de part et d'autre de l'interface entre couches. Si les pieux n'ont pas fait l'objet d'un dimensionnement capacitif se référant à la résistance de la superstructure, la mesure précédente est amplifiée, car on se trouve alors dans une conception de pieux dissipatifs qui doivent être dimensionnés et conçus en détail en tenant compte de la formation de rotules plastiques à leur sommet. Pour cette raison, la longueur sur laquelle il est nécessaire d'augmenter les armatures transversales et de confinement au sommet du pieu est majorée de 50 % par rapport aux indications précédentes. De plus, la vérification à l'état limite ultime du pieu en cisaillement doit considérer un effort tranchant de calcul respectant le dimensionnement capacitif. Les pieux prévus pour résister à des efforts de traction ou supposés fixes en termes de rotation à leur sommet, doivent être suffisamment ancré dans la semelle sur pieux pour mobiliser la résistance de calcul au soulèvement du pieu ou la résistance de calcul à la traction des armatures du pieu (on prend la plus petite valeur). Si la partie de ces pieux encastree dans la semelle est coulée avant la semelle sur pieu, il convient de prévoir des goujons à l'interface où a lieu la liaison..

Références.

Pecker, Dynamique des structures, 2006. Téléchargeable sur le site :
www.

Pecker, Conception parasismique des fondations, 2006. Téléchargeable sur le site :
www.

Paulay and Priestley, Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, Wiley Ed.,1992

D.J. Dowrick, Earthquake Resistant Design, John Wiley & Sons, 1988, ISBN: 0471915033