

## Chapitre 5.

### Conception parasismique des bâtiments.

#### 5.1. Concepts généraux.

##### 5.1.1 Concept général de stabilité des bâtiments sous action sismique.

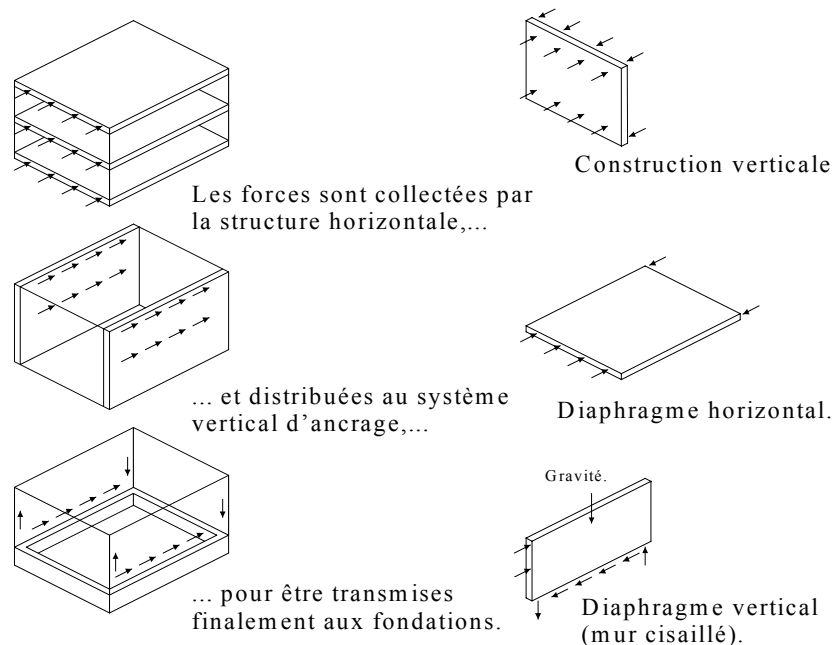


Figure 5.1. Schéma général de fonctionnement en « boîte » pour la reprise des actions horizontales de séisme ou de vent (d'après ZACEK, 1996).

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.

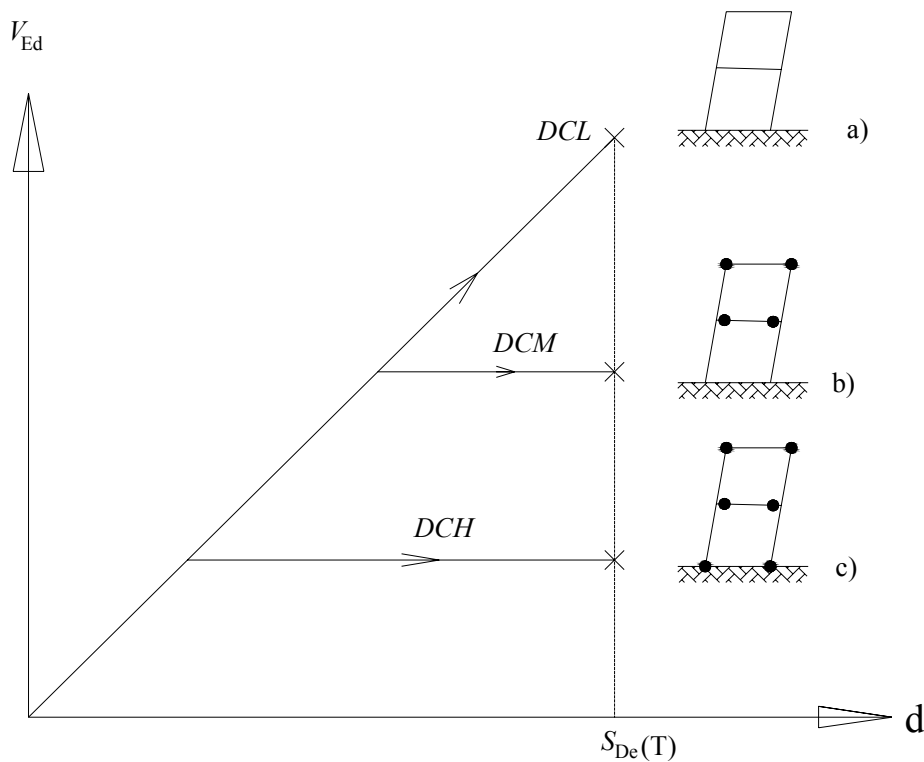


Figure 5.2 . Comportement d'ossatures de même période  $T$  soumises à poussée progressive jusqu'au déplacement de projet  $S_{De}(T)$  : a) projet à réponse purement élastique DCL, b) projet modérément dissipatif DCM et c) projet très dissipatif DCH.

[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 ».**

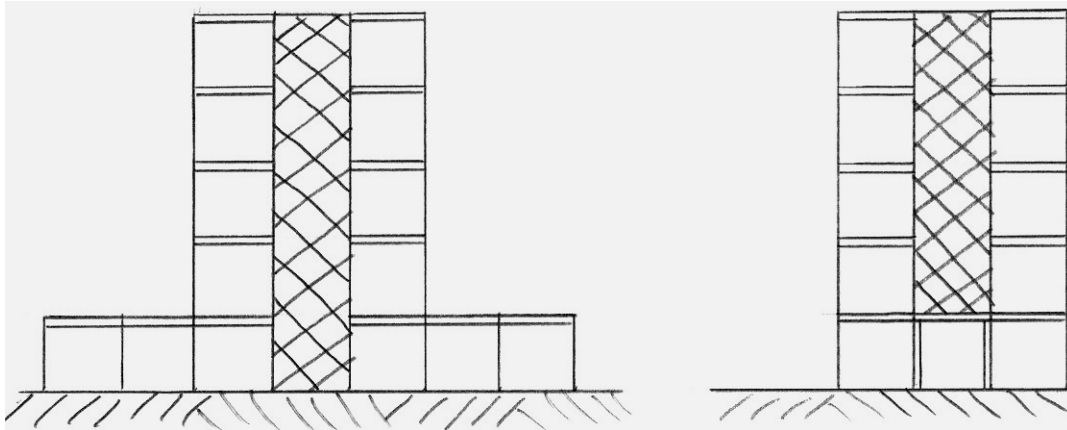
Dans le contexte sismique, les meilleurs projets en terme de sécurité sont obtenus en respectant les « principes de conception » qui sont présentés en 5.2 .

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<sup>er</sup> 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 structurale 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.

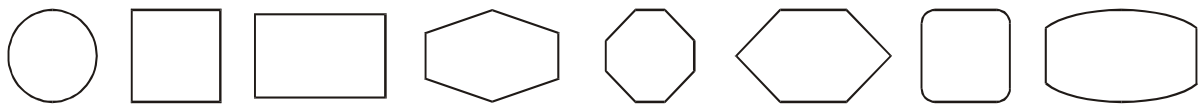


Figure 5.4. Formes favorables : plans simples à 2 axes de symétrie (AFPS, 2002)

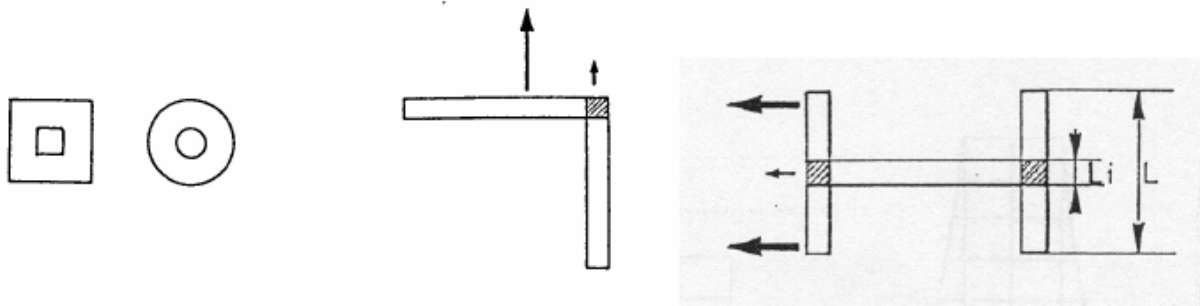


Figure 5.5. Vues en plan de bâtiments. A gauche : symétriques et compacts en plan. A droite : effets néfastes de l'asymétrie ou du caractère non compact.

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).

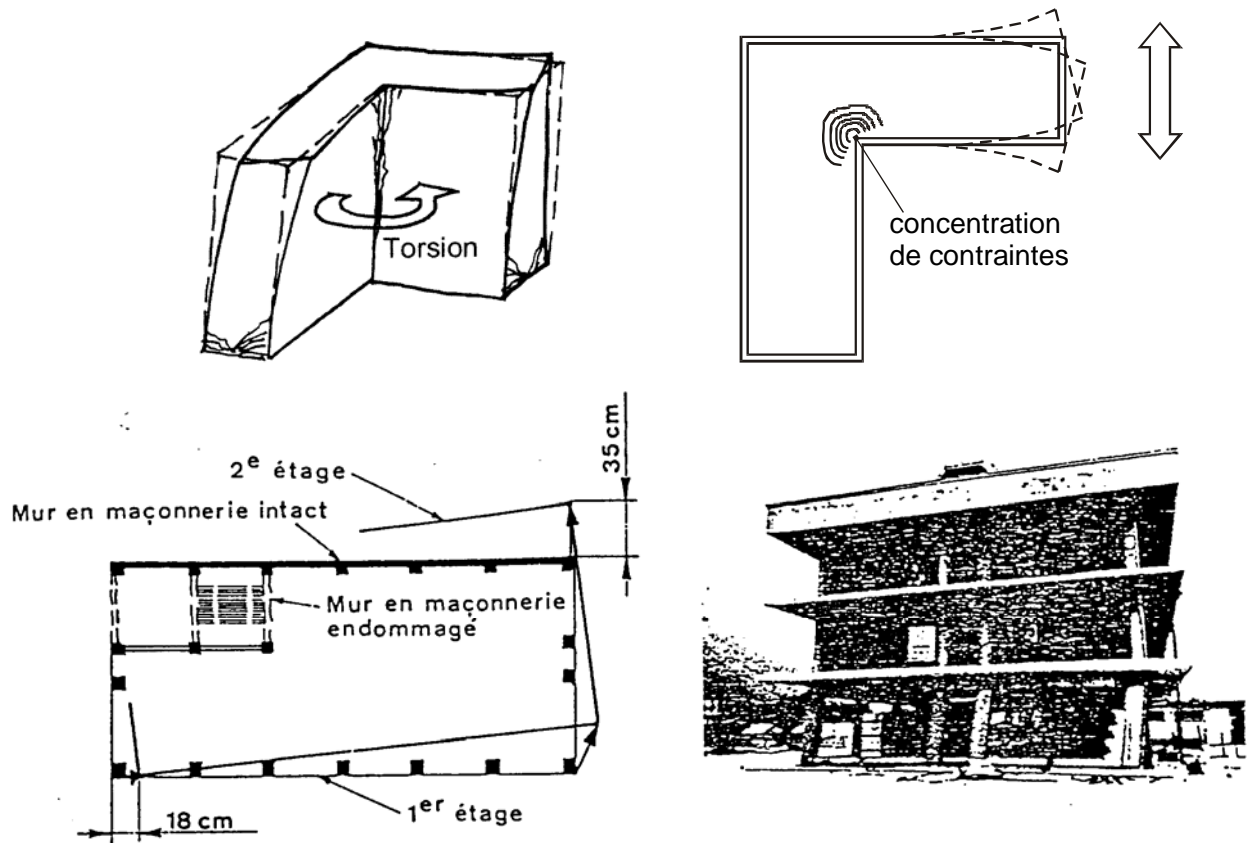


Figure 5.6 . Influence de la forme du bâtiment sur les effets dus à la torsion : concentration de contraintes dans les angles rentrants (en haut) ; rotation permanente (en bas).

#### 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.

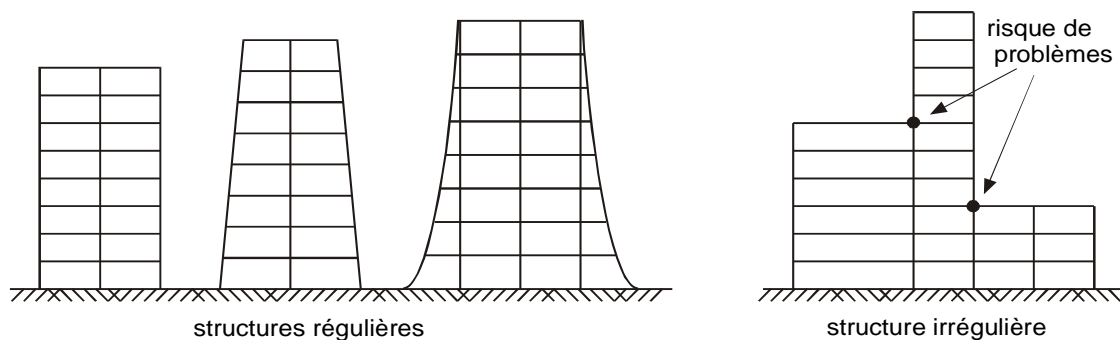


Figure 5.7. Régularité en élévation.

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.

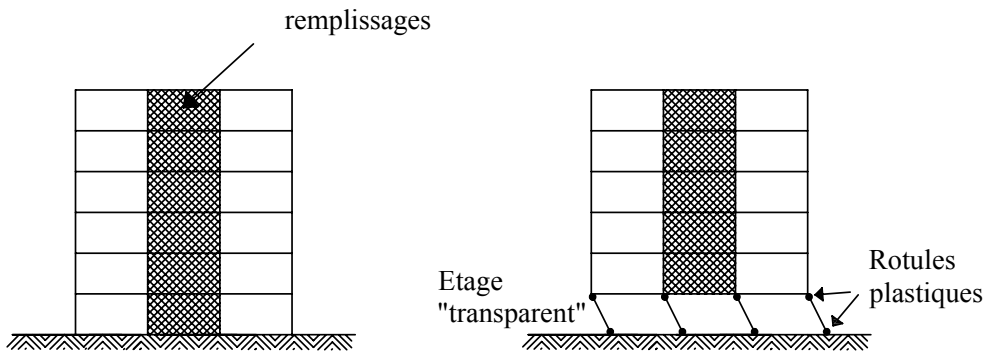


Figure 5.8. A gauche : régularité en élévation. A droite : niveau rez flexible ou "mou" (anglais : soft).

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).

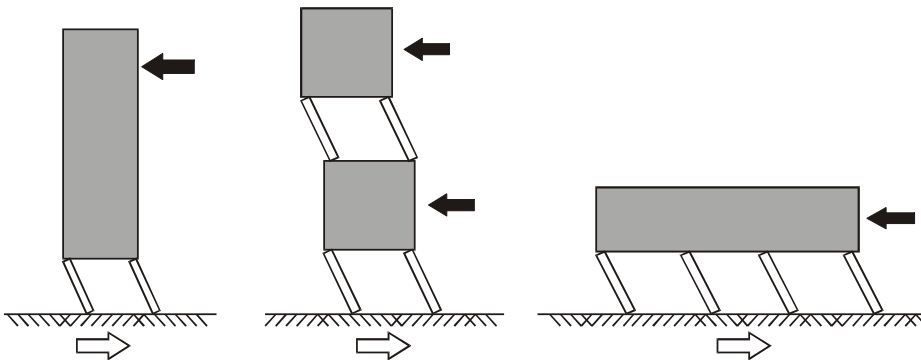


Figure 5.9. Bâtiments avec niveaux transparents. Lorsque les niveaux transparents sont plus flexibles que les autres niveaux, les poteaux de ces niveaux subissent de grandes déformations qui peuvent provoquer la ruine du bâtiment (soft storey), (AFPS, 2002)

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.

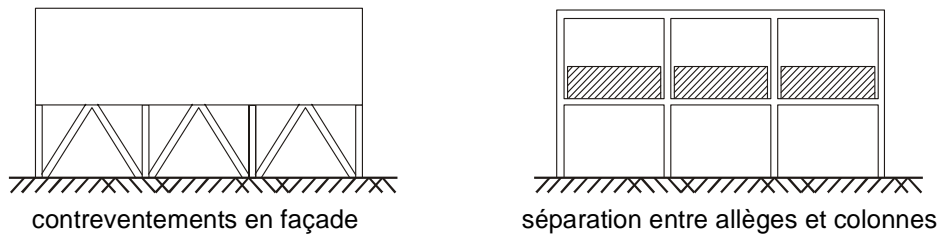


Figure 5.10. Solutions pour bâtiments comportant des niveaux transparents (AFPS, 2002).

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. En effet, pour un moment de torsion  $M_t$  donné, la résultante de cisaillement  $V$  dans chaque contreventement sera déduite de l'équilibre des moments, c'est à dire d'une relation du type  $V = M_t / d$  et plus  $d$  sera grand plus  $V$  sera petit. 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.

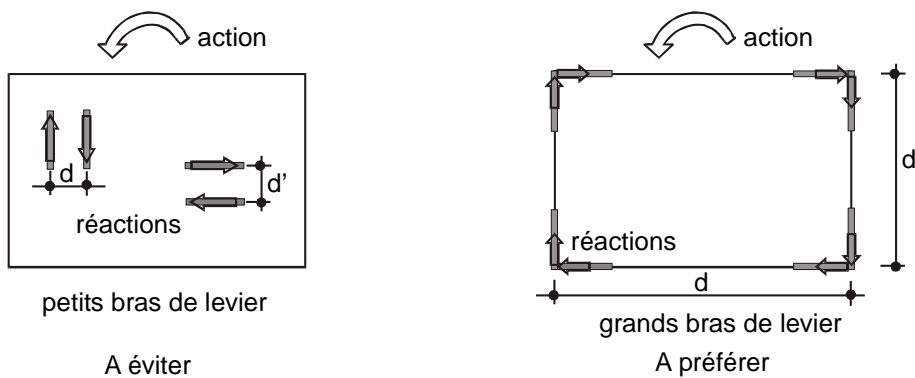


Figure 5.13.a) Une grande distance entre les éléments parallèles favorise la résistance de la structure à la torsion grâce à un bras de levier important dans le plan horizontal.

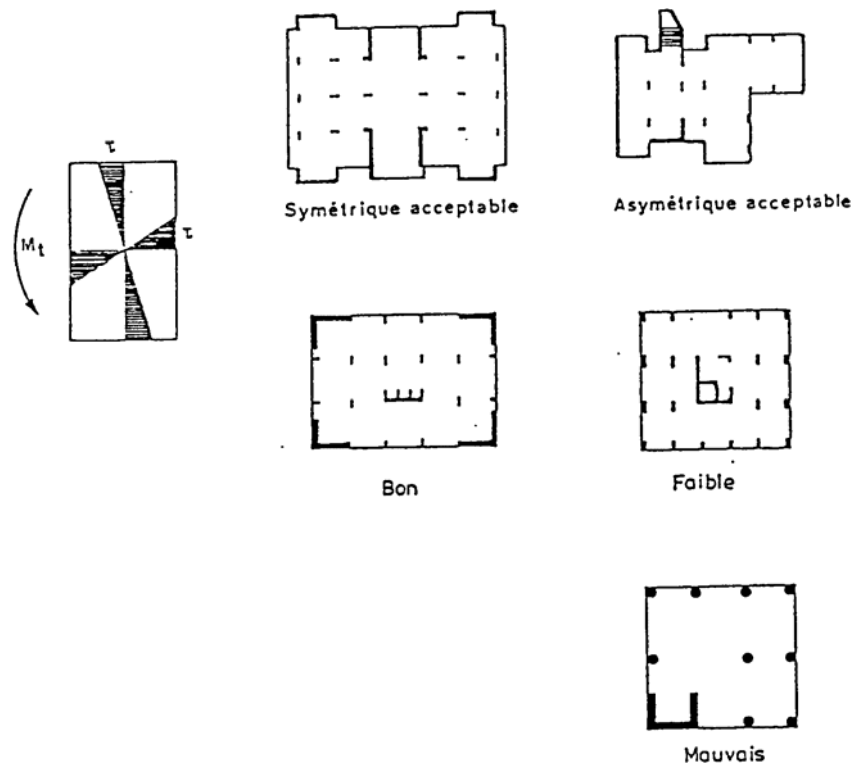


Figure 5.13.b) Dispositions des contreventements pour la reprise de la torsion.

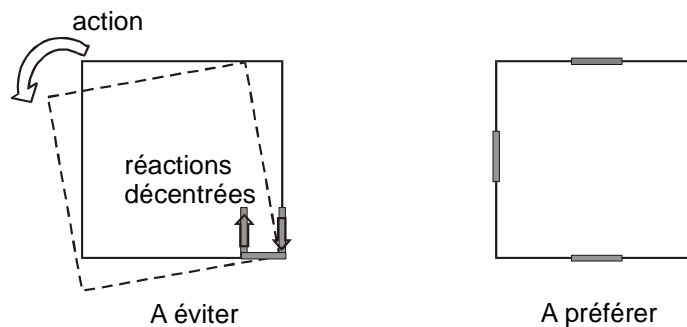


Figure 5.14. Une position décentrée des éléments de contreventement est à l'origine d'une sollicitation du bâtiment en torsion (en plus d'un bras de levier très faible) (AFPS, 2002).

### **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).

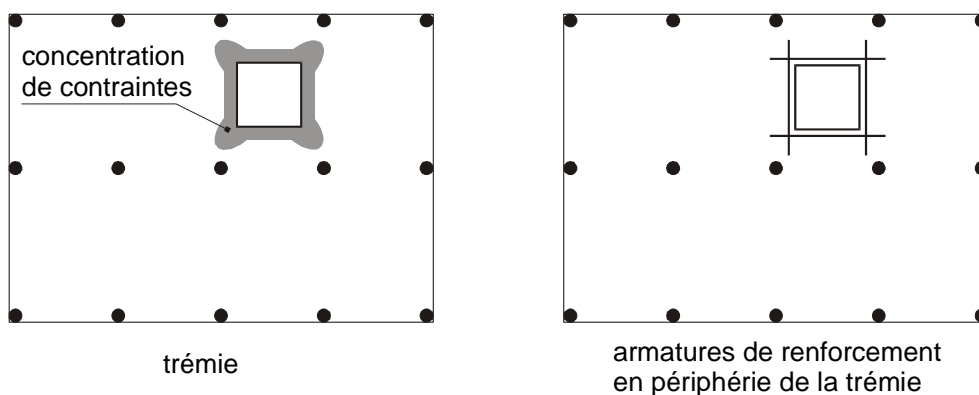


Figure 5.15. Diaphragme avec trémie.



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.

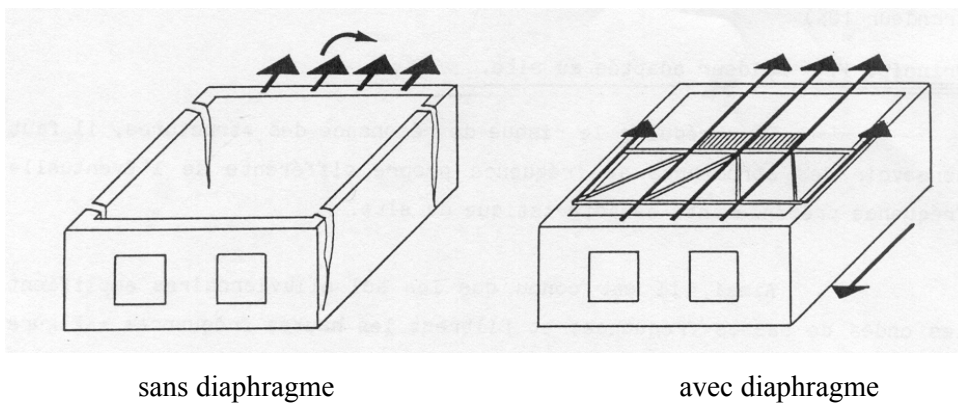


Figure 5.16. Effet d'un séisme sur une construction en maçonnerie sans (à g.) et avec (à dr.).





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.

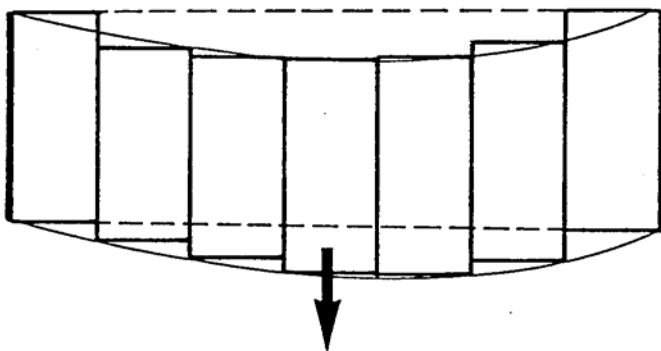


Figure 5.18. Des éléments préfabriqués disjoints n'offrent pas de raideur en plan.

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

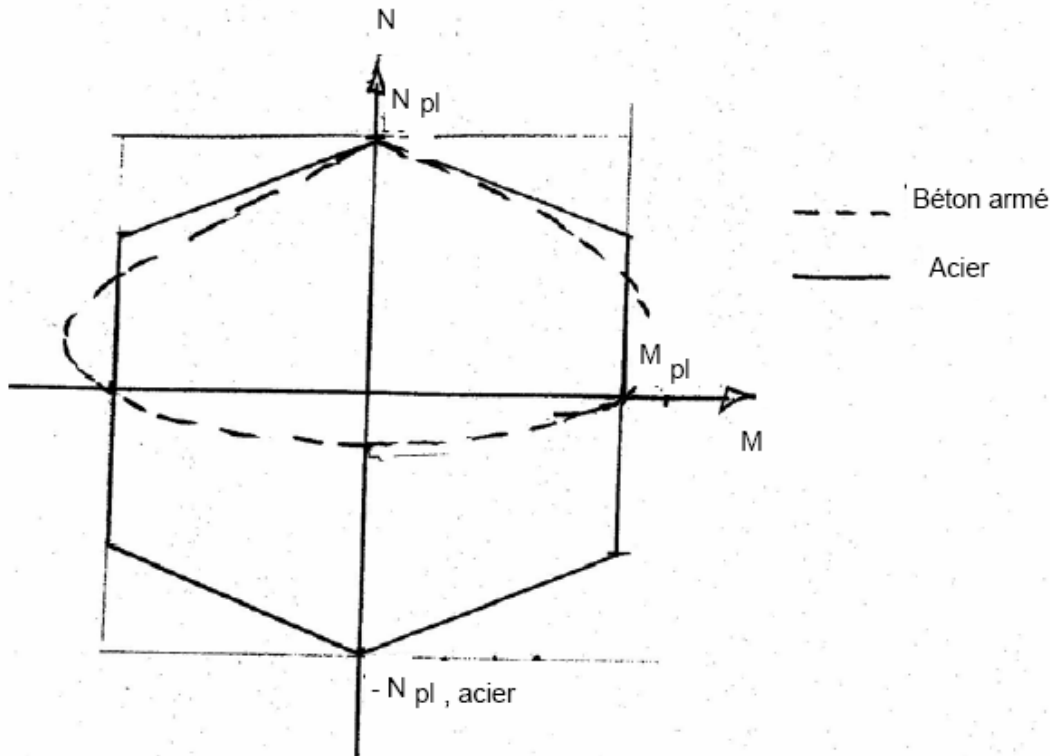


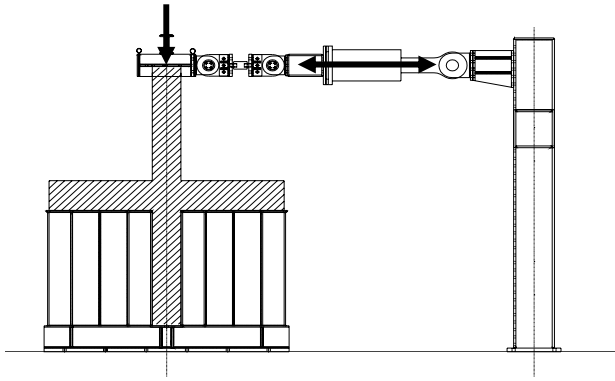
Figure 5.19. Courbe d'interaction moment  $M$  – effort axial  $N$  de poteaux acier (a et b) et béton (c).

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.

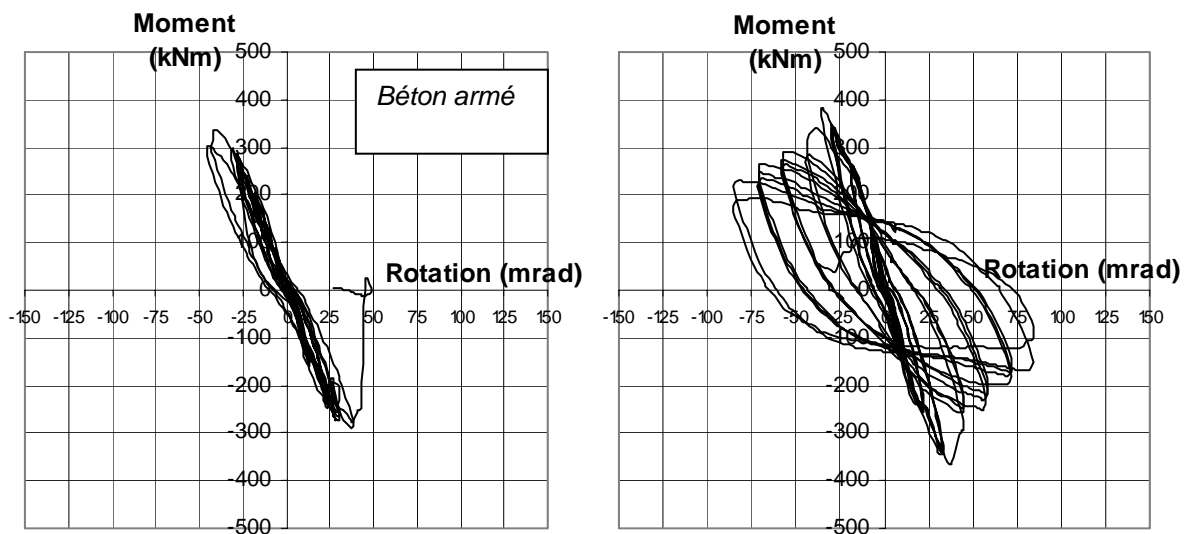


Figure 5.20. Courbe Moment-Rotation de poteaux soumis à essais cycliques en présence d'un effort axial. A gauche, béton armé. A droite, mixte acier- béton.

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).

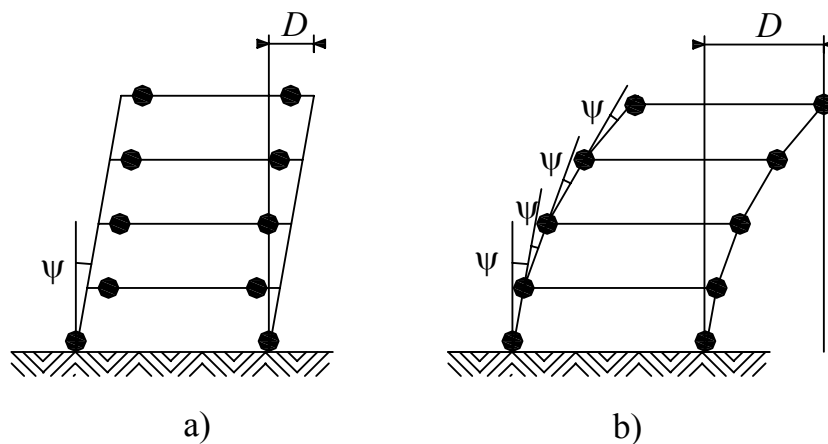


Figure 5.21. a) L'objectif de projet "poutres faibles – poteaux forts" b) Les rotules plastiques dans les poteaux entraînent des effets du second ordre plus importants.

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.

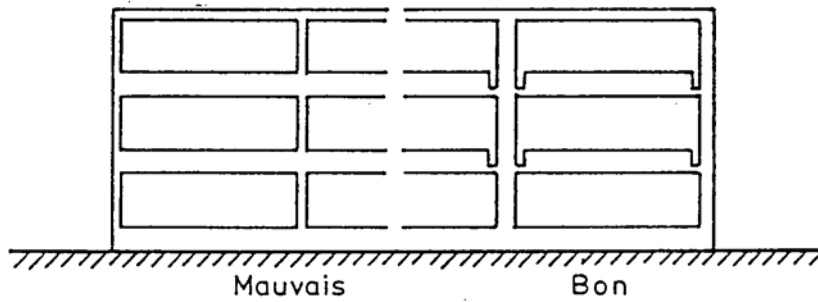


Figure 5.22. La règle « poutres faibles - poteaux forts » doit considérer la section réelle des éléments.

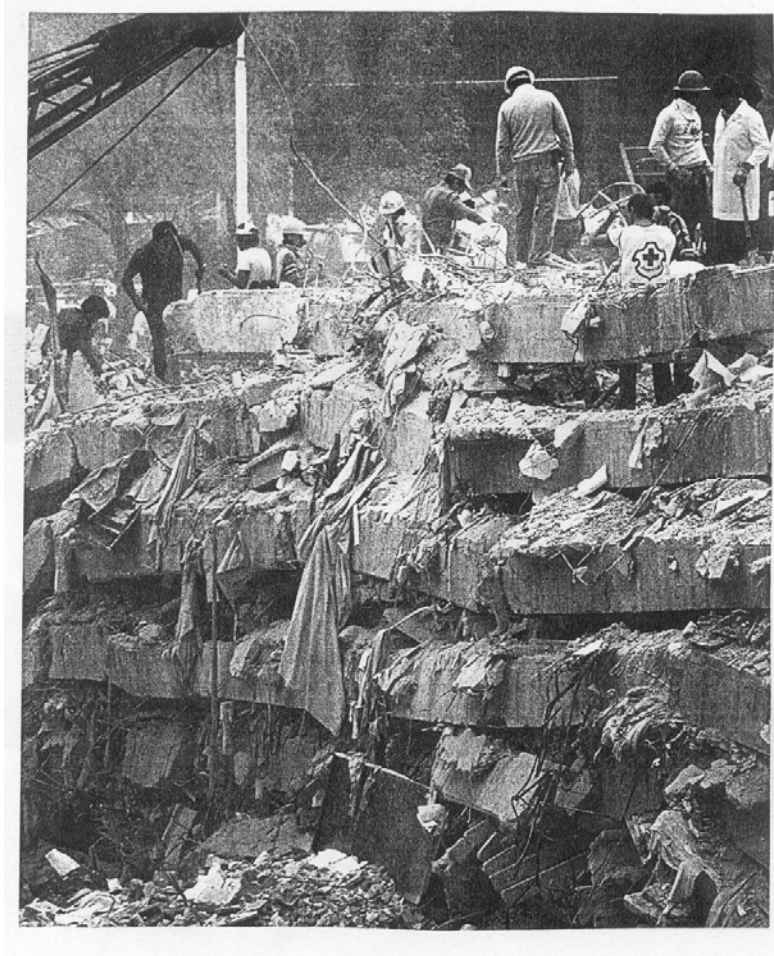


Figure 5.23. Effet de la ruine de poteaux faibles : l'empilement des planchers après séisme.

**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.

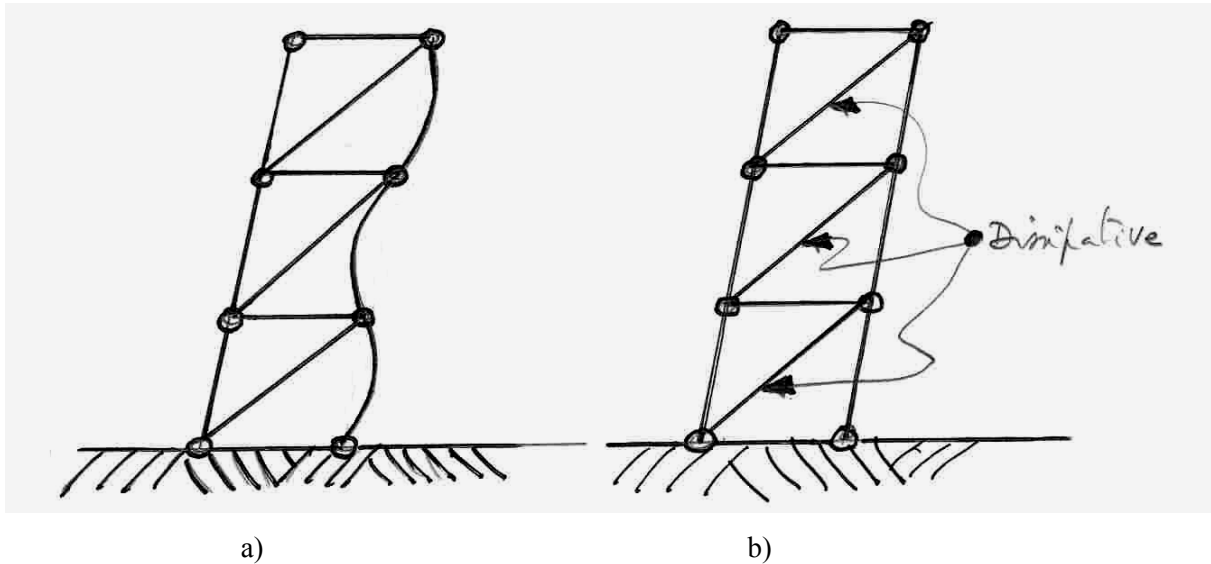


Figure 5.24. Mécanisme global plastique d'une ossature avec triangulations à barres centrées :  
a) à éviter b) souhaité.

### **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 en 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.

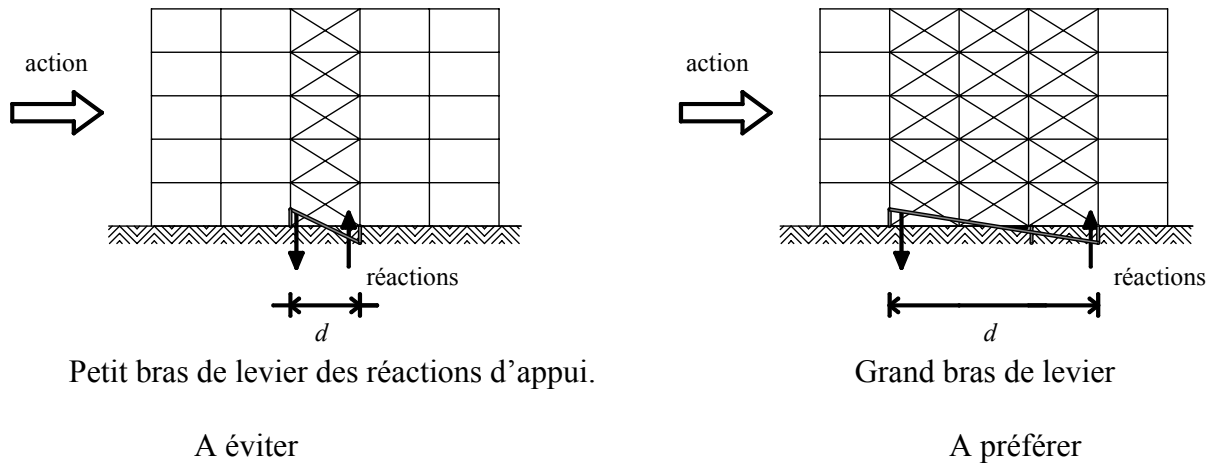


Figure 5.25a. – La redondance et une assise large assurent une meilleure distribution des réactions d'appui.

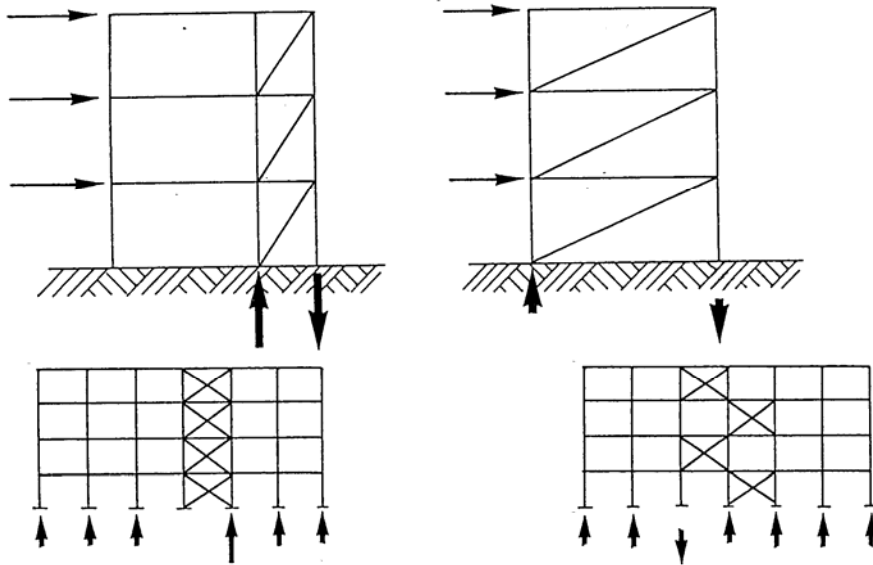


Figure 5.25b. Les structures de contreventement primaires à large base réduisent les sollicitations des barres du contreventement grâce à un bras de levier des efforts internes plus grand (AFPS, 2002).

### **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.

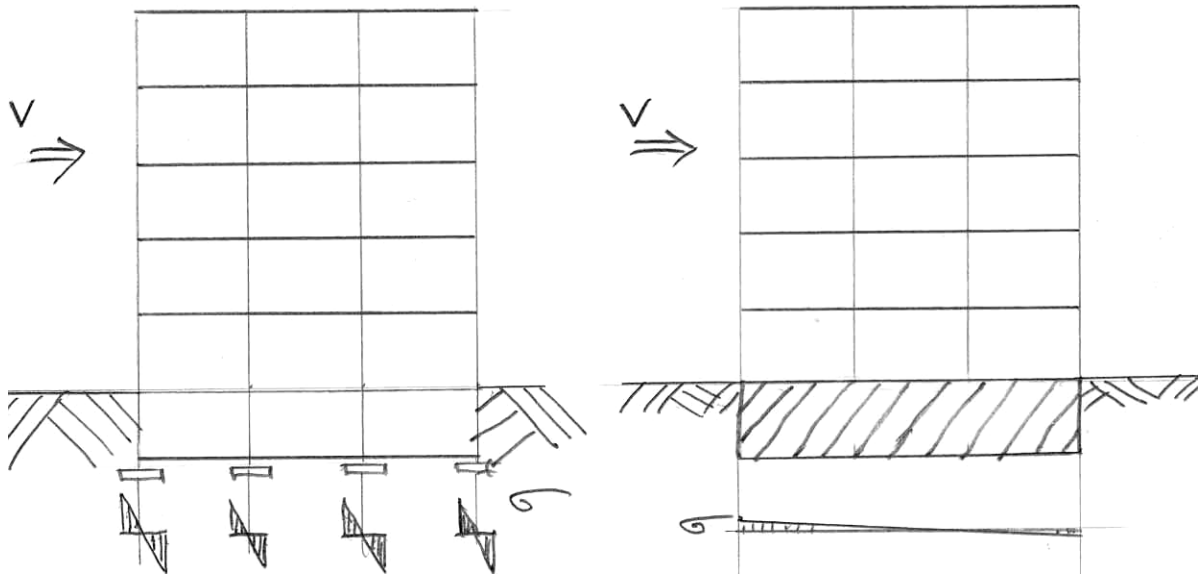


Figure 5.26. Un radier général raidi par les murs de sous-sol base réduit les contraintes à la fondation.

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.



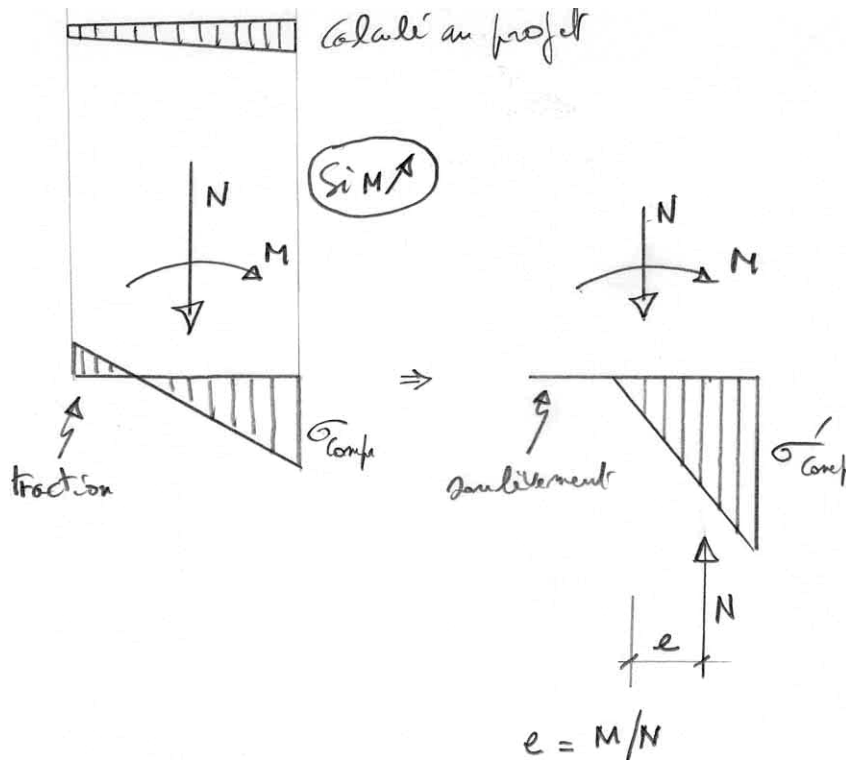


Figure 5.27. En cas de soulèvement, il y a accroissement rapide des contraintes de compression du côté opposé au soulèvement.

### 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.

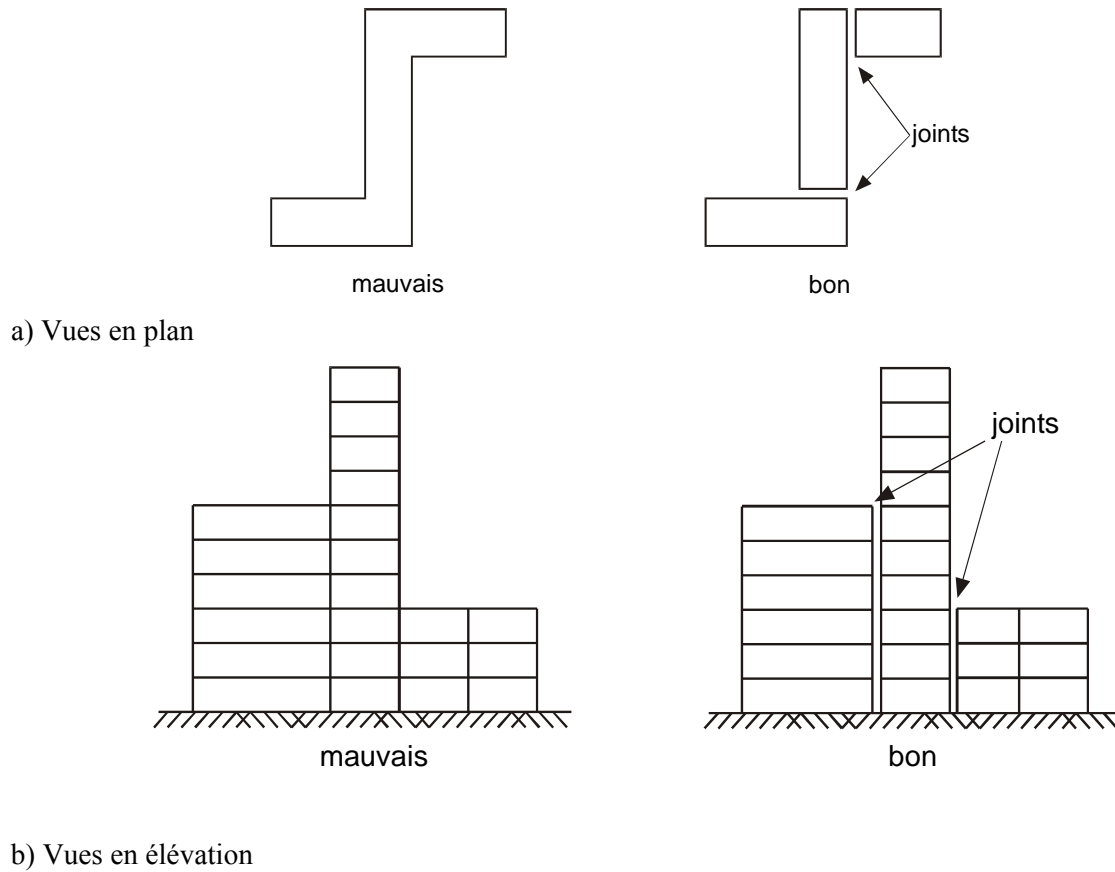


Figure 5.28. Fractionnement des bâtiments par des joints sismiques ou partition en sous structures.

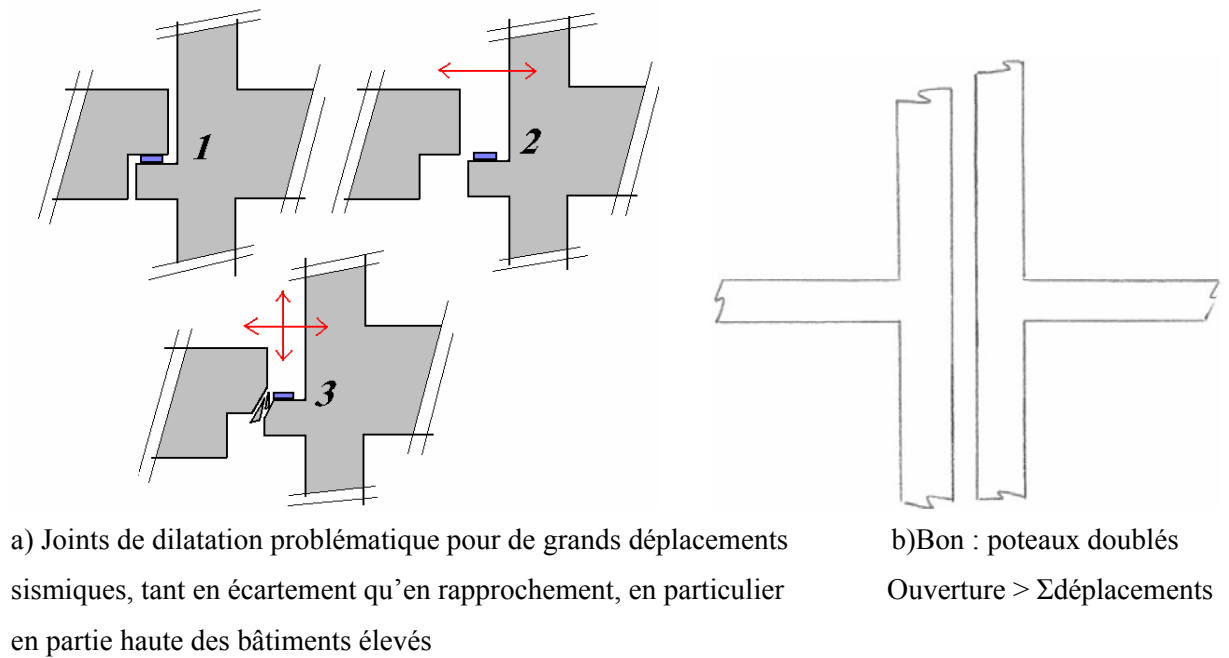


Figure 5.29. Détails de joints entre bâtiments ou entre blocs constituant un bâtiment.

### **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).

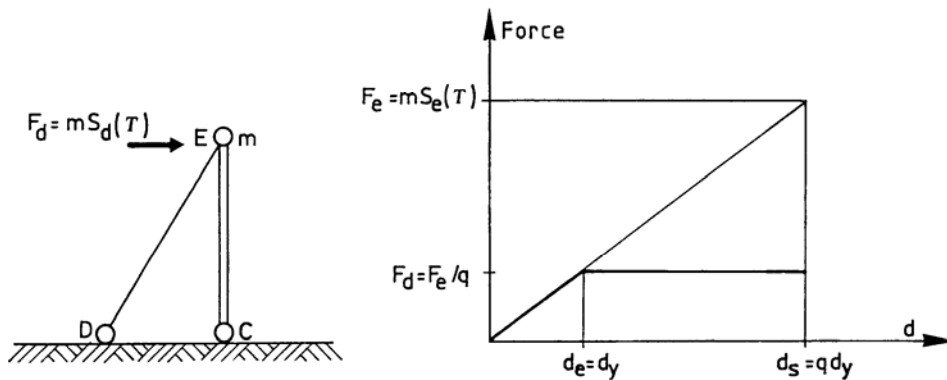
### 5.3 Options de conception.

#### 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.

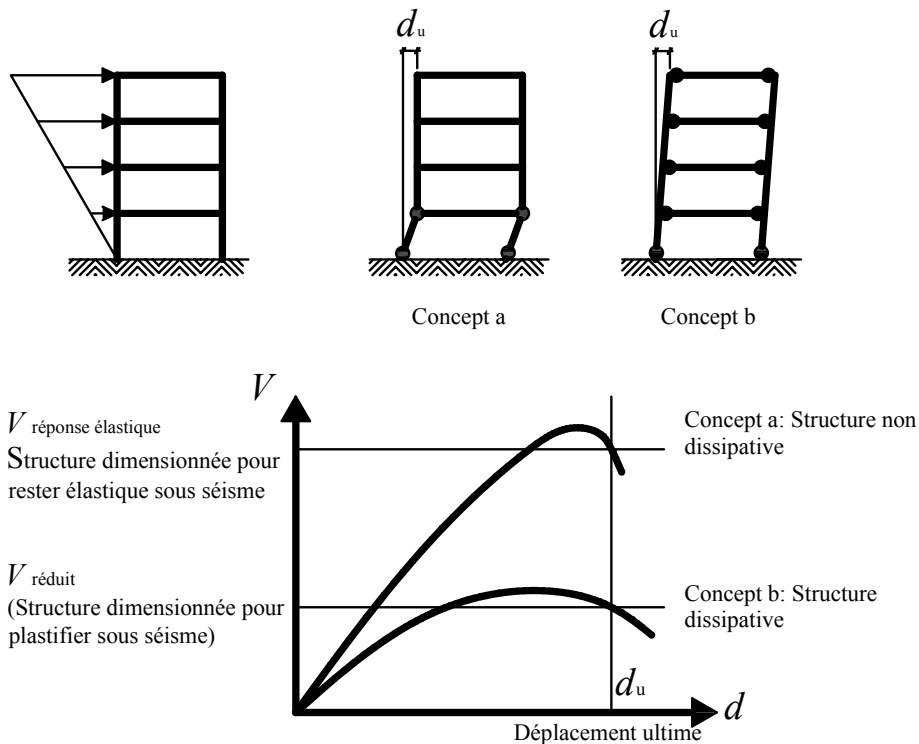


Figure 5.34. Différence entre projet peu "dissipatif" – concept a) et projet dissipatif – concept b).

### **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  $\geq 1$  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 au 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 chapîtres 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.

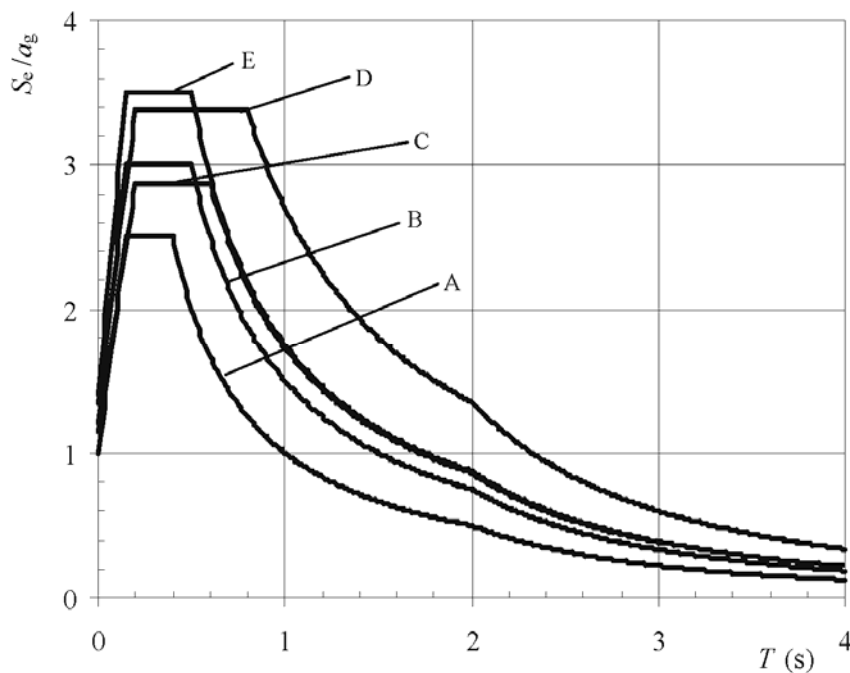


Figure 5.35 . Influence du sol sur le spectre de réponse en accélération  $S_e(T)$ .  
De sol A (rocher affleurant) à sol D (sans cohésion).

Classe de sol	$T_C$ (s)	$H_{\min, \text{bâtiment}}$ (m) Telle que $T = T_C$
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 inexistants 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.**

Dns 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 pas de manière disproportionnée d'un niveau à l'autre.

### **5.5. Quelques sites Internet où trouver des documents de conception parasismique.**

<a href="http://www.ulg.ac.be/matstruc/Download.html">http://www.ulg.ac.be/matstruc/Download.html</a>	<a href="#">Guide Parasismique Belge</a>
<a href="http://www.afps-seisme.org">www.afps-seisme.org</a>	AFPS site
<a href="http://www.pubs.asce.org">www.pubs.asce.org</a>	Publications ASCE
<a href="http://www.aisc.org">www.aisc.org</a>	Publications AISC
<a href="http://www.fema.gov/hazards/earthquakes/fema350.shtm">http://www.fema.gov/hazards/earthquakes/fema350.shtm</a>	FEMA Documents
<a href="http://www.bwg.admin.ch/themen/natur/f/pdf/erenho.pdf">http://www.bwg.admin.ch/themen/natur/f/pdf/erenho.pdf</a>	Guide Bachmann
<a href="http://www.iusspress.it">www.iusspress.it</a>	Univ. Pavia. Press