

cahier 1

conception parasismique

NIVEAU AVANT-PROJET

MILAN ZACEK

Mai 2004

SOMMAIRE

PREAMBULE	3
1.PERTINENCE DE LA CONCEPTION PARASISMIQUE DES OUVRAGES	5
1.1. Notion de construction parasismique	5
1.2. Limites des règles parasismiques	6
1.3. Règles parasismiques et conception architecturale	9
1.4. Conclusion	10
2.CONCEPTION PARASISMIQUE NIVEAU AVANT-PROJET	11
2.1. Incidence de la conception sur le comportement des constructions sous seismes	11
2.2. Parti architectural	13
2.2.1. Forme des bâtiments	13
2.2.2. Hauteur et élancement des bâtiments	32
2.2.3. Couplage de bâtiments	33
2.2.4. Présence de niveaux décalés	34
2.2.5. Parties de bâtiment et détail architectural	35
2.3. Parti constructif	50
2.3.1. Comportement des structures exposées à un séisme	50
2.3.2. Choix de la structure	53
2.3.3. Conception des systèmes porteurs	62
2.4. Stabilité horizontale	69
2.4.1. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales	69
2.4.2. Rôle et constitution du contreventement	69
2.4.3. Diaphragmes	69
2.4.4. Palées de stabilité (éléments verticaux de contreventement)	73
2.5. Pondération des conséquences d'une conception de bâtiment inappropriée	80
GLOSSAIRE	83
BIBLIOGRAPHIE	87
CREDITS	89

PREAMBULE

Ce guide s'adresse en premier lieu aux enseignants des écoles d'architecture. Il constitue le premier fascicule d'un futur ouvrage traitant de la protection parasismique à l'échelle d'un bâtiment (neuf ou existant), ainsi qu'à l'échelle d'une ville.

L'objectif visé est de réaliser une synthèse de la problématique en mettant en évidence d'une manière argumentée et illustrée, les problèmes posés et les solutions qui peuvent y être apportées.

La conception parasismique des bâtiments étant très peu enseignée dans les écoles d'architecture, nous souhaitons que le présent ouvrage puisse aider à combler cette lacune. En effet, la France possède de nombreuses régions sismiques et l'occurrence de tremblements de terre destructeurs n'y est pas exclue. L'absence de formation des concepteurs de projets à la construction parasismique n'est donc pas défendable. Ils ont pour mission de réaliser pour leurs clients des ouvrages fonctionnels et sûrs.

L'architecte peut jouer un rôle important dans la protection des bâtiments contre les effets des séismes. Il est de son intérêt d'acquérir cette compétence, de la revendiquer et de la faire valoir.

1 PERTINENCE DE LA CONCEPTION PARASISMIQUE DES OUVRAGES

1.1. NOTION DE CONSTRUCTION PARASISMIQUE

Dans la pratique, on appelle " parasismique " un ouvrage conçu et réalisé conformément aux règles parasismiques en vigueur. Cette conformité est généralement interprétée comme une **garantie** de résistance aux tremblements de terre. Cependant, cette interprétation ne résiste pas à l'examen. Bien qu'un niveau suffisant de résistance aux tremblements de terre est souvent obtenu par l'application des règles parasismiques, des effondrements d'ouvrages ou de parties d'ouvrages lors d'un séisme violent ne sont pas exclus.

L'objectif visé par les règles parasismiques n'est pas le même que celui d'un architecte maître d'œuvre d'une opération :

- **Les règles parasismiques** visent un résultat global à l'échelle de la zone touchée par un séisme. **L'éventualité d'échec est admise** ; toutefois, la probabilité de pertes en vies humaines doit rester très faible.

D'une part, le niveau de protection recherchée, fixé par la puissance publique ne correspond pas à une protection totale, mais résulte d'un compromis entre le coût de la protection et le risque que la collectivité est prête à accepter. On estime que la probabilité pour une construction de se trouver durant sa vie près de l'épicentre d'un séisme très destructeur est suffisamment faible pour qu'on puisse la négliger. Ainsi, des bâtiments calculés aux séismes se sont effondrés, pour ne citer que des cas récents, à Los Angeles en 1994 (fig. 1.1.) et à Kobé (Japon) en 1995 (fig. 1.2.). Or, le respect des règles parasismiques dans ces pays est de rigueur et la qualité d'exécution parmi les meilleures du monde.

D'autre part, les règles doivent être relativement simples pour être applicables et appliquées. Le niveau d'agression sismique et le comportement des constructions en régime dynamique sont donc pris en compte d'une manière forfaitaire, et de nombreuses distorsions par rapport à la réalité existent.

Malgré cette relative simplicité, on observe parfois le non-respect en France des méthodes de calcul requises pour les bâtiments de forme irrégulière, plus complexes que le calcul des ouvrages de formes simples.

On peut raisonnablement penser qu'une sophistication des règles actuelles donnerait lieu, dans leur application, à de nombreuses "impasses", notamment à l'échelon des bureaux d'études. En effet, cette sophistication pourrait entraîner la nécessité d'acquérir une



Fig. 1.1. - Bâtiment à usage de parking, réalisé selon les règles parasismiques américaines. Effondrement dû à une conception peu judicieuse : la rampe d'accès aux étages limitait la déformabilité des poteaux qui la supportaient. Faire porter la rampe par un voile de béton armé aurait constitué une solution plus adéquate (séisme de Northridge, Californie, 1994).



Fig. 1.2. - Basculement d'un bâtiment calculé au séisme suite à l'effondrement du rez-de-chaussée commercial dont la rigidité horizontale était très inférieure à celle des étages (séisme de Kobé, 1995).



formation spécifique dans ce domaine, ce qui n'est pas le cas actuellement.

- **L'architecte** a pour mission de réaliser pour son client un ouvrage qui présente **toutes les garanties de confort et de sécurité**, un ouvrage " sur mesure ". Or, une simple application des calculs parasismiques à un projet de bâtiment qui ne favorise pas la résistance aux charges dynamiques ne peut lui conférer un comportement efficace vis-à-vis des séismes. Un bâtiment ne peut résister aux tremblements de terre par la seule vertu des calculs. Au contraire, la conception devrait être judicieuse pour pallier les effets pervers des hypothèses réglementaires.

Les enseignements tirés des séismes destructeurs survenus dans le passé ont permis de constater qu'**une construction, pour être réellement parasismique, doit réunir trois conditions :**

- conception architecturale parasismique ;
- respect des règles parasismiques (celles-ci concernent des dispositions constructives et le dimensionnement) ;
- exécution de qualité.

1.2. LIMITES DES REGLES PARASISMIQUES

La nécessité d'avoir des règles parasismiques simples, faciles à utiliser, ainsi qu'un compromis entre un niveau de protection parasismique acceptable et son coût, a été évoquée plus haut. Dans le but d'apprécier le degré de prise en compte par les règles de l'agression sismique et du comportement réel des structures, quelques démarches réglementaires sont commentées dans ce qui suit.

• Niveau d'agression sismique

- Les constructions courantes ne sont pas calculées pour résister au séisme maximum plausible dans la zone concernée, car la probabilité de son occurrence durant la vie d'une construction est faible (sa période de retour étant généralement longue). Un tel séisme peut cependant se produire. Par exemple à Kobé en 1995, des constructions réglementairement calculées pour des charges sismiques équivalentes à 30 % de leur poids, ont subi des charges 2,5 fois plus élevées. Elles n'ont pas pu leur résister.

- Le zonage sismique (et par conséquent le niveau de protection exigé) est basé sur la connaissance de la sismicité historique. L'ignorance de séismes violents survenus dans le passé équivaut à une sous-estimation du mouvement sismique de référence.

A ce propos, il est intéressant de noter que plusieurs cantons du département des Bouches-du-Rhône sont classés en zone II (zone la plus forte en France métropolitaine) en raison du séisme de Lambesc (intensité VIII-IX, magnitude 6,3) survenu en 1909, alors qu'aucune activité sismique antérieure importante n'y est connue. Si ce séisme à longue période de retour ne s'était pas encore produit, la zone aurait été classée 0.

Une solution à cette situation serait de fixer le niveau de protection à partir d'un zonage sismotectonique qui tient compte des structures sismogènes (failles). Cette démarche est obligatoire pour les ouvrages à risque spécial (usines chimiques ou nucléaires, barrages,...), soumis à une procédure plus contraignante que celle des règles parasismiques.

- Les amplifications locales des secousses dues aux effets de site et qui peuvent multiplier les charges sismiques par cinq ou plus, ne sont prises en compte que partiellement. Lorsqu'un effet topographique est possible, les règles PS 92 prévoient une majoration des charges sismiques par un facteur de 1,4 maximum. Quant aux effets d'amplification dynamique observée dans les sols alluvionnaires de forte épaisseur, ils sont négligés (car mal connus). A Mexico, lors du séisme de 1985, ce dernier type d'amplification a atteint le facteur 7,5 pour les bâtiments à période propre fondamentale de 2s (tours de 10 à 20 niveaux) fondés sur sols alluvionnaires. Ces bâtiments se sont tous effondrés.

• Philosophie du calcul

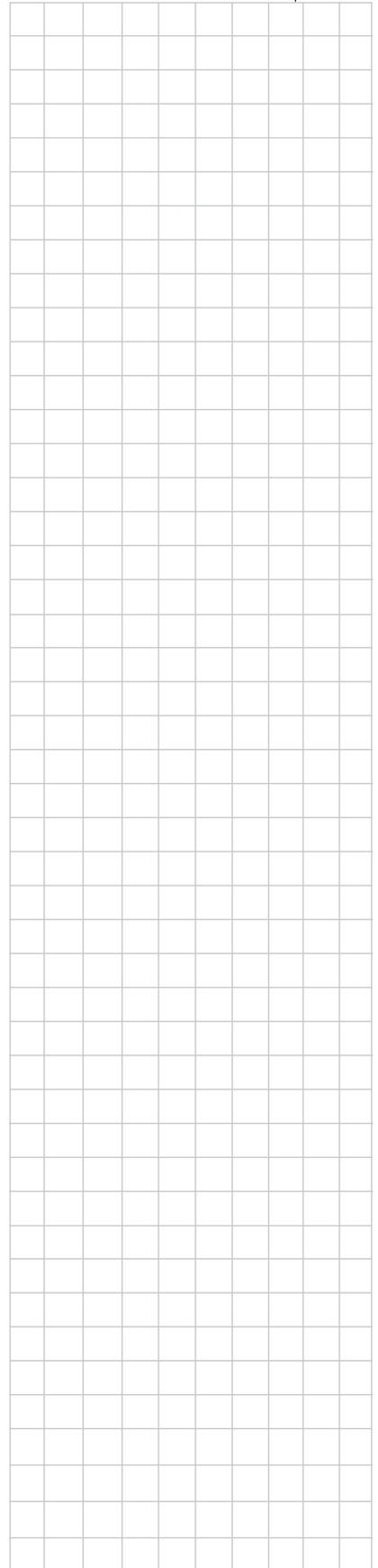
Par commodité, le calcul des structures aux séismes est basé sur le concept de force, alors qu'aucune force d'origine sismique réelle ne s'exerce sur elles. Lors des tremblements de terre, les structures subissent une mise en mouvement (de l'énergie cinétique leur est " injectée ") et des déformations imposées. Leur survie en cas de séisme dépend davantage de leur capacité à absorber cette énergie et à tolérer ces déformations, que de leur résistance pure. On observe effectivement que les structures ayant une bonne capacité à absorber l'énergie (par stockage temporaire et par dissipation) se comportent mieux sous séismes destructeurs que d'autres, plus " résistantes en soi ", mais qui n'ont pas cette capacité. Cette dernière est conférée aux ouvrages lors de la phase de conception, qui est donc essentielle.

• Hypothèse de calcul

- Un séisme impose aux constructions une suite d'accélération violentes dont la durée peut dépasser 1 mn. Cependant, le calcul réglementaire ne considère qu'une seule accélération (supposée maximale), appliquée sans durée comme une force statique. Les deux situations ne sont pas comparables car la durée de secousses est un facteur de dommage important. Un séisme long est en général plus destructeur qu'un séisme court plus fort.

- Pour le calcul aux séismes, les constructions sont considérées comme non déformées au moment d'application des charges sismiques. Or, la période des secousses étant dans la plupart des cas plus courte que celle de l'oscillation des ouvrages, les charges sismiques sollicitent dans ces cas plusieurs fois les ouvrages déformés, avant leur retour en position initiale. Leur action réelle est donc plus préjudiciable que dans le cas considéré par les règles parasismiques.

- Le facteur le plus destructeur observé lors des tremblements de terre est la résonance des constructions avec le sol. La résonance accroît considérablement les amplitudes d'oscillation et, par





conséquent, multiplie l'intensité des charges sismiques par un facteur important (les charges sismiques sont proportionnelles aux amplitudes d'oscillation, appelées " déplacements ").

Cependant, la résonance n'est pas spécifiquement prise en compte dans le dimensionnement des ouvrages aux séismes. Les périodes propres du sol d'assise et de la structure ne sont pas comparées (la résonance se produit lorsqu'elles sont les mêmes ou très proches), bien que la modification, lors de la phase du projet, des périodes propres des bâtiments (si elle s'avérait souhaitable), soit une démarche aisée. On peut, par exemple, ajouter des murs de contreventement (pour raccourcir la période) ou opter pour des façades légères à la place de murs de remplissage en maçonnerie ou encore augmenter l'élanement du bâtiment (pour allonger sa période).

- La stratégie de protection parasismique réglementaire consiste à conférer aux constructions une ductilité suffisante pour éviter leur dislocation lors des oscillations imposées. On accepte donc des dommages localisés (rotules plastiques) bien placés, économiquement réparables ou non, dans le but d'éviter l'effondrement de l'ouvrage sur les occupants.

Le degré de ductilité, ou plus précisément de dissipativité car d'autres mécanismes de dissipation entrent en jeu, est caractérisé pour le calcul par un " coefficient de comportement ". Il s'agit d'un coefficient diviseur des charges sismiques ayant une valeur entre 1 et 8, selon la dissipativité estimée de la construction. Cependant, ce coefficient est global et forfaitaire et sa valeur peut parfois être très surestimée lorsque la structure comporte des zones susceptibles de rupture fragile (poutres ou poteaux courts ou bridés, poutres sollicitées en torsion, changements brusques de section, percements importants, reports de charges, etc.), ce qui est loin d'être rare. La structure est alors dimensionnée pour des charges inférieures à celles qu'elle pourrait subir. En outre, après la division des charges par un coefficient de comportement, le calcul peut indiquer les sollicitations de compression dans des sections dans lesquelles une traction ou un soulèvement peuvent se produire.

- L'interaction sol-structure n'est pas prise en compte dans le calcul réglementaire. Son incidence est le plus souvent favorable (dissipation d'énergie), mais les cas défavorables ne sont pas rares (accroissement de charges dans le cas de certaines structures rigides).

Malgré l'existence des distorsions qui viennent d'être exposées, les constructions conformes aux règles parasismiques montrent globalement un comportement nettement meilleur que celles qui ne le sont pas. Les échecs sont relativement rares.

Toutefois, ce fait ne devrait pas inciter à s'en contenter, car les bâtiments conformes aux règles qui s'effondrent lors de séismes majeurs entraînent eux aussi des pertes en vies humaines et représentent un échec personnel pour l'architecte.

1.3. REGLES PARASISMIQUES ET CONCEPTION ARCHITECTURALE

Les règles parasismiques françaises s'appliquent aux ouvrages à risque normal, c'est-à-dire les ouvrages dont la ruine n'a pas de conséquences sur l'environnement. Leur respect est obligatoire pour toutes les constructions neuves dans lesquelles il y a une présence humaine permanente (classes B, C, D), situées dans les zones Ia, Ib, II ou III. Les ouvrages à risque normal échappent donc à cette obligation en zone 0, ce qui n'est pas le cas des ouvrages à risque spécial (ouvrages dont la ruine ou même des dommages mineurs peuvent avoir des conséquences catastrophiques pour la population ou pour l'environnement : bâtiments de stockage de produits toxiques, barrages,...).

En France, les règles parasismiques en vigueur sont les règles PS 92 (norme P 06-013). Elles sont très proches de l'Eurocode 8 qui leur sera, à terme, substitué.

Les règles PS 92, de même que l'Eurocode 8, portent sur deux domaines

- dispositions constructives générales et dispositions particulières à divers matériaux ou procédés de construction ;
- règles de calcul (évaluation des actions sismiques de calcul, vérification de la résistance et des déformations de la structure).

Il apparaît donc que **ces règles n'imposent aucune disposition architecturale** ; elles s'appliquent sur un projet déjà défini qui peut, a priori, être mal conçu du point de vue parasismique. Ce cas est d'ailleurs assez fréquent, alors même que la conception des ouvrages joue un rôle déterminant dans leur résistance aux séismes (cf. 1.1.).

Toutefois, afin de permettre aux constructeurs d'ouvrages modestes d'obtenir une protection parasismique sans avoir recours à des calculs, l'arrêté du 29 mai 1997 autorise l'emploi facultatif **des règles PS-MI 89 révisées 92** (norme P 06-014) en lieu et place des règles générales (PS 92) pour des bâtiments à risque normal de la classe B situés en zone Ia, Ib ou II. Il s'agit principalement de maisons individuelles.

S'agissant de règles forfaitaires, leur domaine d'application est très restreint, y compris **en ce qui concerne la conception architecturale**.

Exemples de restrictions permettant le recours aux règles PS-MI 89/92 :

- la construction ne peut comporter plus d'un étage sur rez-de-chaussée ;
- la forme du bâtiment ne peut s'écarter que faiblement du rectangle, les décrochements éventuels ne pouvant dépasser au total le quart de la longueur du côté concerné ;



- les hauteurs des divers niveaux (sous-sol, rez-de-chaussée, étage ne peuvent différer de plus de 30 % ;
- les porte-à-faux ne peuvent dépasser 1,50 m de portée.

1.4. CONCLUSION

Nous avons vu que la conception architecturale joue un rôle au moins aussi important que l'application des règles parasismiques. Le comportement d'un ouvrage sous séisme est pratiquement déterminé en amont des règles, car c'est au moment de l'esquisse qu'on fixe la géométrie (donc la répartition des masses et des éléments rigides), ainsi que le type de structure et, par là, son mode de fonctionnement sous charges sismiques. L'architecte devrait par conséquent posséder dans le domaine parasismique un bagage de connaissances solide.

Ce bagage doit lui permettre d'opérer, en amont des calculs, des choix qui assureront à la construction projetée des conditions optimales de résistance aux séismes, car il " doit " à son client un travail sur mesure irréprochable.

Par ailleurs, une conception des bâtiments rationnelle permet de maintenir le coût de leur protection parasismique à un niveau relativement faible. La protection des ouvrages dont l'architecture n'est pas favorable à la résistance aux séismes fait envoler les coûts.

2. CONCEPTION PARASISMIQUE NIVEAU AVANT-PROJET

2.1. INCIDENCE DE LA CONCEPTION SUR LE COMPORTEMENT DES CONSTRUCTIONS SOUS SEISMES

Cet incidence est essentiellement de trois types :

1- Influence sur l'importance des actions sismiques

Rappelons que les actions sont les forces et les couples engendrés par les charges permanentes, variables ou accidentelles, agissant sur les constructions. Les actions sismiques sont considérées en France comme accidentelles.

Une construction est un amplificateur des secousses qui lui sont communiquées au niveau des fondations. Les amplitudes des déplacements des niveaux supérieurs sont en général plus importantes (parfois 3 à 4 fois) que celles du sol d'assise.

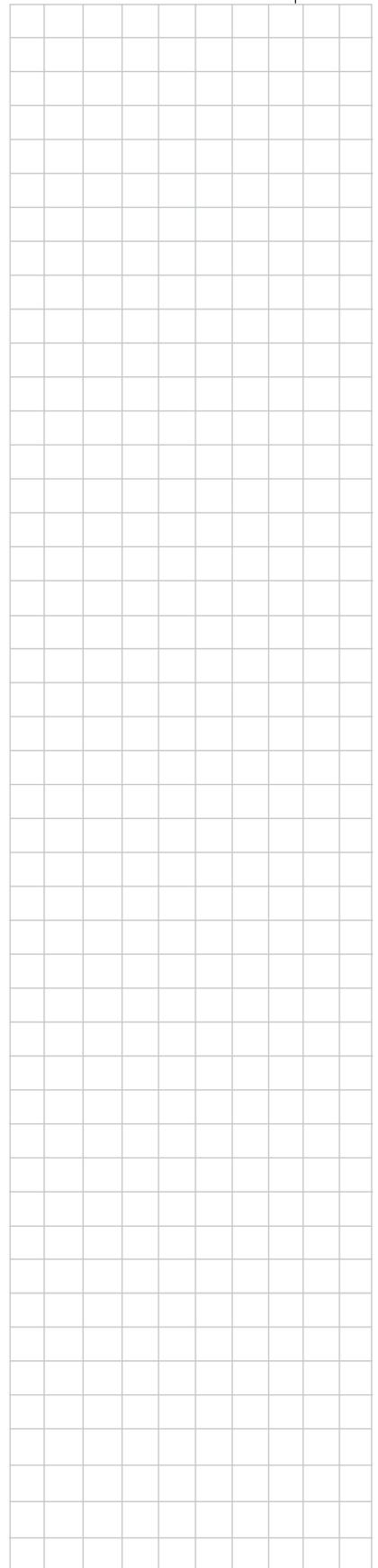
Or, les actions sismiques sont proportionnelles à ces déplacements car les amplifications se produisent par effet de ressort (le bâtiment en est un, encasté à sa base, fig. 2.1a.) ; la force dans un ressort, donc aussi la charge sismique agissant sur la masse, est égale au produit de la rigidité du ressort par le déplacement de la masse ($F = k.x$), fig. 2.1b.

Etant donné que les déplacements des différents niveaux d'un bâtiment dépendent de l'importance et de la répartition des masses et des éléments rigides, donc du projet d'architecture, il est possible de rechercher au stade du projet une amplification limitée, ou même négative (atténuation), fig. 2.2. Cette dernière est couramment obtenue par l'emploi d'appuis parasismiques, appelés aussi isolateurs.

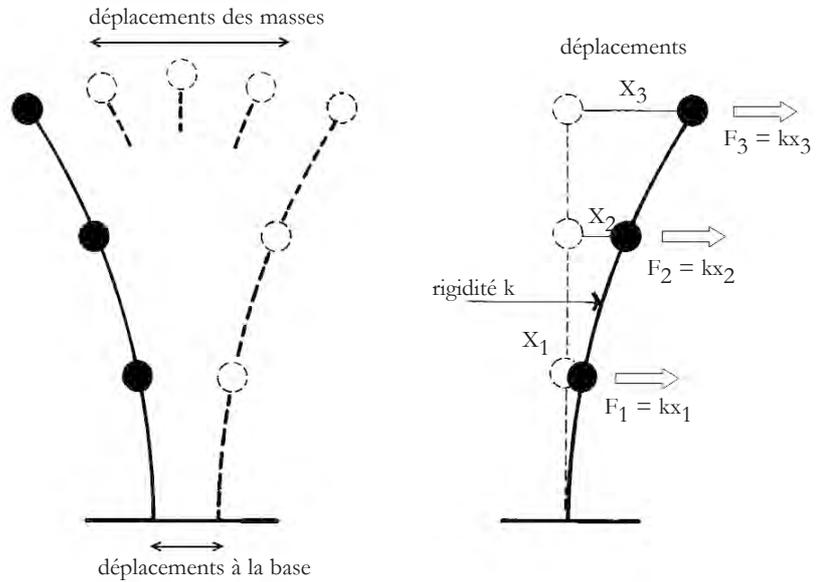
Une augmentation des actions sismiques indésirable peut être provoquée également à l'échelle d'un élément constructif. Par exemple, les poteaux plus larges que les autres situés sur un même niveau (fig. 2.82), ou les poteaux dont la déformabilité est bridée par une allège (fig. 2.54), constituent des " points durs ", ce qui a pour conséquence d'attirer les charges sismiques.

2 - Implication du type de sollicitation

Selon leur nature et leur forme, les éléments constructifs " travaillent " en flexion, compression, torsion, etc. Lors des actions dynamiques, le comportement des éléments fléchis (et dans une certaine mesure celui des structures tendues ou comprimées),



sujets à une rupture ductile, est bien meilleur que celui des éléments soumis à de fortes sollicitations de cisaillement ou de torsion, dont la rupture est en général de type fragile. Or une rupture fragile peut conduire à un effondrement rapide, alors qu'un comportement ductile le retarde ou le prévient.



a) Amplification des déplacements b) Forces appliquées sur le ressort
Fig. 2.1. a,b - Amplification des oscillations par un ressort.

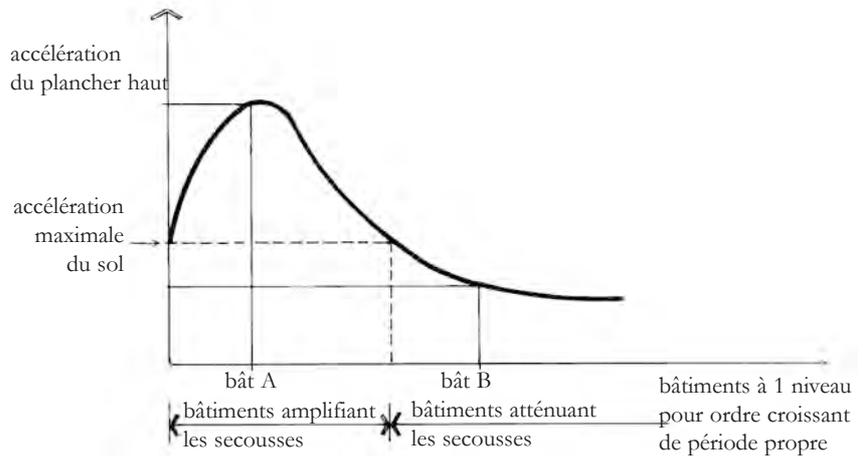


Fig. 2.2. - Exemple d'amplification et d'atténuation des accélérations par un bâtiment fondé sur un sol donné (ici, sol dur). Le bâtiment A amplifie les secousses, le bâtiment B les atténue. D'après la 2^{ème} loi de Newton, les charges sismiques, qui sont des forces d'inertie, sont égales, à une constante près, aux accélérations : $F = m.a$ où m est la masse accélérée.

Le choix du parti architectural et du parti constructif, opéré par l'architecte, fige généralement le " fonctionnement " mécanique du

bâtiment et détermine donc la nature des sollicitations des divers éléments structuraux, ainsi que son comportement sous séisme.

3- Incidence sur les concentrations de contraintes

Les concentrations de contraintes facilitent la fissuration de la structure. Lors de mouvements sismiques, les fissures peuvent rapidement se propager et entraîner un effondrement partiel ou total de l'ouvrage.

Les concentrations de contraintes peuvent être accrues ou, au contraire, limitées par les options de projet liées à la géométrie des bâtiments et de leurs parties. Elles se produisent de manière privilégiée dans les angles rentrants apparaissant à l'échelle d'un bâtiment, à celle d'un élément ou de la modénature.

2.2.PARTI ARCHITECTURAL

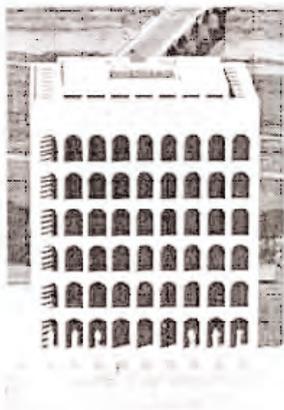
2.2.1.FORME DES BÂTIMENTS

Les options suivantes créent de bonnes conditions de résistance aux séismes :

- **Symétrie selon deux axes en plan**

Les plans symétriques selon deux axes (s'ils sont simples et compacts, cf. plus bas), présentent un bon comportement sous charges sismiques. Les déformations d'ensemble sont prédominantes et les mouvements différentiels limités.

Les plans carrés ou proches du carré conviennent très bien (fig. 2.3). Une construction idéale présenterait la même rigidité dans toutes les directions



Immeuble à Rome



Immeuble du centre
John Hancock à Chicago



Immeuble Sunshine 60
à Tokyo

Fig. 2.3. - Bâtiments ayant un plan carré ou proche du carré. Leur comportement sous charges sismiques est en général satisfaisant. Cette configuration a souvent été adoptée pour les tours car elles doivent résister à une autre force horizontale importante : le vent.

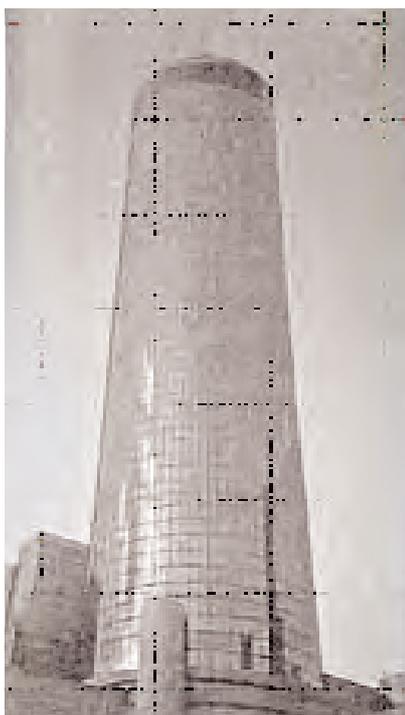


Fig. 2.4. - Bâtiment cylindrique possédant une excellente résistance tridimensionnelle (Peachtree Center Plaza à Atlanta, arch. J. Portman)

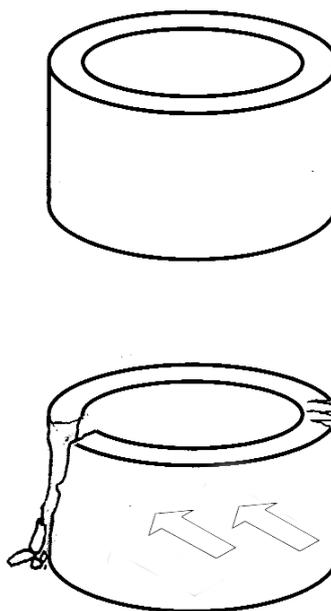


Fig. 2.5. - Mur courbe en maçonnerie et son éclatement sous charges horizontales d'une certaine intensité. Son comportement ne peut être assimilé à celui d'une coque. Le danger d'éclatement est aggravé par la présence de percements (baies).

horizontales. Un bâtiment cylindrique possède cette propriété mais pour résister aux charges sismiques, sa structure doit constituer un système tridimensionnel efficace (fig. 2.4). Les murs courbes en maçonnerie ne conviennent pas car, sous charges horizontales, leur éclatement hors plan est à craindre (fig. 2.5).

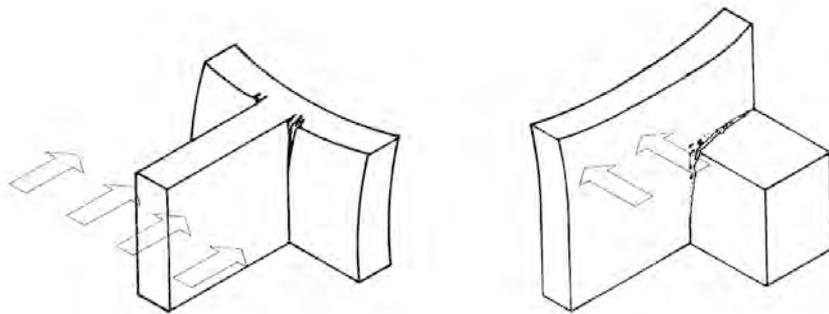
Inconvénients des plans asymétriques ou ne possédant qu'une symétrie selon un axe

Deux phénomènes sont plus particulièrement source de dommages sismiques dans les bâtiments asymétriques : la torsion d'ensemble et les concentrations de contraintes.

Ces phénomènes réduisent la capacité des constructions à absorber l'énergie cinétique des oscillations (l'énergie non absorbée produit un travail de rupture dans la structure). Par ailleurs, les formes simples conduisent en général à des détails constructifs simples, plus faciles à concevoir et à réaliser que ceux des structures complexes.

La torsion d'ensemble est l'un des facteurs de dommages sismiques les plus destructeurs. Elle se produit lorsque le centre de rigidité d'une construction n'est pas confondu avec son centre de gravité. Elle a donc lieu quand les éléments de contreventement sont décentrés (cf. § 2.4.4.) ou lorsque la configuration de l'ouvrage est à l'origine d'un excentrement de ses parties latéralement rigides. Dans ces cas, sous l'action de forces horizontales, l'ouvrage vrille autour d'un axe vertical. Au lieu de fléchir comme un bloc, il subit à chaque niveau des déplacements horizontaux différents (fig. 2.6a ; 2.7a). Ce type de sollicitation est mal toléré par la structure.

Dommages dus à des concentrations de contraintes

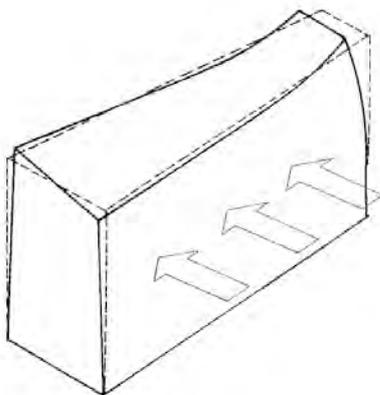


a) Les ailes subissent des déformations de torsion " en vrille ". A l'intersection des ailes, des dommages dus aux concentrations de contraintes sont fréquents, notamment lorsque les ailes n'ont pas la même hauteur

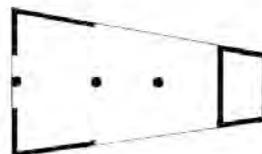
Fig. 2.6. a,b - Bâtiments avec des ailes mécaniquement solidaires.



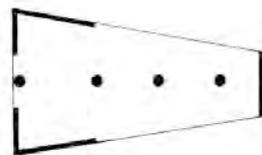
b) Exemple de dommages à l'intersection des ailes d'un bâtiment (séisme de Kobé, 17.1.1995)



a) Déformation en vrille d'un bâtiment ne présentant qu'un axe de symétrie



différence de rigidité de forme compensée



différence de rigidité de forme non compensée

b) L'asymétrie de la rigidité transversale, due à la forme du bâtiment, est compensée par l'ajout d'un noyau rigide

Fig. 2.7 a,b. - Bâtiment ne possédant pas une symétrie biaxiale.

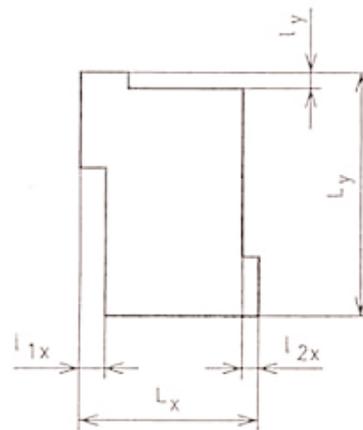
La symétrie du plan selon deux axes ou plus favorise donc le bon comportement des bâtiments exposés à un séisme. Toutefois, la possibilité de torsion ne doit pas être introduite dans l'ouvrage par la dissymétrie de la structure, plus particulièrement de ses éléments rigides (éléments de contreventement), fig. 2.102.

Les concentrations de contraintes se produisent plus particulièrement dans les angles rentrants formés par des saillies (fig. 2.8.), retraits ou intersections des ailes d'un bâtiment. Ces dernières peuvent être exposées à des sollicitations sévères étant donné que les ailes n'oscillent pas en phase. Lors des mouvements sismiques, elles ont tendance à se séparer (fig. 2.6.).

L'intensité des contraintes augmente avec la profondeur de l'angle. Pour cette raison, les règles parasismiques PS-MI 89/92 (rappelons que leur emploi est facultatif, cf. § 1.3.) limitent cette profondeur. Si l'on souhaite utiliser ces règles, les saillies éventuelles ne doivent pas dépasser au total le quart du côté du bâtiment concerné (fig. 2.8b).



a) Plan comportant de nombreuses saillies et retraits dont les angles rentrants sont le siège de concentration de contraintes en cas de séisme



$$l_{1x} + l_{2x} \leq 0,25 L_x$$

$$l_y \leq 0,25 L_y$$

b) Limitation des saillies autorisant l'emploi (facultatif) des règles PS-MI 89/92

Fig. 2.8. a,b - Bâtiments présentant des volumes en saillie.

Solutions permettant de corriger les conséquences de l'asymétrie de la forme des bâtiments

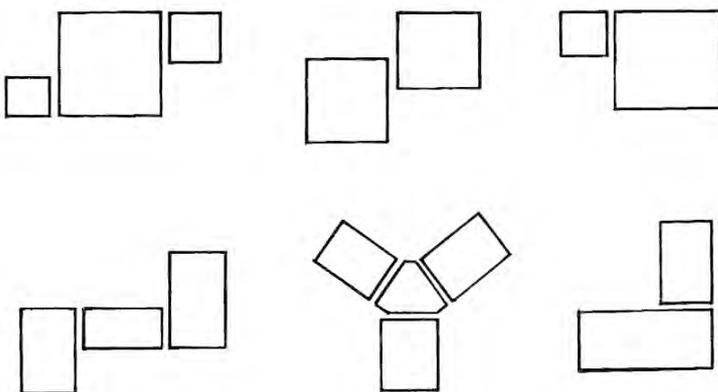
- *Joints parasismiques*

Les configurations asymétriques peuvent, dans de nombreux cas, être fractionnées en volumes simples par des joints parasismiques (fig. 2.9.). La largeur de ces derniers dépend de la déformation maximale des blocs attenants, avec un minimum réglementaire qui est en France de 4 cm en zones Ia et Ib et de 6 cm en zones II et III. Acceptable pour des constructions basses, la largeur des joints devient prohibitive dans le cas des constructions élevées dont l'amplitude d'oscillation au sommet peut être importante (fig. 2.9b). Pour ces constructions, le choix d'une configuration simple est impératif.

Les joints parasismiques doivent avoir un tracé rectiligne sans baïonnettes, être vides de tout matériau et éviter de couper les fondations lorsque des tassements différentiels ne sont pas à craindre.

L'exécution des joints vides n'est pas sans difficultés. On peut utiliser des coffrages extractibles en carton ou des prévoiles préfabriqués. Les joints doivent être protégés contre l'introduction de corps étranger par des couvre-joints, de préférence souples (tôles pliées, soufflets, etc. fig. 2.10a). Les couvre-joints rigides peuvent être utilisés s'ils sont fixés d'un seul côté du joint sous peine de dommages (fig. 2.10b).

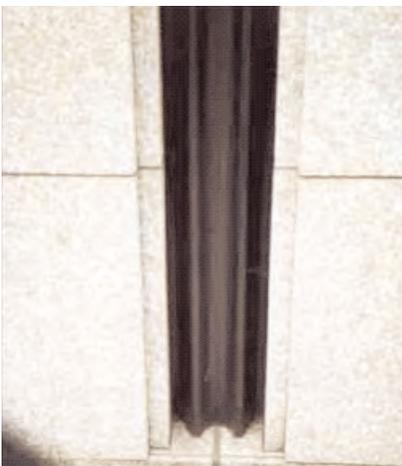
Dans tous les cas, les joints entraînent un surcoût non négligeable et ne doivent pas être recherchés a priori. Les joints prévus pour d'autres raisons (dilatation thermique, tassement différentiel) doivent être traités comme des joints parasismiques.



a) Fractionnement des bâtiments à configuration complexe par des joints parasismiques



a) Couvre-joint à soufflet en caoutchouc

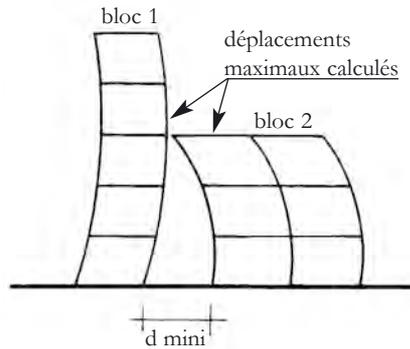


b) Couvre-joint en tôle pliée

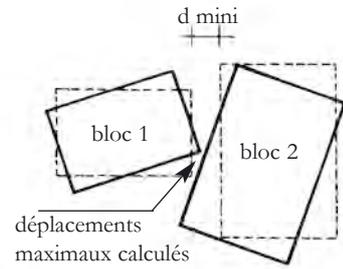


c) Dommages au revêtement en pierre constituant un couvre-joint rigide fixé de part et d'autre du joint (séisme de Kobé, Japon, 17.1.1995)

Fig. 2.10. a,b,c - Couvre-joints.



déplacements en translation



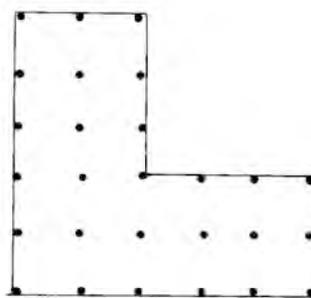
déplacements en rotation (torsion d'axe vertical)

b) Largeur minimale des joints parasismiques

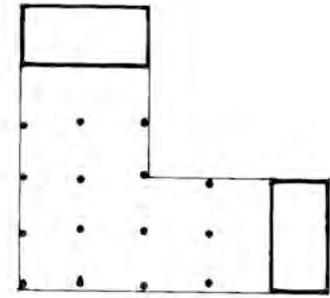
Fig. 2.9 a,b. - Joints parasismiques.

- Compensation d'une " mauvaise " distribution de la rigidité

Pour faire coïncider ou rapprocher le centre de gravité d'un niveau avec son centre de rigidité (qui est le barycentre des rigidités), il est possible d'ajouter des palées de stabilité (murs de contreventement, palées triangulées, noyaux fermés,...) dans les zones flexibles, de manière à minimiser les déformations différentielles (fig. 2.7b, 2.11).



avant compensation

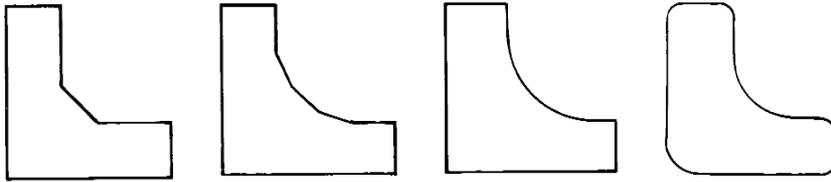


après compensation

Fig. 2.11. - Compensation d'une " mauvaise " distribution de la rigidité. Des noyaux en voiles de béton armé ont été ajoutés aux extrémités des ailes.

- Variation progressive de la rigidité

Cette démarche relève du parti architectural. Elle consiste à adoucir les angles rentrants par une forme plus fluide du bâtiment (fig. 2.12). Il s'agit d'une correction partielle mais efficace, souvent employée.



a) Traitement d'un angle rentrant

Fig. 2.12. a,b - Variation progressive de la rigidité d'un bâtiment à ailes.

- *Renforcement des angles rentrants*

Cette solution, fréquemment utilisée aux Etats-Unis et au Japon, est délicate à mettre en œuvre (fig. 2.13). Son efficacité n'a pas encore été validée par les séismes majeurs. Elle implique un dimensionnement généreux des porteurs verticaux situés dans les angles rentrants et présente le danger de constituer des points durs qui " attirent " les sollicitations d'origine sismique.

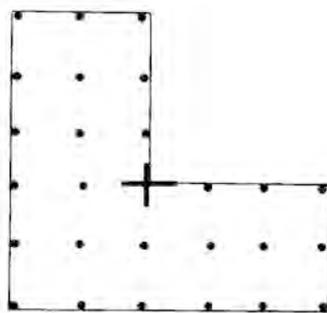


Fig. 2.13. - Renforcement d'un angle rentrant.

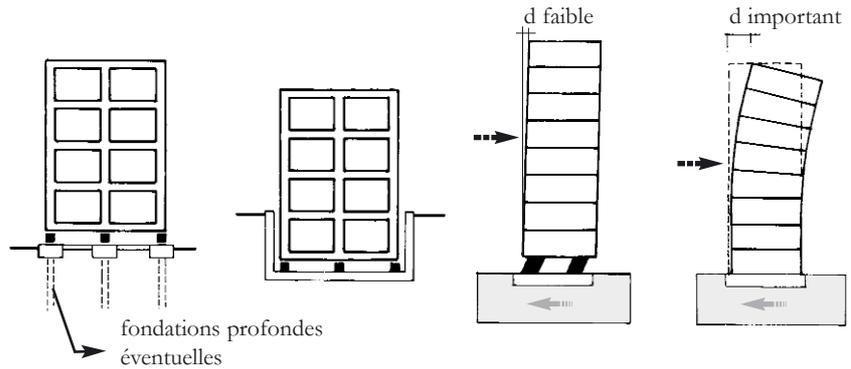
- *Isolation parasismique*

L'isolation parasismique est une stratégie de protection parasismique non traditionnelle. Elle consiste à interposer entre la superstructure et les fondations (ou un sous-sol) des appareils d'appui, appelés aussi isolateurs car ils isolent partiellement la construction des secousses du sol (fig. 2.14a). Les déplacements imposés à la construction par le séisme se localisent principalement au niveau des appuis conçus pour les supporter sans dommages. Les déformations de la superstructure sont ainsi minimisées, de même que les concentrations de contraintes. La réduction des charges sismiques au niveau des étages peut atteindre le facteur 5 ou plus.

En outre, la réponse (la réaction) de la construction est fonction des caractéristiques des appuis. On peut donc chercher à corriger la possibilité de torsion d'ensemble d'un bâtiment de forme complexe en faisant coïncider le centre de rigidité de l'ensemble des isolateurs avec le centre de gravité du bâtiment.



b) Immeuble à Tokyo



a) Emplacement des appuis parasismiques

b) Limitation des déformations de la superstructure

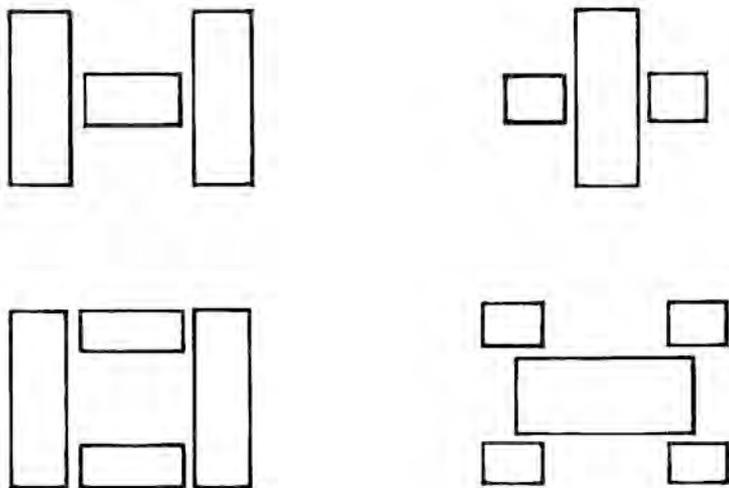
Fig. 2.14.a,b - Emploi d'appuis parasismiques.

• Simplicité du plan

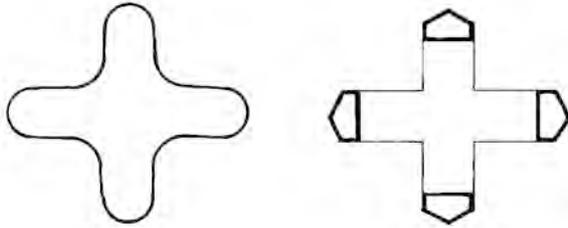
Les bâtiments symétriques selon deux axes peuvent également comporter des ailes, des saillies et des retraits et, par conséquent, des angles rentrants.

Leurs inconvénients peuvent être corrigés de la manière décrite plus haut. La fig. 2.15 en montre quelques exemples.

De même, la différence des rigidités transversale et longitudinale d'un plan rectangulaire peut être corrigée par un renforcement du contreventement (fig. 2.16b). Sans correction, on devrait limiter cette différence en évitant les rectangles très allongés. (cf. "Compacité du plan") Il est recommandé que le rapport des côtés ne soit pas supérieur à 3 (fig. 2.16a).

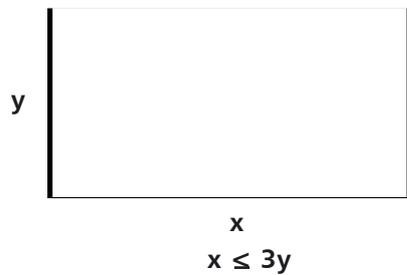


a) Fractionnement en blocs simples



b) Ajout de noyaux rigides et variation progressive de rigidité

Fig. 2.15. a,b- Correction des inconvénients des plans complexes à deux axes de symétrie.



a) Rapport recommandé longueur/largeur d'un bâtiment

Fig. 2.16. a,b- Limitation de la différence entre les rigidités transversale et longitudinale.

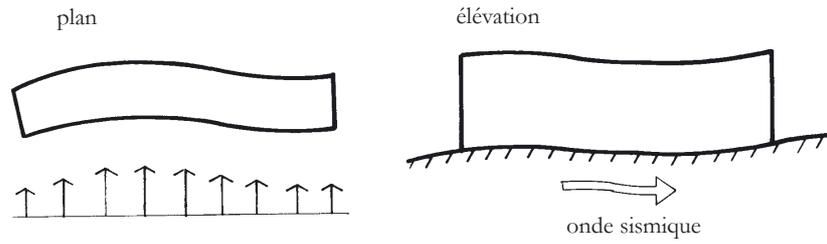
• Compacité du plan

Les mouvements sismiques horizontaux et verticaux du sol ne sont pas identiques d'un endroit à l'autre. Les différences augmentent avec la distance. Leur effet sur les bâtiments de grandes dimensions horizontales peut être sensible (fig. 2.17a). Afin de limiter l'importance des déformations différentielles, il est souhaitable de fractionner ces bâtiments en blocs compacts (fig. 2.17c).

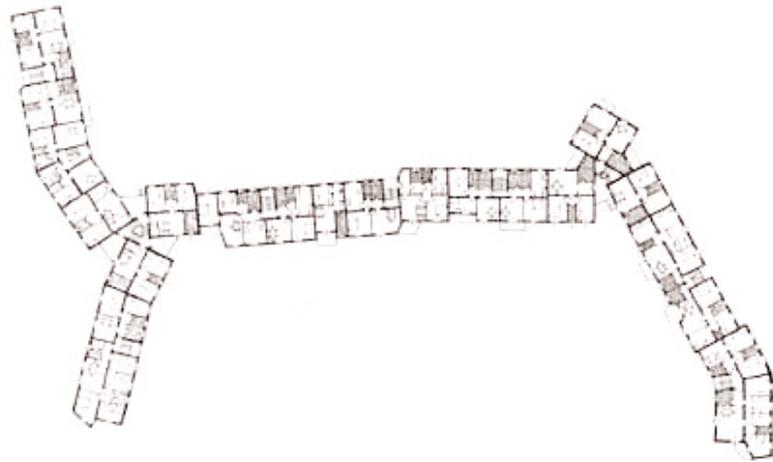
En outre, on observe souvent des dommages sismiques importants aux extrémités des bâtiments longs. Ces dommages sont dus à un phénomène de type " coup de fouet ". En effet, arrivée à la limite du milieu solide, l'énergie qui se propage dans un bâtiment se réfléchit à son extrémité vers l'intérieur et s'y concentre. Le phénomène fait penser à un coup de fouet, dont le claquement témoigne de l'énergie concentrée à sa pointe. La fig. 2.18 montre les dommages sismiques importants aux extrémités d'un bâtiment long.



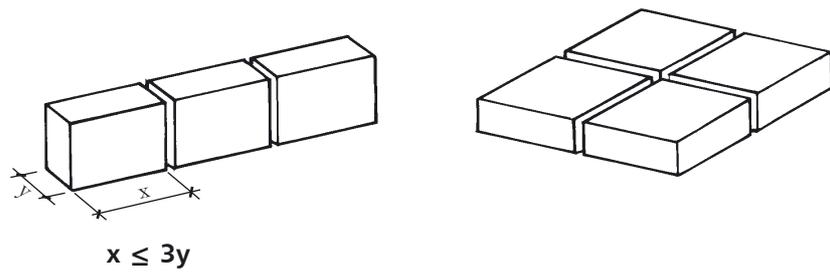
b) Compensation du manque de rigidité transversale d'un bâtiment par un contreventement renforcé (bâtiment Mitsui, Tokyo)



a) Déformations différentielles horizontales et verticales



b) Exemple d'un bâtiment pouvant subir en cas de séisme des déformations différentielles importantes, ainsi que des concentrations de contraintes dans les angles rentrants



c) Fractionnement en blocs compacts

Fig. 2.17. a, b, c- Bâtiments de grandes dimensions horizontales.

• Symétrie et simplicité en élévation

L'absence de simplicité ou d'une symétrie selon deux axes est en général plus préjudiciable en élévation qu'en plan.

On observe que les constructions dont les dimensions horizontales ne varient pas avec la hauteur, si elles sont correctement mises en œuvre, subissent habituellement moins de dommages sismiques que celles qui présentent des volumes en saillie ou en retrait, ou comportent des transparences.

Toutefois, une réduction progressive des dimensions horizontales vers le haut peut constituer une option favorable à la résistance aux séismes. Ce cas est commenté dans le paragraphe 2.2.2. " Hauteur et élancement des bâtiments ".

L'importance des dommages sismiques varie avec le type de dissymétrie ou de complexité.

Différents cas sont commentés ci-après.

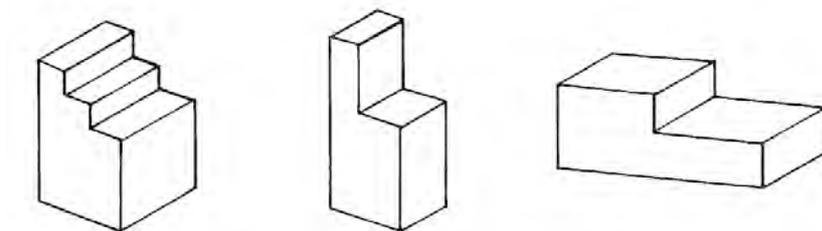
Niveaux avec retrait

Le retrait d'étages supérieurs est une situation fréquente. Il peut être réalisé sur une ou plusieurs façades et concerner un ou plusieurs niveaux (fig. 2.19).

Lors de séismes violents, des dommages localisés dans les angles rentrants en pied des retraits sont souvent observés (fig. 2.20b). leur importance augmente avec celle du retrait. En effet, les niveaux en retrait n'oscillent pas à la même fréquence que les niveaux courants. A certains moments, ils peuvent subir des déplacements opposés et, par conséquent, des concentrations de contraintes sévères à leur base (fig. 2.20a). Le cas est aggravé si les poteaux des étages en retrait reposent sur les poutres des niveaux inférieurs. Afin de limiter les inconvénients engendrés par les retraits, la descente de charges devrait être directe, sans transfert horizontal.



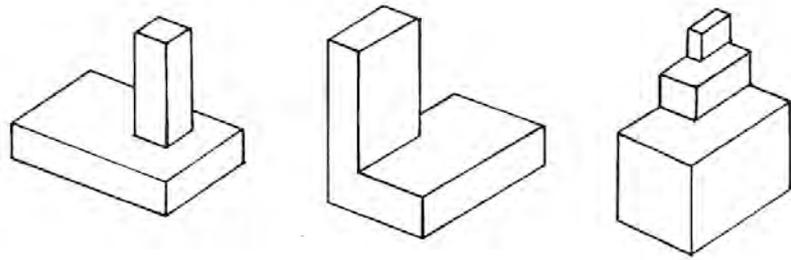
Fig. 2.18. - Bâtiment long ayant subi des dommages importants à ses extrémités (séisme de Colfiorito, Italie, 26.09.1997).



a) Retraits sur une façade

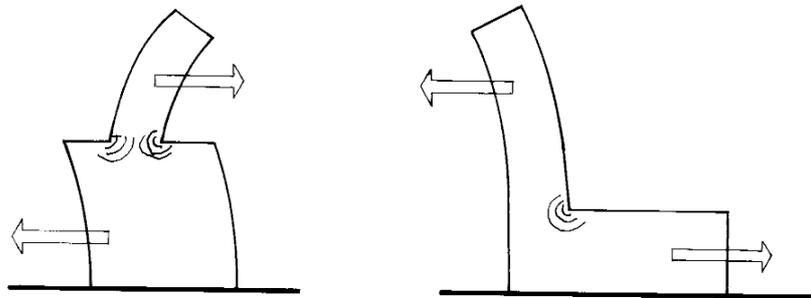


b) Bâtiment endommagé par le séisme de Kobé, Japon (17.1.1995). La partie supérieure du bâtiment n'oscille pas à la même fréquence que sa partie inférieure



b) Retraits sur plusieurs façades

Fig. 2.19. a,b- Niveaux avec retraits. Ces niveaux peuvent effectuer des déplacements opposés par rapport aux étages courants et subir des dommages importants à leur base.



a) Concentration de contraintes en pied des retraits

Fig. 2.20. a, - Dommages dus à la présence de niveaux en retrait.

Le comportement des retraits élancés est particulièrement préjudiciable. Ils ont tendance à se coucher sur les niveaux inférieurs. Leur flexibilité permet également une excitation significative des modes supérieurs d'oscillation, entraînant une amplification des charges sismiques.

Solutions permettant de corriger les effets préjudiciables des retraits

Les solutions présentées ne s'adaptent pas toutes à tous les cas. Le concepteur de projet doit apprécier l'opportunité de leur application au cas étudié.

- *Joints parasismiques*

Le fractionnement par des joints parasismiques peut être envisagé lorsqu'un bâtiment est constitué de blocs de rigidités très différentes, par exemple des étages formant un bloc élancé surplombant des niveaux inférieurs (fig. 2.21). Les caractéristiques et les inconvénients des joints parasismiques ont été exposé plus haut.

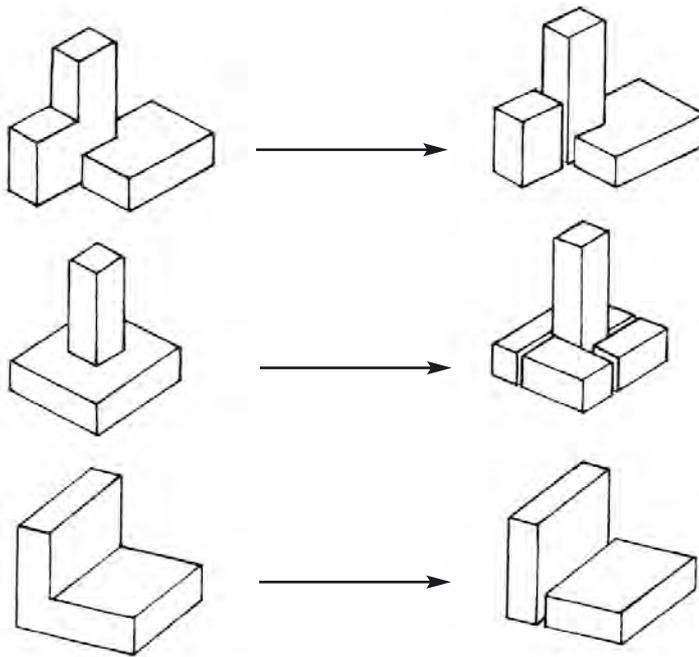


Fig. 2.21. - Fractionnement des bâtiments avec retraits.

- *Retrait progressif de la structure*

Cette solution, qui relève du choix du parti architectural, supprime les angles rentrants dans la structure. Le retrait progressif est facilement réalisable dans le cas d'une structure en voiles de béton. Dans le cas d'une ossature en poteaux et poutres, il est nécessaire d'incliner les poteaux (fig. 2.22).

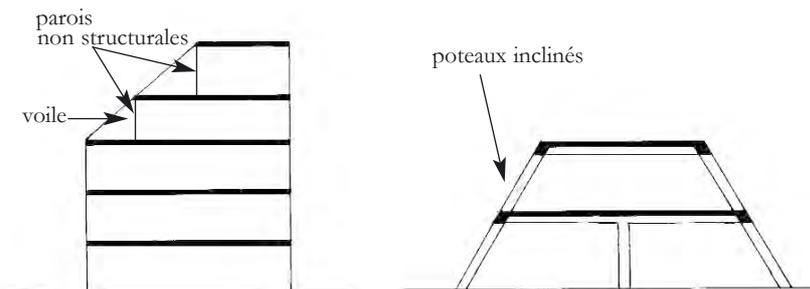


Fig. 2.22. - Retrait progressif de la structure. Les angles rentrants sont formés par des parois non structurales.

- *Renforcement des angles rentrants*

De même que dans un plan horizontal, les angles rentrants verticaux peuvent être renforcés (dimensionnement généreux + confinement du béton efficace). L'efficacité de cette solution vis-à-vis des séismes de forte magnitude demande à être validée.

- *Isolation parasismique*

Cette solution, commentée plus haut, est basée sur la réduction des charges sismiques et non pas sur l'optimisation de la superstructure. De même que la précédente, elle peut être utilisée dans tous les cas de figure.

Eléments ou niveaux en porte-à-faux

La présence de porte-à-faux (balcons, auvents, corniches, surplombs,...) engendre des angles rentrants dans lesquels des concentrations de contraintes se produisent plus particulièrement sous l'effet d'oscillations verticales (fig. 2.23).

Dans le cas des éléments en porte-à-faux de faible portée, les dommages sismiques sont nuls ou de faible importance. Si leur portée est importante ou si un élément lourd (jardinière, garde-corps en béton,...) est placé à leur extrémité, de tels éléments peuvent se rompre et s'effondrer au pied du bâtiment (fig. 2.24).

Par conséquent, en zone sismique, il est préférable d'éviter les porte-à-faux ou limiter leur portée à 2 m environ.



a) Effondrement de coursives en porte-à-faux (séisme de Kobé, Japon, 17.1.1995)



b) Effondrement de poutres en console (séisme de Cariaco, Vénézuéla, 9.7.1997)

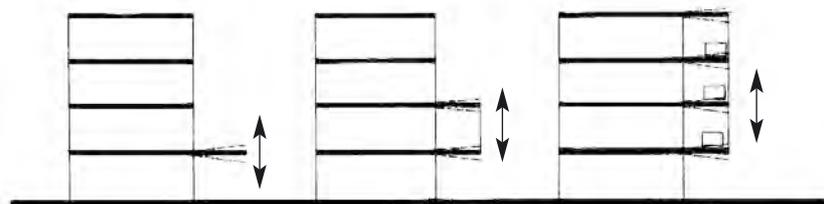


Fig. 2.23. - Oscillations verticales des porte-à-faux.

Modénature en creux ou en relief

Les saillies et les retraits destinés à enrichir une façade forment une multitude d'angles rentrants qui sont régulièrement le siège de dommages localisés lors de séismes violents, notamment dans le cas des façades porteuses (fig. 2.25). Si on souhaite conserver des saillies et des retraits, il convient de limiter leur importance et, si possible, d'adoucir les angles rentrants.

Configurations de type " pendule inversé "

Les configurations visant à concentrer la masse des bâtiments dans leurs niveaux supérieurs donne lieu à des sollicitations d'origine sismique élevées.

En effet, les charges sismiques étant proportionnelles aux masses, le bras de levier du moment de renversement augmente avec l'élévation du centre de gravité. Or, les sollicitations axiales dans les éléments porteurs verticaux croissent avec le moment de renversement. En outre, si des efforts de traction apparaissent dans les poteaux, leur résistance au cisaillement est

notablement réduite. Par conséquent, il est souhaitable d'éviter, dans la mesure du possible, les formes de bâtiment en pendule inversé (fig. 2.26) ou en pyramide inversée (fig. 2.27).

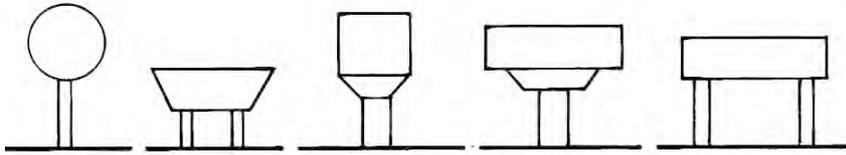


Fig. 2.26. - Bâtiments en forme de pendule inversé Il est souhaitable d'éviter ce type d'ouvrages dont le centre de gravité est élevé. Ils donnent lieu à des contraintes importantes dans les éléments porteurs verticaux.

Niveaux " souples "

De nombreux bâtiments comportent un ou plusieurs niveaux dont la rigidité horizontale est sensiblement inférieure à celle des autres étages. C'est le cas des bâtiments sur " pilotis ", de même que de ceux qui présentent de grandes portes, vitrines ou fenêtres concentrées sur certains niveaux (commerces, garages, hôtels, bâtiments administratifs, etc.). La hauteur de ces niveaux est souvent nettement plus grande que celle des autres niveaux et l'élançement des éléments porteurs verticaux plus important. Lors de séismes destructeurs, ces niveaux sont fréquemment écrasés suite à la rupture de poteaux à leurs extrémités (fig. 2.28).

Le cas se produit quand ces poteaux assurent la résistance aux charges horizontales du niveau " souple ". L'oscillation des étages supérieurs entraîne leur " mise en S ", déformation à laquelle, habituellement, les poteaux ne résistent pas (fig. 2.29).

La rupture a habituellement lieu à leurs jonctions avec les planchers supérieur et inférieur, car le rayon de courbure y est petit et le besoin de ductilité (de plasticité) très important, dépassant la capacité de déformation des poteaux usuels (fig. 2.29c). Un comportement similaire est observé dans le cas des murs porteurs affaiblis par des percements (fig. 2.30). D'une manière générale, les dommages sismiques se produisent de préférence au droit d'un changement de rigidité, à la jonction d'un élément " souple " et d'un élément rigide.

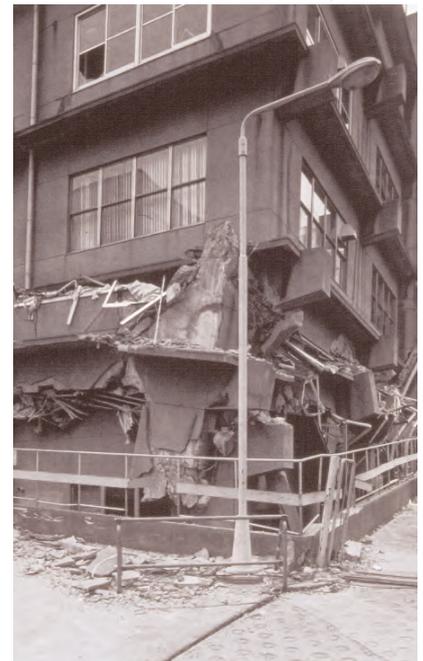


Fig. 2.25. - Dommages aux éléments de façade en saillie ou retrait (séisme de Kobé, Japon, 17.1.1995).



Fig. 2.27. - Bâtiment en forme de pyramide inversée (commissariat de Kuamoto, Japon, arch. K. Shinohara). Cette configuration est déconseillée pour les bâtiments parasismiques car elle donne lieu à des moments de renversement (et par conséquent à des efforts) importants.



a) Rez-de-chaussée écrasé après la rupture des poteaux (séisme de Tokachi-Oki, Japon, 16.5.1968)

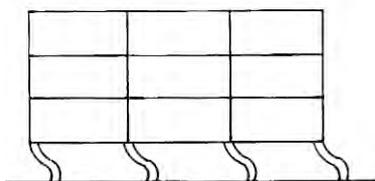


b) Effondrement partiel du rez-de-chaussée d'un immeuble d'habitation. L'effondrement total a été empêché par la présence du mur en blocs de béton (séisme de Ceyhan-Misis, Turquie, 27.6.1998)

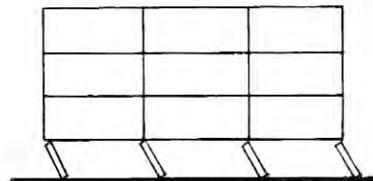
Fig. 2.28.a,b - Ecrasement d'un rez-de-chaussée " souple ".



Fig. 2.29 c) Rupture typique des poteaux au droit des planchers (séisme de Ceyhan-Misis, Turquie, 27.6.1998)



a) " Mise en S " des poteaux



b) Rupture consécutive des poteaux à leurs extrémités

Fig. 2.29.a,b - Comportement des niveaux " souples " sous charges sismiques.



Fig. 2.30. - Dommages au rez-de-chaussée affaibli par de grandes ouvertures (séisme de Kobé, Japon, 17.1.1995).

Un confinement dense du béton aux extrémités des poteaux, ainsi que la présence d'un gousset ou d'un chapiteau, améliore leur comportement sans toutefois leur assurer une capacité de résister à un séisme de forte magnitude (fig. 2.31). Les véritables solutions consistent à conférer au niveau concerné une rigidité horizontale comparable à celle des autres niveaux.

Solutions permettant d'éviter l'effet de niveau souple

- Contreventement par voiles ou par triangulation

Cette démarche a une forte incidence architecturale. Il s'agit de placer en façade ou en retrait des façades, dans les deux directions principales, des travées rigides (palées de stabilité ou murs de contreventement) assurant la résistance aux charges horizontales à la place des poteaux (fig. 2.32). Les



a) Rupture atypique d'un poteau. Le confinement dense du béton à ses extrémités a prévenu l'éclatement dans ces zones (séisme de San Fernando, Californie, 9.2.1971, magnitude 6,6)

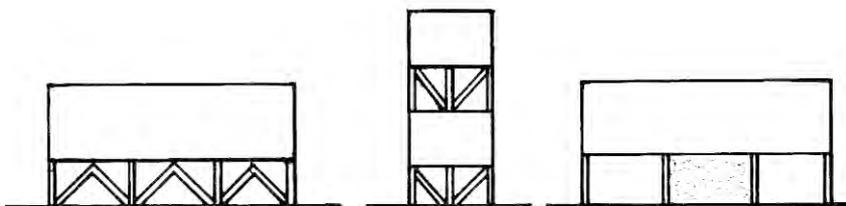


b) Rupture typique au droit d'un changement de rigidité. Le gousset, dont la présence est favorable, n'a pas suffi à prévenir la rupture du poteau lors d'un séisme de forte magnitude, mais il a vraisemblablement prévenu l'effondrement de l'immeuble (séisme de Tangshan, Chine, 27.6.1976, magnitude 7,9)

Fig. 2.31. a,b - Dommages aux poteaux à résistance améliorée.

charges sismiques étant, dans les cas courants, distribuées sur des éléments porteurs verticaux en proportion de leurs rigidités, en présence de voiles ou de travées triangulées, les poteaux sont très peu sollicités.

Il est important de répartir les voiles ou travées triangulées symétriquement par rapport au centre de gravité du niveau afin de ne pas soumettre, en cas de séisme, la construction à une torsion d'axe vertical (fig. 2.33). Le contreventement placé en façade est plus efficace qu'en retrait, car le bras de levier du moment résistant à la torsion est, dans ce cas, maximal (cf. fig. 2.100).



a) Exemples de contreventement des niveaux " sur pilotis ". Les éléments de contreventement reprennent la quasi-totalité des charges sismiques agissant sur ces niveaux



b) Niveau " transparent " contreventé par des palées de stabilité (immeuble à Tokyo)

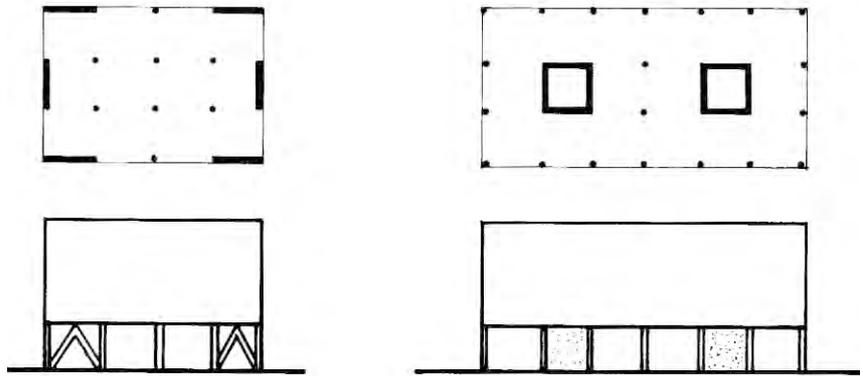
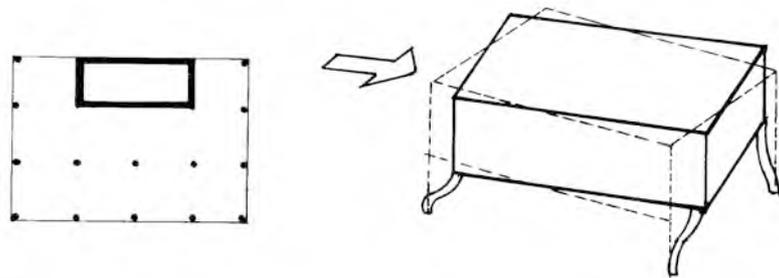


Fig. 2.32. a,b - Contreventement des niveaux " transparents ".



a) Solutions correctes. La répartition des éléments de contreventement est symétrique

b) Solution incorrecte. La construction est soumise par les séismes à la torsion d'axe vertical

Fig. 2.33. a,b - Disposition des éléments de contreventement.

- *Variation progressive de la rigidité horizontale*

Il s'agit également d'une solution architecturale (fig. 2.34). Elle évite un changement brutal de rigidité entre le niveau " ouvert " et les étages. L'effet de niveau souple n'est pas supprimé, mais il est notablement réduit. De même que dans la solution précédente, il est important de respecter la symétrie des éléments rigides.

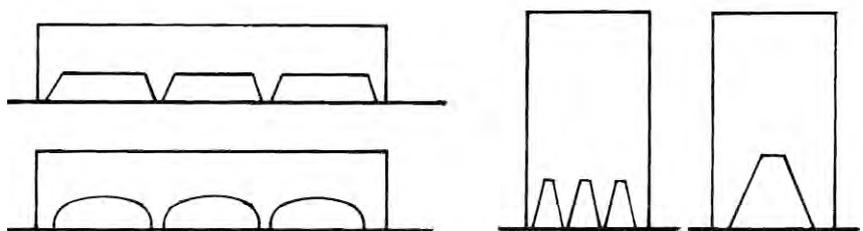
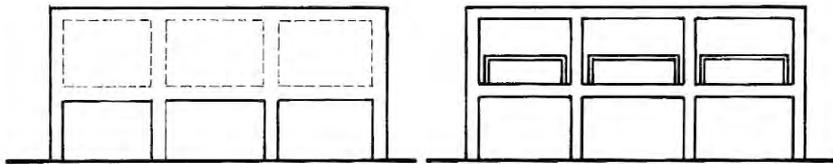


Fig. 2.34. - Variation progressive de la rigidité horizontale.

- *Généralisation de la souplesse*

La rigidité des différents niveaux peut être uniformisée également en optant pour une structure " flexible " à tous les niveaux, ce qui implique également de recourir à des éléments non structuraux non rigides (cloisons, façades,...), (fig. 2.35).

Tous les niveaux ayant une rigidité comparable, les déformations imposées par les séismes ne sont pas concentrées sur un niveau plus souple que les autres.



- a) Utilisation d'une façade légère découplée et de cloisons non rigides. Le rez-de-chaussée n'est souple qu'en apparence
- b) Découplage des allèges permettant d'égaliser la hauteur libre des poteaux de la structure principale

Fig. 2.35. a,b - Egalisation de la rigidité des niveaux.

- *Isolation parasismique*

Cette solution permet de réduire les charges sismiques, donc aussi les sollicitations des poteaux des niveaux " souples ". Cependant, la structure supportée par les isolateurs doit pouvoir osciller comme un bloc et nécessite donc des poutres de liaison en pied des poteaux (fig. 2.36).

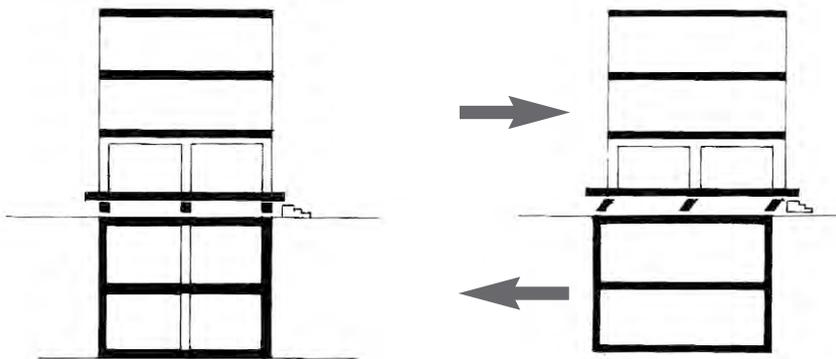


Fig. 2.36. - Utilisation de l'isolation parasismique. La superstructure devant osciller comme un bloc, une grille de poutres reliant les pieds de poteaux est nécessaire.

2.2.2. HAUTEUR ET ELANCEMENT DES BÂTIMENTS

Contrairement à une idée largement répandue, il n'est pas a priori déraisonnable de construire des bâtiments tours en zone sismique. Les effondrements des bâtiments de grande hauteur sont beaucoup plus rares que ceux des ouvrages de hauteur faible ou moyenne.

Les charges sismiques auxquelles est exposée une construction d'une hauteur donnée sont très variables selon que sa période fondamentale (c'est-à-dire le temps d'une oscillation libre) est proche ou éloignée de la période dominante du sol. Lorsque les deux périodes sont identiques ou très proches, le bâtiment exposé à un tremblement de terre entre en résonance avec le sol et subit des déformations amplifiées pouvant conduire rapidement à l'effondrement. Aussi, les constructions basses et rigides, qui ont une courte période propre, sont davantage sollicitées sur sols rigides que sur sols meubles et, inversement, les tours souffrent sur les sols mous. C'est ce qui s'est produit à Mexico lors du séisme de 1985, où de nombreux bâtiments à étages ayant une période propre proche de 2s se sont effondrés. Or, la période dominante du sol était précisément de 2s.

Cependant, l'effondrement des bâtiments de grande hauteur est rare. Ils sont souvent fondés sur sols fermes et échappent ainsi à la résonance. En outre, ils sont conçus avec la participation d'un bureau d'études techniques et d'un bureau de contrôle. Ils font également l'objet d'un suivi de chantier régulier.

Lors des séismes californiens de Loma Prieta (1989, magnitude 7,1) et Northridge (1994, magnitude 6,7), qui ont causé des dégâts importants et des pertes en vies humaines, les bâtiments de grande hauteur n'ont pratiquement pas subi de dommages, même les façades vitrées sont restées intactes. Au Japon, un autre pays de forte sismicité, la construction des bâtiments tours est également courante (fig. 2.37).

Dans la phase du projet, la non-résonance des bâtiments tours avec le sol est un critère majeur. Pour la prévenir, il convient d'éloigner leur période propre fondamentale de celle du sol. On peut agir sur leurs caractéristiques géométriques (donc sur leur forme) et sur leur structure (choix du système porteur, solution de contreventement, etc.). Ces démarches sont décrites et argumentées dans un cadre plus général au § 2.3.2. "Choix de la structure".

Au plan architectural, on peut modifier, dans une ou plusieurs directions, la période propre fondamentale d'un bâtiment d'une hauteur donnée de la manière suivante :



Fig. 2.37. - Bâtiments tours à Tokyo, zone de forte sismicité.

- modifier son élancement géométrique, c'est-à-dire le rapport de la hauteur à la largeur ; l'augmentation de l'élancement allonge la période et sa diminution la raccourcit (fig. 2.38) ;
- élargir le bâtiment progressivement vers le bas, ce qui augmente sa rigidité et réduit sa période (fig. 2.39). Cette démarche présente l'avantage de baisser le centre de gravité de l'ouvrage, ce qui est favorable. Elle nécessite la continuité des éléments porteurs verticaux ; ceux-ci devraient donc être inclinés, sans retraits en dents de scie sous peine de compromettre le bon fonctionnement des poutres sous la

charge ponctuelle de poteaux (fig. 2.39a).

- L'élargissement progressif du bâtiment vers le haut, qui permettrait d'allonger sa période, est à proscrire. Nous avons vu que le comportement sous séisme des constructions en forme de pyramide inversée ou de pendule inversé est défavorable.

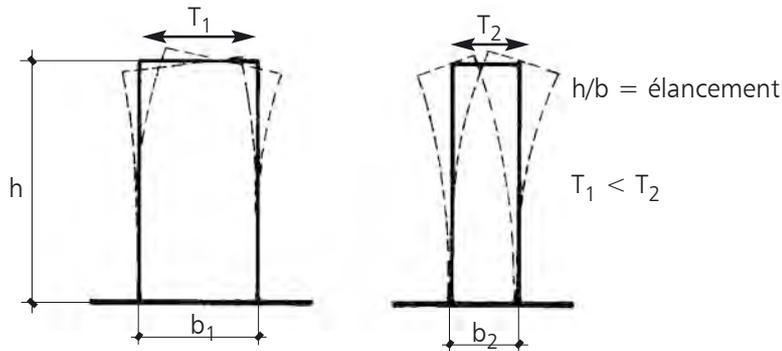
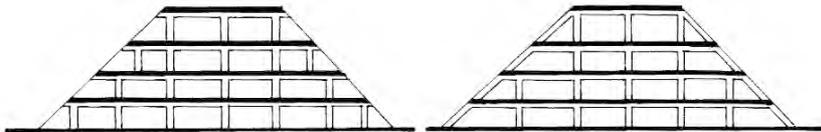
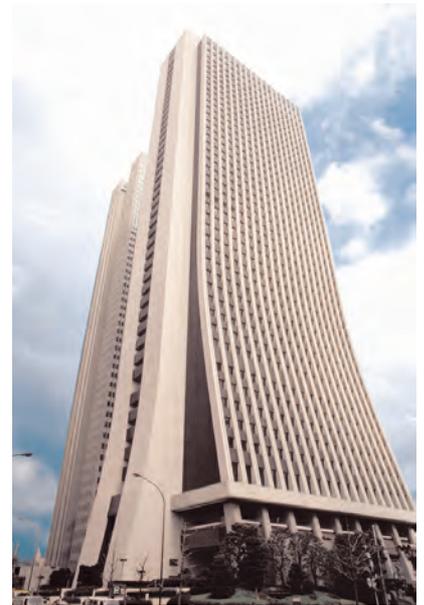


Fig. 2.38. - Influence de l'élancement sur la période d'oscillation du bâtiment. La période T augmente avec l'élancement.



a) Bâtiment en forme de pyramide. La solution à gauche est à éviter car elle comporte des poteaux portés par des poutres, qui peuvent dans ce cas être sujettes, lors d'un séisme, à une rupture brutale de type fragile

Fig. 2.39. a,b - Evasement des bâtiments vers le bas. Cette configuration permet de réduire la période fondamentale d'oscillation et de baisser le centre de gravité.



b) Bâtiment tour s'élargissant vers le bas. Les poteaux inclinés et le retrait progressif des voiles de la cage d'escalier représentent une solution correcte

2.2.3. COUPLAGE DES BÂTIMENTS

Afin d'en faciliter l'accès ou l'évacuation, deux bâtiments sont parfois couplés par des passerelles ou escaliers, alors même que lors d'un séisme, ils n'oscillent pas toujours en phase. Les ouvrages qui les relient peuvent alors être détruits (fig. 2.40). Pour les préserver, il est nécessaire de désolidariser mécaniquement ces ouvrages d'au moins un immeuble. La meilleure solution consiste cependant à réaliser une structure autostable indépendante, séparée des bâtiments adjacents par des joints parasismiques.



b) Escalier extérieur de 2 immeubles.
Une structure autostable indépendante serait préférable



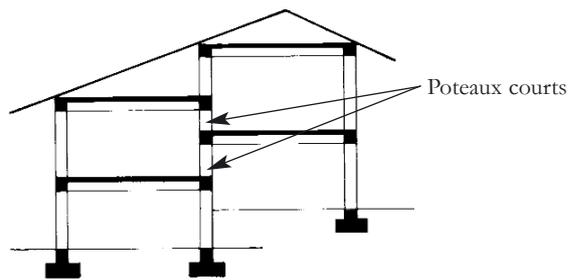
a) Destruction de passerelles due d'une part à des oscillations différentielles et, d'autre part aux dommages subis par le bâtiment de droite (séisme de Kobé, Japon, 17.1.1995)

Fig. 2.40. - Bâtiments couplés par des passerelles ou escaliers. Afin de prévenir leur effondrement lors de séismes violents, un découplage mécanique est nécessaire.

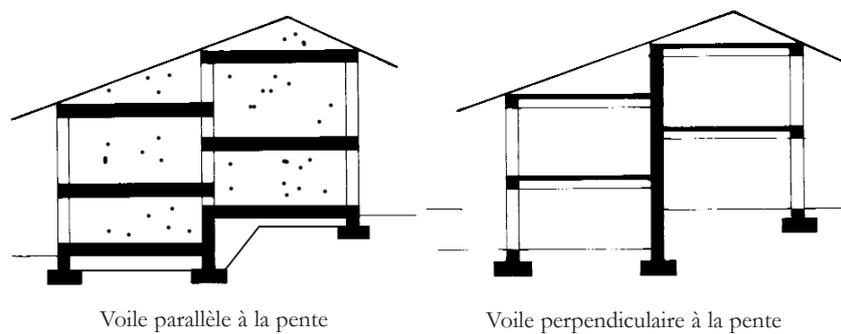
2.2.4. PRESENCE DE NIVEAUX DECALES

L'adaptation des constructions au site conduit parfois à opter pour des planchers décalés, par exemple d'un demi-niveau (fig. 2.41). Si ces planchers sont portés par une ossature à poteaux, on peut craindre un cisaillement de ces derniers sous l'effet d'un séisme. En effet, du fait de leur bridage à mi-hauteur, ils sont plus rigides que les poteaux courants et "attirent" ainsi des charges beaucoup plus élevées. En même temps, leur capacité à absorber l'énergie cinétique des oscillations en se déformant est sensiblement réduite. Leur rupture est due au cisaillement qui est une rupture "fragile", et non pas à la flexion, qui autorise la formation de rotules plastiques prévenant la dislocation. On parle de l'effet de poteau court.

Pour remédier à cette situation, on peut intégrer ces poteaux dans un voile en béton ou, de préférence, contreventer la structure par des voiles qui assureraient dans ce cas la résistance aux charges horizontales, la part des charges distribuées sur les poteaux devenant ainsi négligeable.



a) Structure exposée à l'effet de " poteau court ", pouvant entraîner l'effondrement de la structure



b) Niveaux décalés portés par un voile (solution satisfaisante)

Fig. 2.41. - Bâtiment comportant des niveaux décalés.

2.2.5. PARTIES DE BÂTIMENT ET DETAIL ARCHITECTURAL

• Escaliers

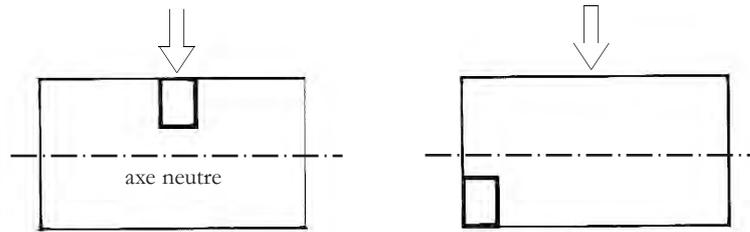
La conception des escaliers demande une attention particulière. Plusieurs facteurs sont à prendre en compte.

• *Emplacement*

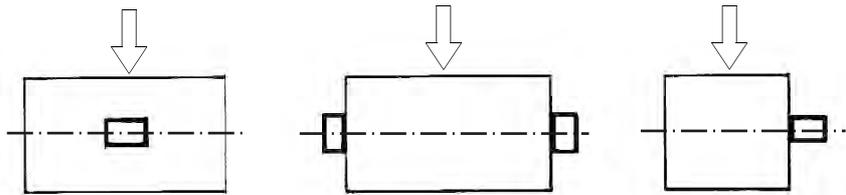
Les trémies d'escalier constituent des percements importants des planchers, qui doivent jouer le rôle de diaphragmes (cf. § 2.3.4.). Ces derniers se comportent comme une poutre dont le plan de flexion est celui des planchers (fig. 2.88). Une trémie située au milieu d'un plancher, à l'endroit de l'axe neutre de la poutre qu'il constitue, est donc moins préjudiciable qu'en sa périphérie (fig. 2.42).

Il est également possible d'opter pour des cages d'escaliers extérieures, solidaires ou non du bâtiment. Les trémies dans les diaphragmes peuvent ainsi être évitées. Toutefois, assumer leur stabilité peut s'avérer délicat.





a) Solutions peu favorables. La périphérie des planchers est très sollicitée par les séismes et ne devrait pas être affaiblie

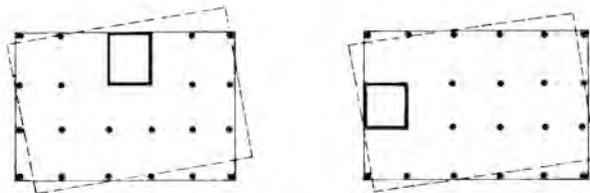


b) Solutions favorables. Les planchers constituent des poutres au vent, leur axe neutre passe par leur milieu. Les cages d'escaliers extérieures ne nécessitent pas de trémies dans les planchers

Fig. 2.42 - Emplacement des escaliers.

• Rigidité des cages d'escalier

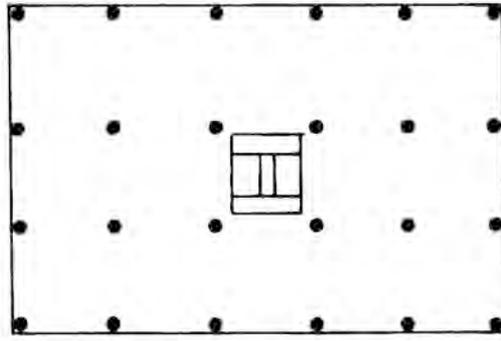
Les cages d'escalier, lorsqu'elles comportent des parois rigides, constituent des " points durs " pouvant être, en cas de séisme, à l'origine d'une torsion d'axe vertical si la symétrie des éléments rigides n'est pas assurée (fig. 2.43a). Celle-ci peut être obtenue par une localisation judicieuse des palées de stabilité (voiles, travées triangulées), fig. 2.43b. L'emploi d'escaliers légers à structure indépendante constitue également une solution (fig. 2.43c).



a) Torsion d'axe vertical due à l'excentrement de cages d'escalier rigides



b) Compensation de l'excentrement des cages d'escalier rigides

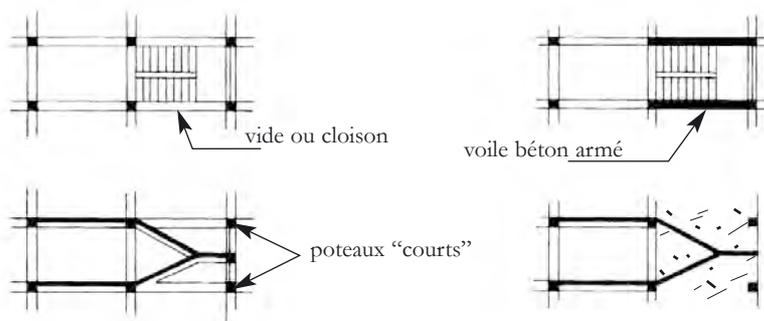


c) Escalier léger, ne participant pas à la résistance du bâtiment aux charges verticales. Dans cette solution, l'escalier n'apporte aucune rigidité à la structure

Fig. 2.43. - Incidence de l'emplacement des cages d'escalier sur le comportement d'ensemble du bâtiment.

• Structure de l'escalier

Lorsque les volées d'escalier ou les paliers intermédiaires sont portés par des poteaux, un effet de " poteau court ", évoqué plus haut, est à craindre car leur hauteur libre est réduite. Il est donc préférable d'utiliser des voiles de béton, dont le cisaillement n'entraîne généralement pas d'effondrement (fig. 2.44).



a) Ossature à poteaux : solution défavorable en raison de l'effet de poteau court potentiel

b) Voiles porteurs : solution favorable

Fig. 2.44. - Structure de l'escalier.

• Parois de la cage d'escalier

Les escaliers nécessaires à l'évacuation des occupants doivent rester opérationnels après un tremblement de terre.

Par conséquent, il convient d'éviter les parois qui présentent un danger d'effondrement dans l'escalier, comme les cloisons en briques, blocs de béton ou carreaux de plâtre. On peut opter pour un voile en béton ou pour des cloisons en plaques de plâtre sur ossature métallique.

• Angles de bâtiment

Les angles des bâtiments sont particulièrement sollicités par les charges horizontales, principalement pour les raisons suivantes :

- Les mouvements sismiques sont directionnels. Deux façades adjacentes ne sont pas sollicitées de la même manière. L'angle constitué par leur intersection subit donc des contraintes élevées (fig. 2.45). Un ancrage efficace des planchers dans les chaînages limite cet effet.

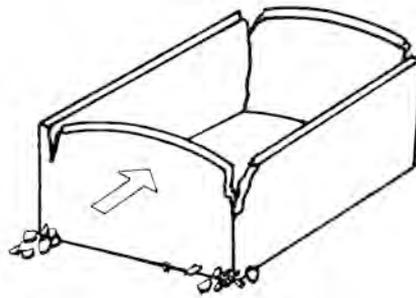
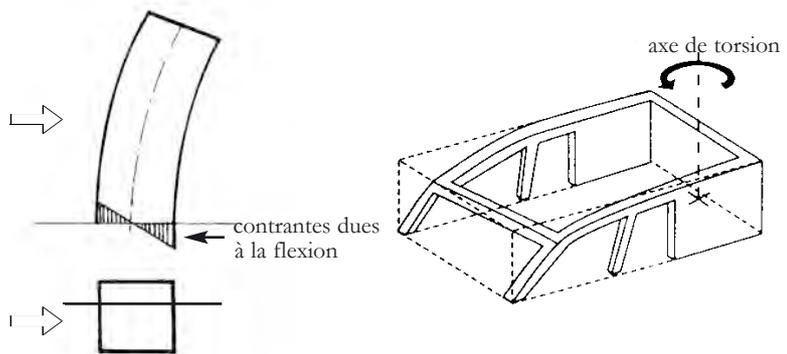


Fig. 2.45. - Dommages aux angles d'un bâtiment.

- Un bâtiment se comporte mécaniquement comme une console verticale pouvant être sollicitée à la flexion et au cisaillement dans toutes les directions horizontales. Etant donné que dans toute section d'une poutre les contraintes dues à la flexion augmentent avec la distance de l'axe neutre, les angles, qui en sont les zones les plus éloignées, sont les plus sollicités (fig. 2.46a).
- La torsion d'axe vertical entraîne des contraintes élevées dans les éléments éloignés du centre de torsion (qui est le barycentre des rigidités), donc dans des éléments d'angle (fig. 2.46b).



a) Flexion d'ensemble

b) Torsion d'ensemble

Fig. 2.46. - Sollicitation des angles de bâtiment.

- Les panneaux et les trumeaux d'une façade porteuse participent au contreventement. De ce fait, sous charges horizontales, des bielles de compression sollicitent les angles (fig. 2.47). Le délestage entraîné par les bielles réduit la résistance au cisaillement des poteaux d'angle (dont les charges verticales sont par ailleurs plus faibles que celles des poteaux courants, ce qui aggrave la situation).

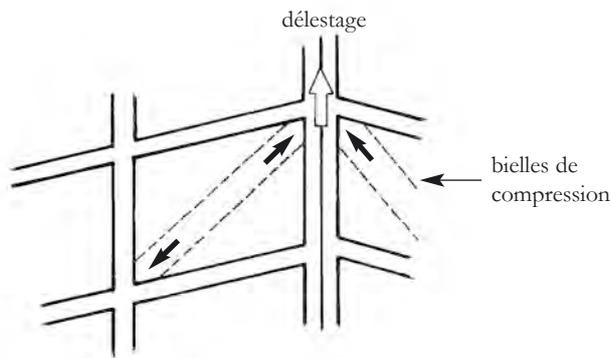


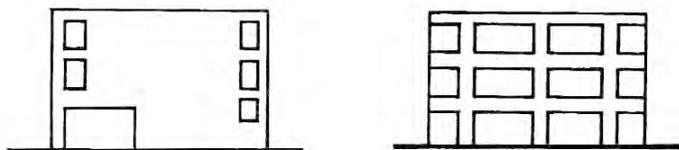
Fig. 2.47. - Délestage des angles.

On voit que la résistance des constructions aux séismes est favorisée par les angles renforcés. Les angles " forts " peuvent résulter du choix du parti architectural (fig. 2.48a). A contrario, les angles affaiblis ont fréquemment subi des dommages sismiques importants (fig. 2.49).

Les bâtiments ronds, qui ne possèdent pas d'angles, montrent en général sous séisme un comportement favorable à condition que leur structure soit réalisée en matériaux résistant à la traction. Par conséquent, les murs courbes en maçonnerie ne conviennent pas, leur éclatement hors plan est à craindre.



a) Solutions favorables



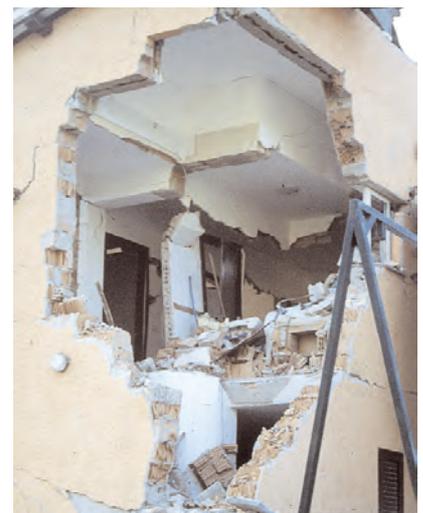
b) Solutions peu favorables

Fig. 2.48. - Conception des angles.

Fig. 2.49. - Dommages sismiques aux angles de bâtiments.



a) Le poteau d'angle est beaucoup plus endommagé que les autres poteaux (séisme de San Fernando, Californie, 9.2.1971)



b) Eclatement d'un angle en maçonnerie traditionnelle (séisme de Colfiorito, Italie, 26.9.1997)

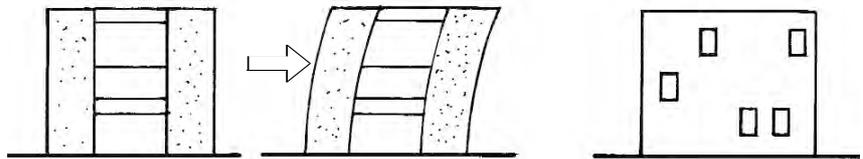
• Murs porteurs en façade

Les murs qui portent les planchers possèdent en général une rigidité non négligeable et participent donc au contreventement de l'ouvrage. Les percements (fenêtres, portes,...) affaiblissent leur résistance. Il est donc souhaitable que la surface totale des ouvertures reste limitée. On recommande qu'elle ne dépasse pas 30 % de celle de la façade.

Dans une façade porteuse avec des fenêtres, ce sont les trumeaux qui assurent le contreventement. Sur la hauteur de l'ouvrage, ces trumeaux devraient constituer des éléments résistants efficaces. Dans le cas courant, lorsque les ouvertures sont superposées, il s'agit de consoles verticales dont l'efficacité augmente avec la largeur des trumeaux (au moins 2,50 m si possible). Ce cas représente la meilleure solution car la descente des charges verticales est directe (fig. 2.50a)

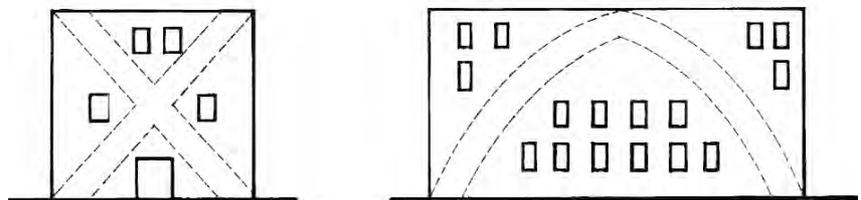
Mais les trumeaux des différents niveaux peuvent également être organisés pour former sur la façade des diagonales pleines ou un arc plein (fig. 2.50c). L'inconvénient de cette solution est le cheminement indirect des charges verticales.

Une répartition aléatoire des ouvertures est à éviter car, dans ce cas, ni la descente des charges horizontales ni celle des charges verticales ne sont directes ; elles nécessitent un transfert par les planchers (fig. 2.50b).



a) Trumeaux formant des consoles verticales : les fenêtres sont superposées (meilleure solution)

b) Fenêtres disposées d'une manière aléatoire : solution à éviter



c) Trumeaux formant des diagonales ou un arc : solution acceptable, car les diagonales et l'arc assurent efficacement le contreventement de la façade. Toutefois, les charges verticales ne suivent pas un cheminement direct

Fig. 2.50. - Distribution des ouvertures dans un mur porteur.

Les percements et ouvertures dans les façades porteuses devraient avoir une forme simple. Etant donné que tout angle rentrant est le siège de concentrations de contraintes et d'amorces de fissures, les percements complexes, qui en comportent plusieurs, sont à éviter (fig. 2.51). A contrario, les fenêtres rondes conviennent très bien.

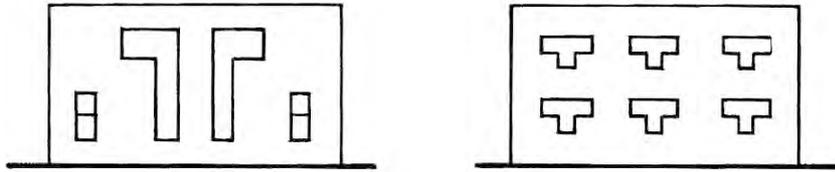


Fig. 2.51. - Exemple d'ouvertures en façade à éviter. Les angles rentrants sont le siège de concentrations de contraintes favorisant l'éclatement des façades.

• Ossatures en poteaux et poutres avec panneaux de remplissage en maçonnerie

Panneaux de hauteur d'étage

Ce type de construction est très répandu dans le monde entier. Son comportement lors des séismes violents est toutefois médiocre. L'éclatement des panneaux est fréquent (fig. 2.52). En effet :

- la rigidité de l'ossature avec remplissages massifs entraîne des efforts élevés ;
- la liaison des panneaux avec l'ossature est faible, plus particulièrement en partie haute où le joint horizontal peut difficilement être garni de mortier.

Le choix de voiles en béton ou d'une façade légère est donc préférable.

Lorsque l'option des remplissages en maçonnerie doit être conservée, des dispositions constructives doivent être prises :

- si l'ossature est en béton armé, les poteaux doivent recevoir un confinement dense sur toute leur hauteur ; cette mesure vise à l'amélioration de leur comportement après l'éclatement éventuel des panneaux. Les poteaux doivent dans ce cas assurer la résistance aux charges horizontales par effet de portique ;
- la liaison des panneaux avec l'ossature doit être soignée. Une liaison mécanique au moyen de connecteurs ou de goujons est souhaitable ;
- des raidisseurs en béton armé peuvent être prévus (fig. 2.53).

Fig. 2.52. - Dommages aux ossatures avec remplissages en maçonnerie.



a) Destruction des panneaux de remplissage en maçonnerie. L'ossature est devenue instable (séisme d'El Asnam, Algérie, 10.10.1980)



b) Eclatement d'un panneau de remplissage en maçonnerie et chute sur un immeuble voisin (séisme de Loma Prieta, Californie, 17.10.1989)



Fig. 2.53. - Bâtiments avec raidisseurs en béton armé dans des panneaux de remplissage en maçonnerie (Mexico). Ces ouvrages ont résisté au séisme du 19.9.1985.

Fig. 2.54. - Effet de poteau court entraîné par la présence d'allèges rigides en maçonnerie (séisme de Tokachi-Oki, Japon, 16.5.1968).



a) Poteau bridé de deux côtés : deux fissures diagonales se sont produites sous l'effet d'une sollicitation en cisaillement



b) Poteau bridé d'un côté : une seule fissure diagonale a été provoquée, correspondant à la déformation du poteau vers l'allège. Dans le sens de la porte vitrée, le poteau a été sollicité en flexion et a toléré sans dommages la déformation imposée par le séisme

Panneaux formant allèges

L'utilisation d'allèges en maçonnerie supprime le problème de la liaison supérieure avec l'ossature, mais elle est à l'origine d'un autre phénomène préjudiciable. Les allèges brident les poteaux adjacents, dont la hauteur libre est celle des fenêtres. La flexibilité des poteaux, nécessaire pour accepter les déformations imposées par le séisme, est donc réduite. Lorsque les travées avec allèges participent d'une manière significative au contreventement, la sollicitation des poteaux en cisaillement est très importante et les dommages sismiques fréquents (fig. 2.54). Il s'agit de l'effet de poteau court commenté au § 2.2.4.

La rupture par cisaillement s'effectue typiquement en diagonale (allure en croix), perpendiculairement aux efforts de traction, respectivement pour chaque sens d'oscillation (fig. 2.55). Si le poteau n'est bridé que d'un côté, une seule rupture diagonale se produit (fig. 2.54b).

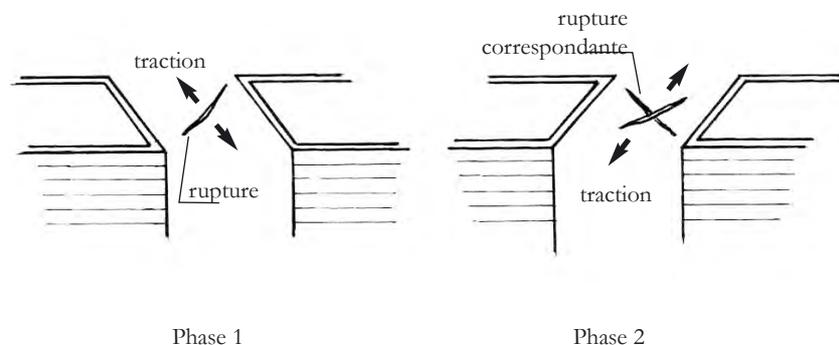


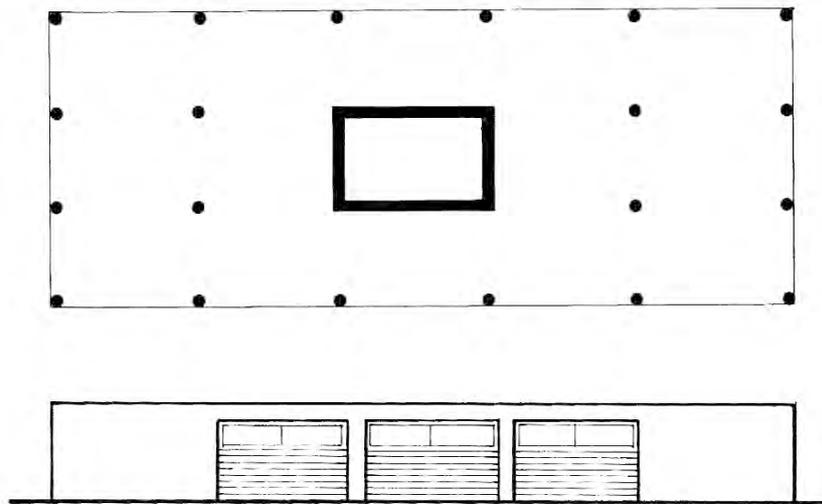
Fig. 2.55. - Rupture par cisaillement des poteaux courts.

Lorsque le contreventement de la file comportant des allèges est assuré par un ou plusieurs panneaux sans fenêtres (panneaux de hauteur totale) les poteaux " courts " sont peu sollicités. Cependant, l'éclatement des panneaux est à craindre pour les raisons exposées plus haut. S'il se produit, il aurait pour conséquence le report des charges horizontales sur les travées avec allèges.

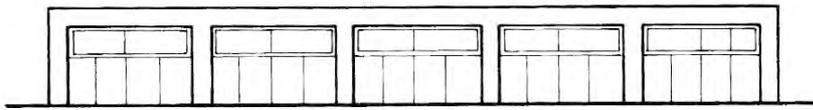
Plus généralement, le phénomène de poteau court peut se produire dans tous les cas où la déformabilité des poteaux est bridée (fig. 2.56).

Pour éviter l'effet de poteau court dû à la présence d'allèges, deux solutions sont possibles :

- contreventer la façade ou le bâtiment par un ou plusieurs voiles en béton qui assurent la résistance aux charges horizontales (fig. 2.57a) ;
- opter pour des allèges ayant une rigidité nettement inférieure à celle des poteaux. On peut donc utiliser les techniques des façades légères (fig. 2.57b).



a) Contreventement par des voiles en béton à l'intérieur du bâtiment (figure du haut) ou en façade (figure du bas) : la part des charges sollicitant les poteaux " courts " (parce que bridés par des allèges en maçonnerie) est négligeable, car les voiles, beaucoup plus rigides, canalisent la plus grande partie des charges



b) Allèges non rigides en panneaux légers. Ces panneaux ne peuvent brider les poteaux
Fig. 2.57. - Solutions visant à éviter l'effet de poteau court en façade.

• Soubassements

Les soubassements, constitués par le haut d'un sous-sol ou un vide sanitaire ouvert ou fermé, ont en général une hauteur plus faible que les autres niveaux. Lorsque leur résistance aux charges horizontales est assurée par des poteaux, l'effet de poteau court est souvent observé. Ces poteaux sont alors endommagés lors de séismes de forte magnitude (fig. 2.58). Pour éviter les dommages graves, les soubassements devraient comporter des murs périphériques en béton (fig. 2.59).

Fig. 2.56. - Dommages dus à l'effet de poteau court (séisme de Tokachi-Oki , Japon, 16.5.1968).



a) Poteau bridé par des murs séparatifs n'atteignant pas le plafond. Ces dommages auraient pu être évités par le choix de cloisons non rigides (plaques de plâtre, menuiserie,...)



b) Rupture de poteaux due à la présence de poutres-allèges en béton armé



Fig. 2.58. - Dommages en soubassement dus à l'effet de poteau court (séisme de Ceyhan-Misis, Turquie, 27.6.1998).



a) Solution incorrecte : des dommages dus à l'effet de poteau court sont à craindre

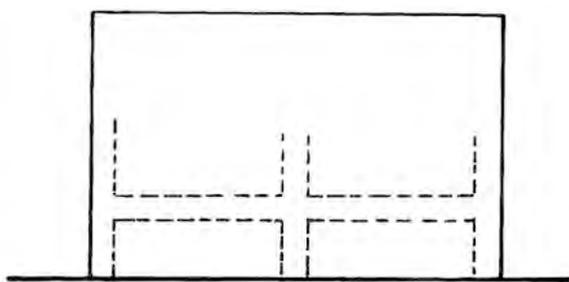
Fig. 2.60. - Constructions ayant un vide sanitaire ouvert, implantées sur une pente.



a) Construction typique aux Antilles. Ce type d'ouvrage est très vulnérable aux séismes car il est exposé à trois phénomènes destructeurs : niveau "souple", effet de poteau court (poteaux amont) et torsion d'axe vertical



b) Maison sans poteaux d'angle : sa résistance à la torsion d'axe vertical, phénomène très destructeur, est faible



b) Solution correcte : mur périphériques en béton

Fig. 2.59. - Traitement du vide sanitaire.

Les vides sanitaires ouverts des constructions implantées sur une pente sont particulièrement vulnérables. Un effondrement total de l'ouvrage est à redouter car il présente simultanément trois facteurs de vulnérabilité graves (fig. 2.60) :

- niveau souple, dont la résistance aux charges horizontales est très faible ;
- poteaux courts susceptibles de périr par cisaillement lors d'un séisme destructeur (les poteaux " amont ") ;
- possibilité de torsion d'axe vertical, car les poteaux " amont " sont beaucoup plus rigides que les poteaux " aval " ; le centre de rigidité, qui est aussi le centre de torsion, est donc très excentré (fig. 2.61).

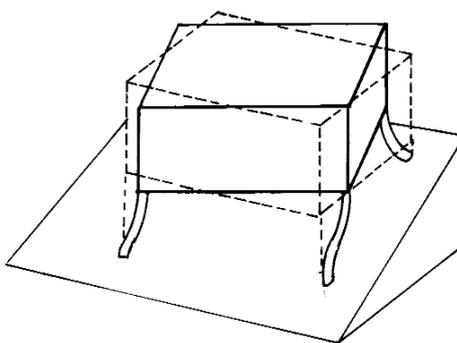
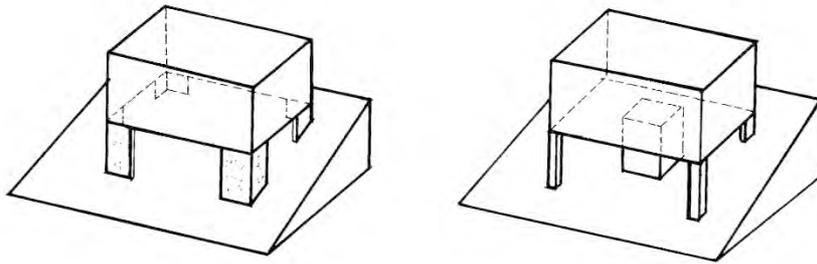


Fig. 2.61. - Torsion d'axe vertical due à la présence d'un vide sanitaire de hauteur variable.

Afin de limiter les inconvénients d'une implantation sur une pente, la meilleure solution consiste à réaliser, au niveau du vide sanitaire, un mur périphérique en béton. Lorsqu'on désire avoir un soubassement ouvert, des voiles devraient être prévus, de préférence dans les angles, afin d'optimiser la résistance de la construction à la torsion (fig. 2.62a). Un noyau central fermé constitue également une solution efficace (fig. 2.62b).



a) Voiles de béton armé aux angles

b) Noyau central en béton armé

Fig. 2.62. - Solutions visant à améliorer la résistance aux séismes des constructions implantées sur une pente.



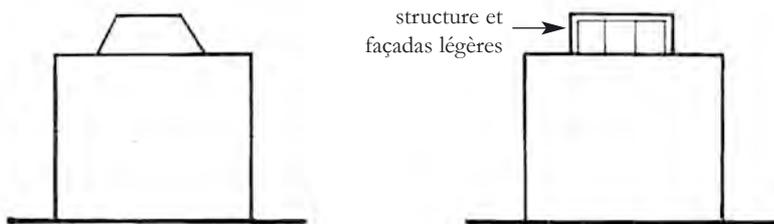
Fig. 2.63. - Chute d'un réservoir d'eau implanté sur le toit d'un immeuble " parasismique " (séisme de Loma Prieta, Californie, 17.10.1989).

• Ouvrages sur toit

Divers ouvrages sur le toit d'immeubles ne sont pas rares (citernes, locaux techniques, lofts, etc.). Ils présentent souvent une forte vulnérabilité aux séismes car ils constituent un retrait de la structure et une masse importante " mal " placée. L'effondrement de tels ouvrages lors d'un séisme est assez fréquent (fig. 2.63). Leur comportement sous séisme peut être amélioré par (fig. 2.64) :

- un retrait progressif de la structure ;
- le recours à une structure légère ;
- un élancement (une hauteur) faible.

En revanche, il est impératif d'éviter les ouvrages de type " pendule inversé " ou " tour " élancée (fig. 2.65).

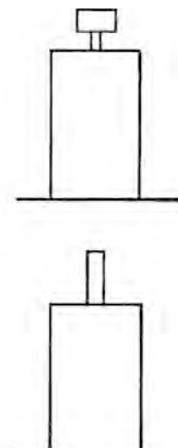
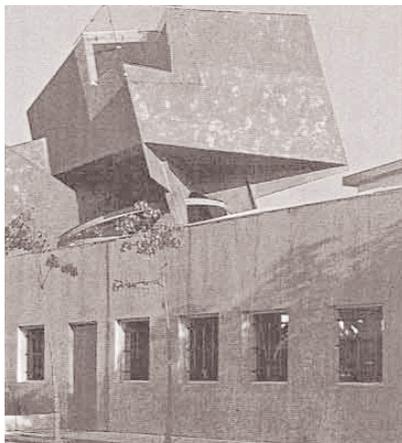


a) Retrait progressif de la structure

b) Construction légère

Fig. 2.64. - Traitement des ouvrages sur le toit d'immeubles.

Fig. 2.65. - Ouvrages sur le toit d'immeubles : configurations à éviter.

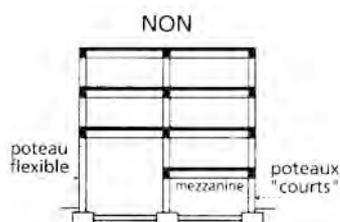


• Mezzanines et galeries

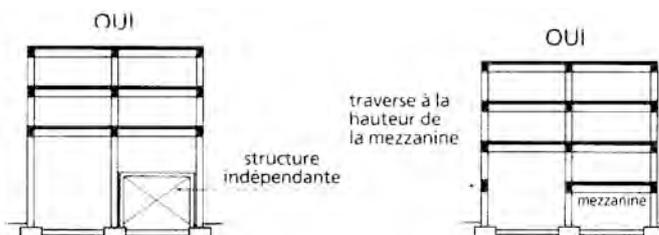
Les mezzanines et les galeries sont souvent portées par des poteaux dont elles réduisent la hauteur libre, les exposant ainsi à l'effet de poteau court commenté au § 2.2.4. (fig. 2.66a). L'effondrement de ces poteaux, situés souvent dans les niveaux inférieurs, pourrait entraîner celui de l'immeuble.

Pour limiter ce risque, il est possible (fig. 2.66b) :

- de concevoir une structure indépendante de la structure principale (stable par elle-même) ;
- d'égaliser la hauteur libre des poteaux du niveau concerné en bridant également ceux qui ne portent pas les mezzanines ou galeries.



a) Danger de cisaillement des poteaux par effet de poteau court : solution à éviter



b) Solutions acceptables

Fig. 2.66. - Mezzanines et galeries.

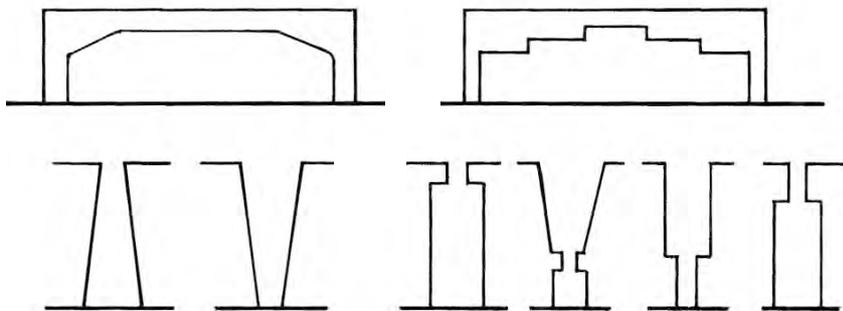
• Forme et proportions des éléments structuraux

La résistance aux charges dynamiques des divers éléments constituant la structure est souvent affaiblie par des choix d'architecture motivés par la recherche d'une diversité formelle. Il est donc utile de distinguer les choix qui favorisent la résistance aux séismes de ceux qui la réduisent.

Variation des sections

Ces variations devraient être progressives (fig. 2.67a). Les changements de section et les affaiblissements locaux dans les poteaux assurant le contreventement sont particulièrement préjudiciables (fig. 2.67b).

Ces zones subissent des concentrations de contraintes sévères et sont sujettes à une rupture fragile car leur ductilité est faible ou inexistante. Si les éléments concernés ne participent pas au contreventement, les affaiblissements peuvent être tolérés (fig. 2.67c). Cependant, même dans ce cas, ils peuvent être à l'origine de dommages sismiques.



a) Variation progressive de la section : solution préférable

b) Changement brusques de section : danger de rupture fragile par " effet d'entaille "



c) Maison avec des poteaux affaiblis localement. Le contreventement étant assuré par des murs en maçonnerie, cette forme de poteaux peut être tolérée

Fig. 2.67. - Poteaux à section non constante.

Variation de la hauteur

Lorsque les éléments porteurs d'un même type (poteaux par exemple) mais n'ayant pas la même hauteur se trouvent sur une même façade ou, plus généralement, sur un même niveau, des conditions peu favorables à la résistance aux séismes sont créées.

Ces éléments n'ont pas la même rigidité et sont donc exposés à l'effet de poteau court, donc aux concentrations de charges sur les poteaux les plus courts, de même qu'une concentration de contraintes dans les angles rentrants (fig. 2.68a). Par conséquent, il est préférable de conserver une même hauteur des éléments structuraux et obtenir l'effet visuel souhaité par un bardage ou autre solution non structurale (fig. 2.68b).

Fig. 2.69. - Assemblage non coplanaire. Les dommages assez importants, ainsi que le montre le détail de la rupture, auraient pu être évités en plaçant les piles dans le même plan que la poutre du tablier (séisme de Loma Prieta, Californie, 17.10.1989).

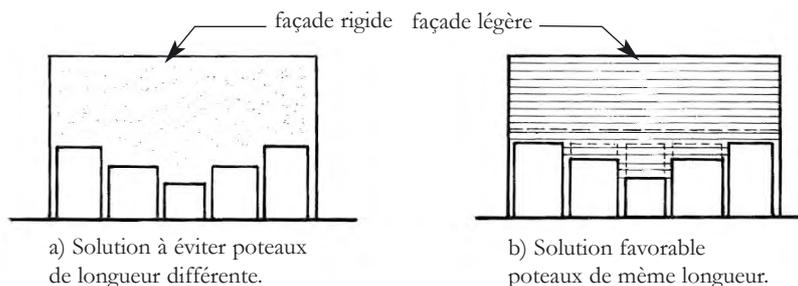


Fig. 2.68. - Poteaux de hauteur variable.

Configuration des nœuds structuraux

Les nœuds d'ossature et d'une manière générale les liaisons entre les éléments structuraux sont particulièrement sollicités par les tremblements de terre. Ils assemblent souvent des éléments qui n'oscillent pas en phase.

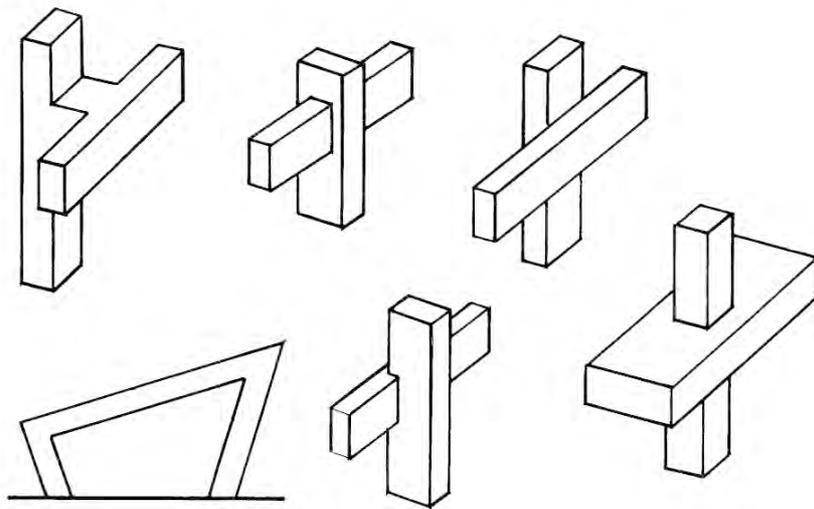
En outre, la rigidité de la structure varie brutalement dans ces zones et le cheminement des charges y change souvent de direction. Il est donc souhaitable d'apporter la plus grande attention à leur conception. L'application des principes suivants permet d'améliorer leur résistance :

- *Assemblages coplanaires*

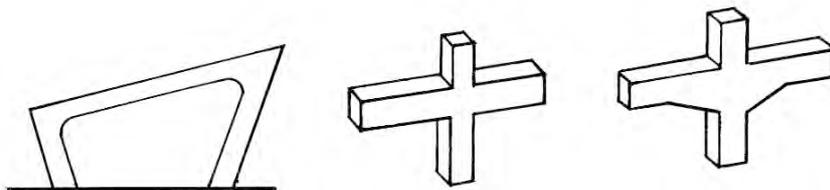
Lorsque les axes des éléments assemblés sont décalés l'un par rapport à l'autre, leur liaison est soumise par les tremblements de terre à de fortes contraintes de cisaillement et pourrait subir une rupture fragile (fig. 2.68). Or, un comportement ductile doit être recherché pour prévenir la dislocation de la structure dans le cas d'un séisme violent. Par conséquent, il est souhaitable de placer les éléments liaisonnés dans un même plan (fig. 2.70b) et de créer ainsi des conditions permettant de conférer à la zone de liaison une bonne ductilité par des dispositions constructives appropriées (confinement du béton par des armatures transversales denses dans le cas des ossatures en béton armé).

- *Changement progressif de rigidité*

Cette démarche, qui a été plusieurs fois recommandée dans ce guide, peut être considérée comme une règle générale de bonne conception parasismique des bâtiments. La fig. 2.70 montre des configurations favorables et des configurations à éviter.



a) Configurations à éviter : les assemblages non coplanaires et les changements brusques de section ou de direction formant des angles fermés peuvent donner lieu à une rupture de type fragile favorisant la dislocation de la structure



b) Configurations favorables : les assemblages coplanaires, plus particulièrement avec un changement progressif de section, permettent de réduire les contraintes dans ces zones très sollicitées par les séismes

Fig. 2.70. - Configuration des liaisons entre éléments constructifs.

Proportions relatives des poteaux et des poutres

Dans le cas d'une ossature en portiques, il est impératif d'opter pour des poteaux plus résistants que les poutres. Il s'agit du principe " poteau fort-poutre faible ". En effet, étant donné que les excursions de la structure dans le domaine postélastique en cas de séismes majeurs sont prévues par la démarche réglementaire, le maintien de la stabilité de l'ouvrage nécessite que les éléments horizontaux (poutres, linteaux) puissent se déformer plastiquement avant les éléments porteurs verticaux. Les zones plastifiées, appelées " rotules plastiques " car elles ne peuvent pas s'opposer à une éventuelle rotation autour de leur axe, doivent donc se former d'abord entre les appuis des éléments de franchissement et non pas dans les poteaux ou dans les noeuds, sous peine d'effondrement (fig. 2.71, 2.72).





Fig. 2.72. - Rupture de poteaux d'une construction ne respectant pas le principe " poteau fort-poutre faible " (séisme de Tokachi-Oki, Japon, 16.5.1968).

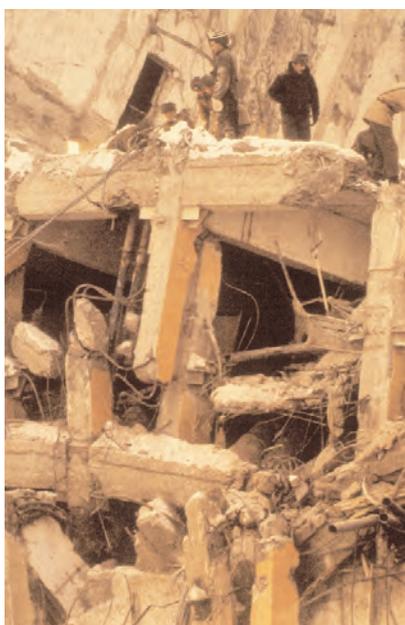
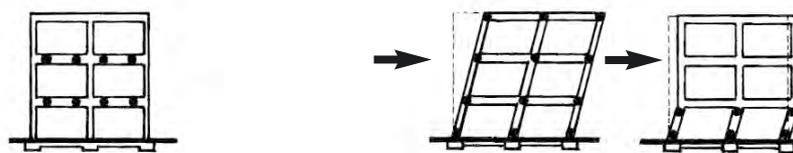


Fig. 2.73. - Rupture fragile des poteaux et des poutres entraînant l'effondrement de l'ouvrage (séisme de Spitak, Arménie, 7.12.1988).



a) Localisation correcte

b) Localisation dangereuse

Fig. 2.71. - Formation de zones plastifiées (rotules plastiques).

Lorsque les éléments de l'ossature ne sont pas ductiles, ce qui est évidemment à éviter, aucune rotule plastique ne peut se former et un effondrement brutal de l'ouvrage est possible (fig. 2.73). Pour cette raison, les ossatures en bois constituent une exception quant à la localisation souhaitée des rotules plastiques. Les poutres en bois étant sujettes à une rupture fragile, les rotules doivent pouvoir se former dans les pièces métalliques assurant les assemblages. La stabilité de ces structures nécessite donc une attention particulière.

L'application du principe " poteau fort-poutre faible " a une forte incidence sur la conception architecturale. Les dimensions plus importantes des poteaux apparaissent en façade ; les poutres-allèges et les poutres Vierendeel, qui ont une hauteur (donc une rigidité) importante, sont à éviter pour ce type de structure.

Lorsque le contreventement d'une ossature n'est pas assuré par effet de portique, mais par une triangulation ou par des voiles de béton armé, les rotules plastiques doivent se former dans ces éléments. Le respect du principe " poteau fort-poutre faible " n'est pas, dans ce cas, impératif.

2.3. PARTI CONSTRUCTIF

2.3.1. COMPORTEMENT DES STRUCTURES EXPOSEES A UN SEISME

Un tremblement de terre met en oscillation les parties enterrées d'un bâtiment, qui subissent donc des déplacements imposés. Ces oscillations sont répercutées à la superstructure qui les amplifie (cas général) ou les atténue, en fonction de ses caractéristiques dynamiques et de celles du sol.

Une bonne conception parasismique permet de limiter ou même d'atténuer l'amplification dynamique par la structure des oscillations qui ont été communiquées à sa base (principalement en évitant la résonance avec le sol). Ceci revient donc à minimiser l'action sismique sur le bâtiment.

Pour le dimensionnement aux charges sismiques selon les règles parasismiques on considère, par commodité, que ces charges sont les forces d'inertie engendrées dans la construction par des accélérations répétées. Rappelons que la force d'inertie agissant sur un corps est égale au produit de sa masse par son accélération : $F_i = m \cdot a$ (2ème loi de Newton).

Cette conception de l'action sismique est vérifiée dans le cas des bâtiments

possédant une très grande rigidité. Or, la plupart des bâtiments possèdent une déformabilité non négligeable, qui est précisément à l'origine de l'amplification dynamique des oscillations évoquées plus haut. Le comportement sous séisme de telles constructions peut être plus exactement décrit par une approche basée sur le concept d'énergie.

Une structure subissant des oscillations possède de l'énergie cinétique. Celle-ci produit un travail de déformation qui, si les déformations imposées ne peuvent pas être tolérées par la structure, devient travail de rupture. Et effectivement, on constate que l'effondrement des ouvrages lors d'un séisme est dû davantage à un manque de déformabilité plutôt qu'à celui de résistance pure vis-à-vis des forces.

Afin d'éviter la rupture d'éléments constructifs, l'énergie des oscillations doit donc être entièrement absorbée par la structure. Cette absorption se fait par deux mécanismes distincts lors des déformations de la structure :

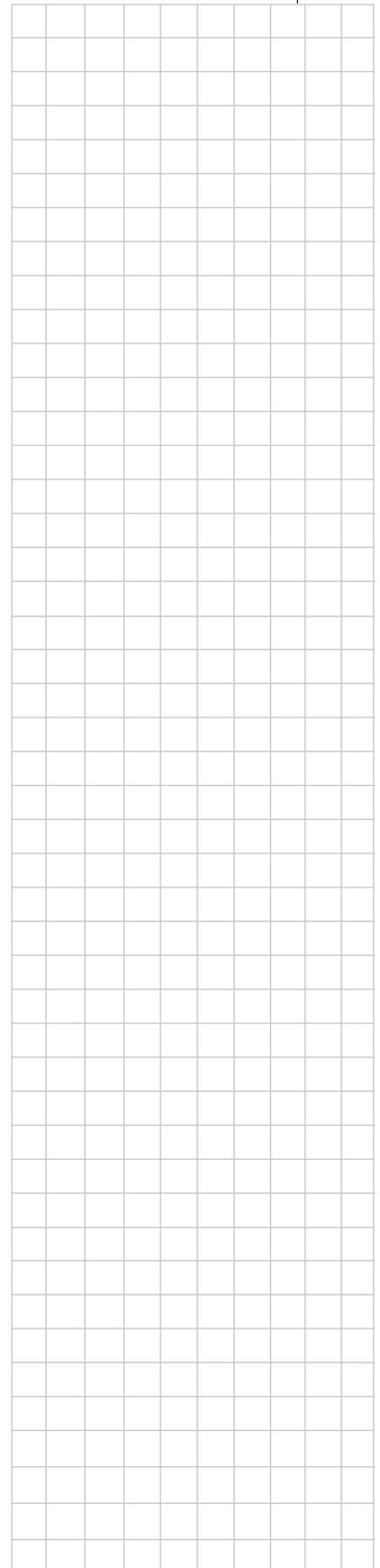
- **dissipation d'énergie** pendant les oscillations: elle a pour conséquence une réduction de leurs amplitudes. Grâce à la dissipation sont amorties également les oscillations libres après l'arrêt du séisme ;
- **stockage d'énergie** grâce aux déformations élastiques ; la quantité d'énergie stockée croît avec l'importance de ces dernières. Les déformations élastiques étant temporaires (réversibles), le stockage l'est aussi ; à chaque cycle d'oscillation, l'énergie non dissipée est reconvertie en énergie cinétique au fur et à mesure que les déformations décroissent.

Une capacité plus ou moins importante d'absorber l'énergie est conférée aux ouvrages lors de la phase du projet. Une conception judicieuse peut donc pallier les effets pervers des hypothèses de calcul réglementaires évoquées en § 1.2. L'expérience montre effectivement que les bâtiments correctement conçus et réalisés survivent aux séismes les plus destructeurs.

Favoriser la capacité des constructions à absorber l'énergie équivaut à améliorer leur " résistance " aux séismes. Dans cette démarche, on ne vise pas à augmenter le niveau de contraintes pouvant être supporté par les éléments structuraux, donc à augmenter leur résistance pure (d'où les guillemets du terme résistance ci-dessus), ce qui est souvent insuffisant en cas de séisme de forte magnitude. On cherche à limiter les contraintes induites par les mouvements sismiques de manière qu'elles n'atteignent pas la limite de rupture. Par conséquent, le but est de soustraire les constructions aux sollicitations excessives.

La maximisation de la capacité des constructions à absorber l'énergie est à la base de toutes les recommandations formulées dans ce guide. Les dommages sismiques dus à leur non-observation y sont commentés.

Du point de vue de l'absorption d'énergie, ces recommandations peuvent être regroupées dans un certain nombre de démarches fondamentales.





Le stockage d'énergie peut être favorisé de la manière suivante :

- respecter la nature du système porteur : ne pas affaiblir un système rigide par des niveaux " souples " ou percements importants, ne pas introduire de " points durs " dans une structure flexible, etc.
- rechercher une très bonne ductilité car elle permet la plastification des zones de la structure les plus sollicitées et donc la poursuite du stockage d'énergie dans les autres zones. Un manque de ductilité peut être responsable de la rupture d'éléments constructifs et donc d'un effondrement brutal ;
- assurer une redondance structurale (hyperstaticité) pour que la défaillance d'un élément n'entraîne pas la ruine de toute la structure ;
- rechercher la symétrie des masses et des rigidités afin de limiter la torsion d'ensemble ;
- assurer la continuité mécanique entre les éléments structuraux sous peine de dislocation ;
- chercher à limiter les concentrations de contraintes ;
- prévenir les instabilités locales (flambage, déversement, cloquage, voilement). Elles peuvent entraîner une défaillance prématurée de la structure.

Toutes ces démarches améliorent également la capacité des constructions à dissiper l'énergie, notamment la recherche de ductilité. Celle-ci exige une conception architecturale judicieuse (exposée plus haut) et des dispositions constructives adéquates. Ces dernières figurent dans les règles parasismiques.

D'autres démarches favorisant la dissipation d'énergie peuvent être utilisées:

- Emploi d'amortisseurs : trois grandes familles d'amortisseurs sont opérationnelles :

amortisseurs hystérétiques, utilisés en général avec un système d'isolation parasismique. Il peut s'agir de barreaux en acier doux très ductiles, qui dissipent de l'énergie lors de leurs déformations plastiques (fig. 2.74a) ;

amortisseurs à frottement, qui peuvent être placés au croisement de tirants de contreventement (fig. 2.74b). Ils fonctionnent sur le principe des garnitures de freins ;

amortisseurs visqueux ou viscoélastiques, similaires à ceux utilisés dans les systèmes mécaniques. Entre autres possibilités, ils peuvent également être montés dans les croix de contreventement (fig. 2.74c).

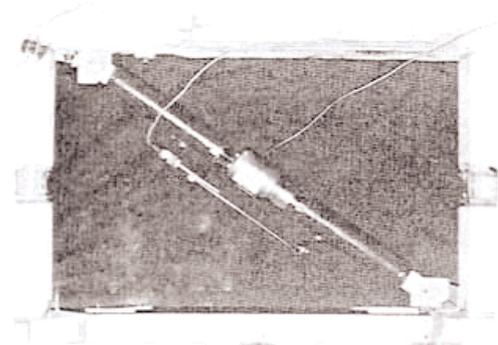
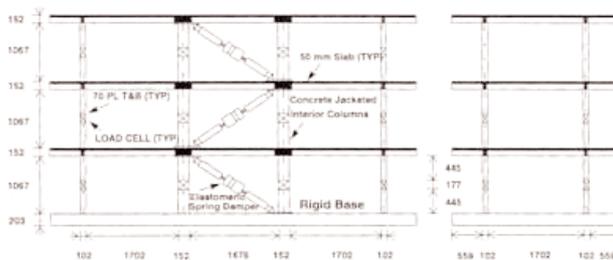
- Dans le cas de sols meubles, réalisation de niveaux enterrés sous forme de caisson rigide afin de favoriser la dissipation d'énergie par interaction sol-structure. Une partie de l'énergie qui avait été communiquée à la construction peut ainsi être " renvoyée " dans le sol en lui imposant des déformations postélastiques.



a) Amortisseurs hystériques (barreaux en acier doux) à proximité d'un isolateur. Les déplacements horizontaux autorisés par les isolateurs entraînent une flexion cyclique des barreaux dans le domaine plastique, ce qui dissipe de l'énergie en chaleur. Ce procédé est utilisé en France et au Japon



b) Amortisseur à frottement placé au croisement de tirants de contreventement (procédé breveté au Canada)



c) Montage d'essai d'un amortisseur viscoélastique fabriqué par la société française Jarret
Fig. 2.74. - Amortisseurs parasismiques.

2.3.2. CHOIX DE LA STRUCTURE

Les tremblements de terre soumettent les constructions à des sollicitations dynamiques qui peuvent atteindre des intensités importantes. Le choix de la structure pour une construction parasismique est donc plus délicat que pour un ouvrage non parasismique. Ce choix devrait tenir compte principalement des critères suivants :

- nature et importance de l'ouvrage ;
- hauteur des bâtiments ;
- non-résonance avec le sol ;
- dissipativité ;



- résistance à l'effondrement après d'importants dommages structuraux ;
- poids de la structure ;
- résistance aux efforts alternés ;
- adaptation aux conditions d'appui.

• **Nature et importance de l'ouvrage**

Les systèmes porteurs qui sont sujets à des dommages sismiques fréquents (murs en maçonnerie, ossatures en béton armé avec des remplissages en maçonnerie,...) ne devraient pas être utilisés pour les bâtiments dont le fonctionnement après le séisme doit être assuré : ouvrages à risque normal de classe D (bâtiments abritant les moyens de secours ou de télécommunication, hôpitaux, tours de contrôle des aéroports, etc.) et ouvrages à risque spécial dont la ruine ou même des dommages mineurs peuvent avoir des conséquences catastrophiques pour la population et pour l'environnement (bâtiments de stockage de produits toxiques, bâtiments abritant la production de matières polluantes, etc.).

D'une manière générale, le choix du système porteur doit être compatible avec les exigences de comportement préalablement fixées : ductilité, incursions ou non dans le domaine des déformations postélastiques, donc l'absence ou non de dommages structuraux, etc.

• **Hauteur des bâtiments**

Les bâtiments élevés sont en général soumis à des charges sismiques plus importantes que les bâtiments bas. Leur système porteur devrait donc être efficace vis-à-vis de ces charges. Certains codes de constructions nationaux (USA, Italie,...) limitent la hauteur maximale de plusieurs types de structure. Le tableau synoptique présenté à la fin de ce paragraphe précise les systèmes porteurs convenant pour les bâtiments de grande hauteur.

• **Non-résonance avec le sol**

La résonance d'un bâtiment avec le sol, évoquée à plusieurs reprises plus haut, est le principal facteur destructeur lors d'un tremblement de terre. Dans le cas de la résonance, les constructions oscillent en phase avec le sol et les amplitudes d'oscillation sont considérablement amplifiées, de même que les charges sismiques qui leur sont proportionnelles. L'effondrement des ouvrages exposés à la résonance n'est pas rare (fig. 2.75).

La résonance se produit lorsque la période propre du bâtiment est identique à celle du sol. Lorsqu'elles sont proches, l'amplification des oscillations est également importante. Rappelons que la période propre est le temps d'un cycle d'oscillations libres exprimé en secondes. Elle augmente avec la masse et décroît avec la rigidité de " l'oscillateur ". Les bâtiments ont en général une période différente dans les diverses directions horizontales.

Un choix judicieux de la structure tenant compte également de la géométrie du bâtiment permet donc de minimiser les charges sismiques auxquelles il pourrait être exposé.

La période de résonance apparaît sur les spectres de réponse (la réponse d'un bâtiment aux séismes est l'amplification ou l'atténuation par sa structure et ses éléments non structuraux, des amplitudes des secousses qu'il a subies au niveau des fondations). En simplifiant, on peut dire que le spectre de réponse donne les valeurs maximales de la réponse exprimées en termes d'accélération (qui est proportionnelle aux charges sismiques), de vitesse par rapport au sol ou de déplacement relatif (déformation).

La fig. 2.76 montre un spectre de réponse correspondant à un site précis. Les bâtiments sont identifiés par leur période propre portée sur l'abscisse et leur réponse est donnée en ordonnée. L'augmentation de la période propre avec la décroissance de la rigidité a été illustrée par un schéma de bâtiments à élancement croissant. Le pic du spectre correspond à la période de résonance. Bien entendu, c'est cette période qu'il faut éviter.

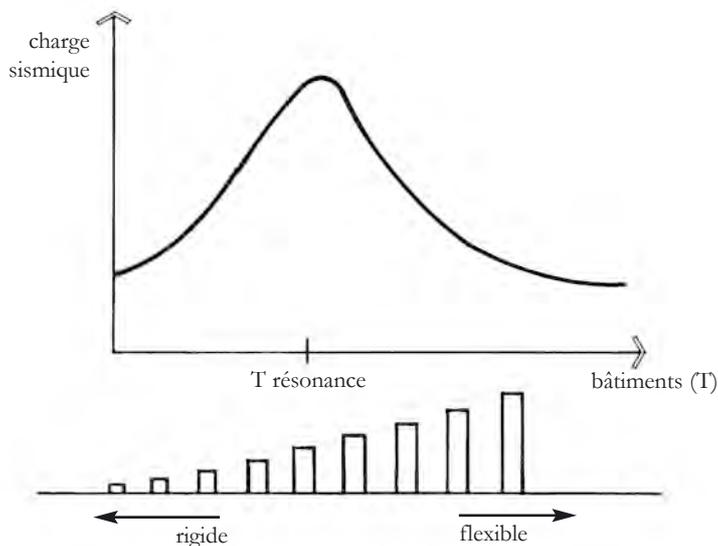


Fig. 2.76. - Spectre de réponse établi pour un site précis. Le pic du spectre correspond à la période de résonance.

Les règles parasismiques utilisent des spectres de réponse afin de permettre l'évaluation des charges sismiques. Il s'agit de spectres de dimensionnement représentant l'enveloppe de spectres correspondant à divers types de séismes (fig. 2.77a).

Il est à noter que la réponse des constructions varie également avec leur amortissement. Celui-ci est exprimé en pourcentage de l'amortissement critique, qui caractérise l'absence d'oscillations (dans ce cas, les masses déportées de leur position d'équilibre reviennent au repos sans effectuer d'oscillations de part et d'autre de cette position, le mouvement de retour est totalement amorti).

Les spectres de réponse sont calculés pour un amortissement relatif de 5 %, couramment observé. Si la construction projetée possède un amortissement inférieur ou supérieur, il faut utiliser le spectre correspondant (fig. 2.77b) ou effectuer une correction de la réponse.

Fig. 2.75. - Bâtiments effondrés suite à la résonance avec le sol.



a) Bâtiment détruit lors du séisme du Mexique du 19.9.1985. Les niveaux supérieurs ont subi des amplitudes d'oscillation importantes



b) Eglise de Venelles, implantée sur un sol rocheux à courte période propre. Le corps de l'église, rigide, a subi la résonance avec le sol. Le clocher, plus flexible, a été moins sollicité. Il n'a pas subi de dommages bien qu'il soit moins résistant

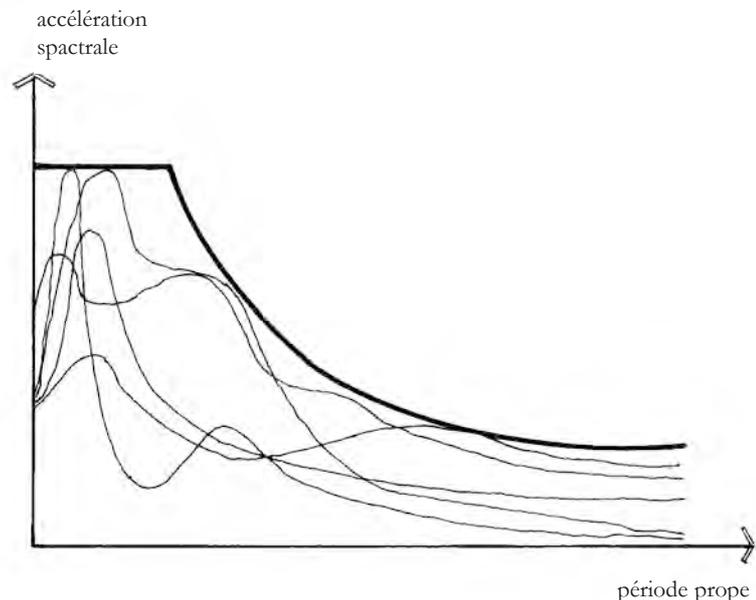


Pour éviter la résonance, il convient donc de rechercher, pour le bâtiment projeté, une période aussi différente que possible de la période dominante du sol. Pour cela, on dispose rarement d'un spectre de réponse spécifique au site.

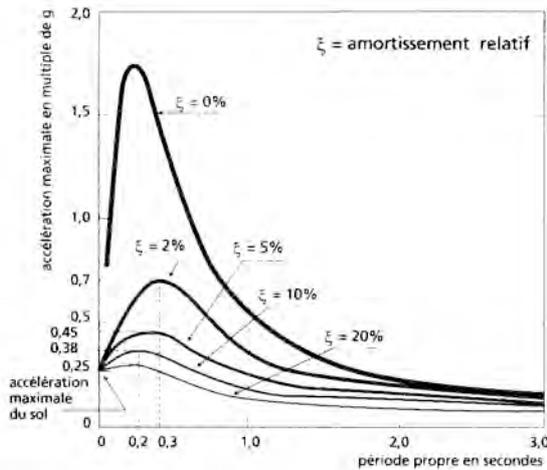
Dans une première approximation, on peut alors considérer que sur sols meubles, on devrait opter pour des structures rigides et sur sols fermes ou rocheux pour des structures flexibles (portiques sans murs de remplissage par exemple). Mais il est beaucoup plus judicieux de comparer les périodes du bâtiment et du sol et, si elles sont proches, de les éloigner en intervenant sur la conception de l'ouvrage.

Très approximativement, la période propre d'un bâtiment contreventé par des murs ou palées de stabilité triangulées est égale à $H/20 \sqrt{L}$, où L et H sont respectivement sa largeur dans la direction étudiée et sa hauteur en mètres. La période des constructions contreventées par des portiques (non bloqués par un remplissage) est de $H/10 \sqrt{L}$ environ. Ainsi, un bâtiment en voiles de béton de 16x25 m et de 20 m de haut a une période propre approximative de 0,20 s dans la direction longitudinale ($20/20 \sqrt{25}$) et de 0,25 s dans la direction transversale ($20/20 \sqrt{16}$). Pour le dimensionnement des structures, on utilise un calcul plus précis. La période d'un bâtiment existant peut aussi être évaluée expérimentalement.

La période propre dominante du sol peut être déterminée à partir des essais géotechniques (essai pressiométrique, SPT, cross-hole,...) ou mesurée à l'aide du bruit de fond.



a) Type de spectre utilisé dans les règles parasismiques. Il représente l'enveloppe de spectres correspondant à divers séismes



b) Spectres de réponse correspondant à divers degrés d'amortissement

Fig. 2.77. - Spectres de réponse standard (normalisés). Il ne sont pas spécifiques à un site donné, mais valables pour un ensemble de sites semblables.

Si la période propre du bâtiment dans la direction transversale ou longitudinale est proche de celle du sol, il est souhaitable de la diminuer ou de l'augmenter.

Pour diminuer la période propre, il est possible de :

- rigidifier la structure :
 - ~ opter pour un contreventement par voiles de béton,
 - ~ augmenter la largeur des panneaux de contreventement,
 - ~ augmenter le nombre de panneaux de contreventement,
 - ~ limiter les portées ;
- modifier la forme du bâtiment : évaser sa base, réduire sa hauteur ou son élancement géométrique dans la direction étudiée (rapport de la hauteur à la largeur), etc. ;
- baisser le centre de gravité de l'ouvrage ;
- réduire la masse de l'ouvrage.

Pour allonger la période propre d'un bâtiment, on peut :

- opter pour une structure " flexible ", en portiques sans autre contreventement, et augmenter éventuellement les portées ;
- modifier la forme du bâtiment : augmenter sa hauteur ou son élancement ;
- utiliser un système d'isolation parasismique ; dans ce cas, on peut conférer au bâtiment exactement la période propre désirée.



Rappelons que le danger de résonance n'est pas spécifiquement pris en compte dans le dimensionnement réglementaire des ouvrages aux séismes. Une conception architecturale judicieuse sur ce plan est donc de première importance.

• Dissipativité

L'importance de la dissipation d'énergie par une construction au cours d'un séisme a été exposée au paragraphe précédent.

Les causes de dissipation sont diverses : frottement dans les assemblages, fissures et joints, viscosité des matériaux, leur ductilité, fissuration et rupture d'éléments structuraux, interaction sol-structure.

La ductilité est la source de dissipation la plus importante. Elle se manifeste dans les phases ultimes de la résistance, lors des incursions dans le domaine plastique, et entraîne donc des dommages structuraux qui peuvent être économiquement réparables ou non.

La philosophie de la protection réglementaire de la plupart des bâtiments (ouvrages à risque normal) repose sur l'acceptation de dommages structuraux " bien placés " afin de dissiper de l'énergie des oscillations et prévenir l'effondrement sur les occupants (effet de fusible). Une grande ductilité de la structure devrait donc être recherchée.

Chaque système porteur possède une ductilité, donc une dissipativité différente. Les facteurs suivants la favorisent :

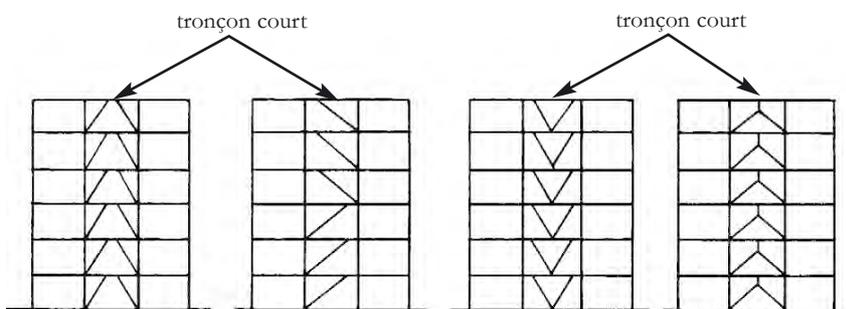
- matériaux ductiles (acier, alliages d'aluminium, béton correctement armé,...) ;
- dimensionnement généreux des éléments structuraux. En effet, la ductilité des poteaux décroît avec l'augmentation des contraintes axiales, donc avec la réduction de leur section transversale. Les voiles minces et les éléments à parois minces (tubes) sont peu ductiles car de faibles déformations suffisent pour provoquer l'apparition d'instabilités locales mettant hors service l'élément. Toutefois, les poutres de grande hauteur (poutres-allèges, poutres-cloisons) ont une faible ductilité car elles sont peu déformables (cf. ci-après) ;
- élancement des éléments constructifs suffisamment important pour autoriser des déformations notables. La faible ductilité des poteaux courts et des poutres courtes a été signalée plus haut. Cependant, un élancement excessif peut être à l'origine de l'instabilité de forme par flambage, voilement, déversement, etc. ;
- configurations limitant les concentrations de contraintes (celles-ci peuvent être à l'origine d'une rupture de type fragile). Cet aspect a été commenté au paragraphe " Parti architectural " ;
- sollicitation en flexion ou traction et, dans une moindre mesure, à la compression (en raison d'un danger de flambement). Sauf dans des cas particuliers, la ductilité des éléments sollicités en cisaillement ou en torsion est très faible. La meilleure ductilité est

obtenue dans le cas d'éléments fléchis ;

- redondance (hyperstaticité). Dans les structures hyperstatiques, plusieurs rotules plastiques peuvent se former avant qu'elles deviennent instables.

Par conséquent, on peut considérer comme dissipatifs les systèmes porteurs acceptant la formation de rotules plastiques (portiques sans panneaux de remplissage, voiles de béton armé élancés et largement dimensionnés, ossatures métalliques à contreventement excentré, fig. 2.78,...), et les systèmes en bois à assemblages ductiles (constructions en bois cloué, portiques à couronnes de boulons, etc.).

Sont peu dissipatifs : les systèmes poteaux-dalles, les constructions en maçonnerie, les coques, les arcs à trois articulations, les poutres Vierendeel, etc.



a) Divers types de contreventement excentré. Le tronçon court résultant de l'excentrement des axes des barres par rapport aux nœuds est conçu pour dissiper de l'énergie par plastification

Fig. 2.78. - Contreventement excentré.

Les structures dissipatives sont plus efficaces vis-à-vis des tremblements de terre que les structures non dissipatives, et elles sont également beaucoup plus économiques, car elles peuvent être dimensionnées pour des charges sismiques très inférieures (selon le cas jusqu'à 8 fois plus faibles). En effet, lorsqu'un comportement ductile peut être assuré, les charges sismiques sont plafonnées. Les charges calculées linéairement sont divisées par un coefficient de comportement (q) dépendant de la longueur du plateau de ductilité, autrement dit de la déformabilité plastique de la structure (fig. 2.79).

En contrepartie, la dissipation d'énergie par la ductilité s'effectuant au prix de dommages structuraux, le bâtiment peut nécessiter réparation ou démolition après un séisme destructeur.



b) Essai d'un contreventement excentré

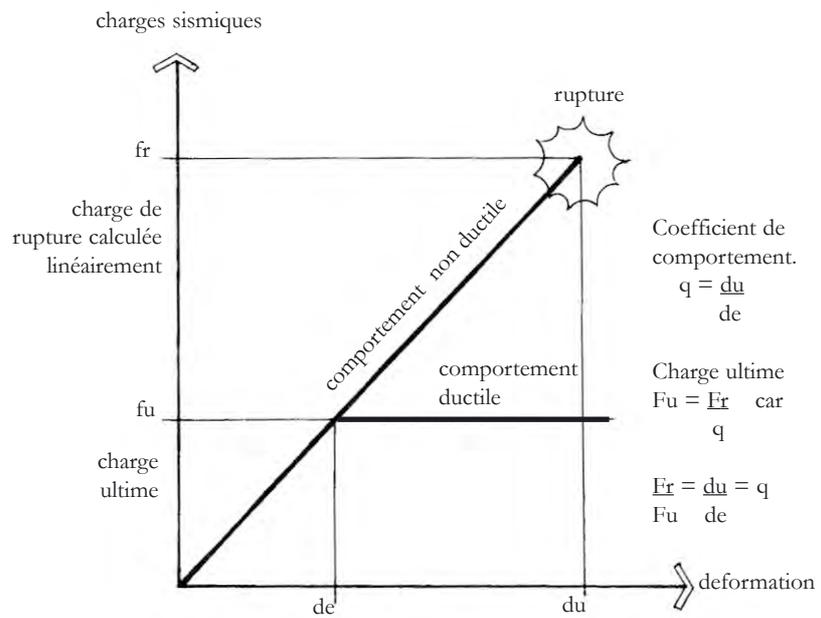


Fig. 2.79. - Réduction des charges sismiques par la ductilité. Plus le plateau du comportement ductile est long, plus grand est le coefficient de comportement.

• **Résistance à l'effondrement après d'importants dommages structuraux**

Ce critère découle de l'objectif visé par la protection réglementaire des ouvrages à risque normal : sauvegarde des personnes et dans une moindre mesure seulement celle des bâtiments.

Les constructions qui s'effondrent brutalement sur les occupants sont les plus meurtrières. Celles dont les planchers sont maintenus à leur place permettent d'évacuer les lieux ou d'attendre l'arrivée des secours.

Les systèmes suivants montrent un comportement satisfaisant de ce point de vue (liste non exhaustive) :

- structures hyperstatiques ductiles pour les raisons décrites plus haut ;
- structures en voiles de béton, y compris celles qui ont un faible élancement et sont donc peu ductiles ; même très endommagés, les voiles parviennent souvent à prévenir la chute des planchers ;
- coques de grande portée, grâce à leur résistance de forme ;
- membranes gonflées, car elles sont dans l'impossibilité d'atteindre le sol rapidement.

- **Poids de la structure**

Les charges sismiques étant proportionnelles aux masses, à configuration égale, les structures légères sont moins sollicitées que les structures lourdes. Elles sont donc préférables.

- **Résistance aux efforts alternés**

Les composantes verticales des mouvements sismiques étant alternativement ascendantes et descendantes, les efforts sollicitant les éléments structuraux sous l'effet des charges gravitaires peuvent être inversés. Il convient donc d'écarter toute structure incapable d'équilibrer ces efforts : certaines ossatures suspendues, structures haubanées unilatéralement, etc.

- **Adaptation aux conditions d'appui**

L'effondrement de bâtiments lors d'un séisme est parfois provoqué par des tassements différentiels. Certaines structures y sont particulièrement sensibles : voûtes à simple courbure, arcs clavés et les structures hyperstatiques non " monolithiques " (arcs encastrés, treillis à nœuds rigides, poutres Vierendeel, etc.).

Les structures hyperstatiques, dont le comportement favorise la résistance aux séismes, doivent reposer sur un soubassement ou sur des fondations très rigides, limitant les tassements différentiels à des valeurs acceptables. Dans le cas opposé, le recours à une structure isostatique, non redondante, peut être préférable. Ainsi par exemple, les arcs à trois articulations, isostatiques, conviennent pour les très grandes portées, des tassements différentiels étant dans ce cas inévitables (fig. 2.80).

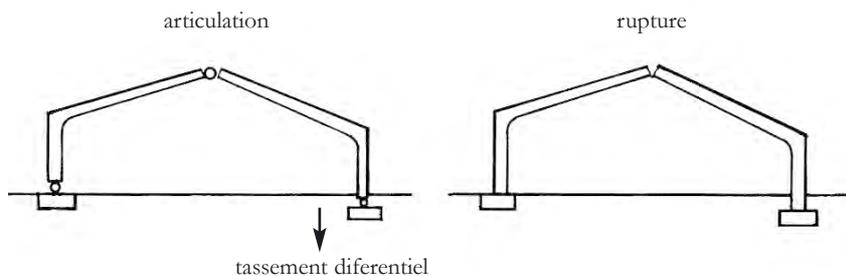
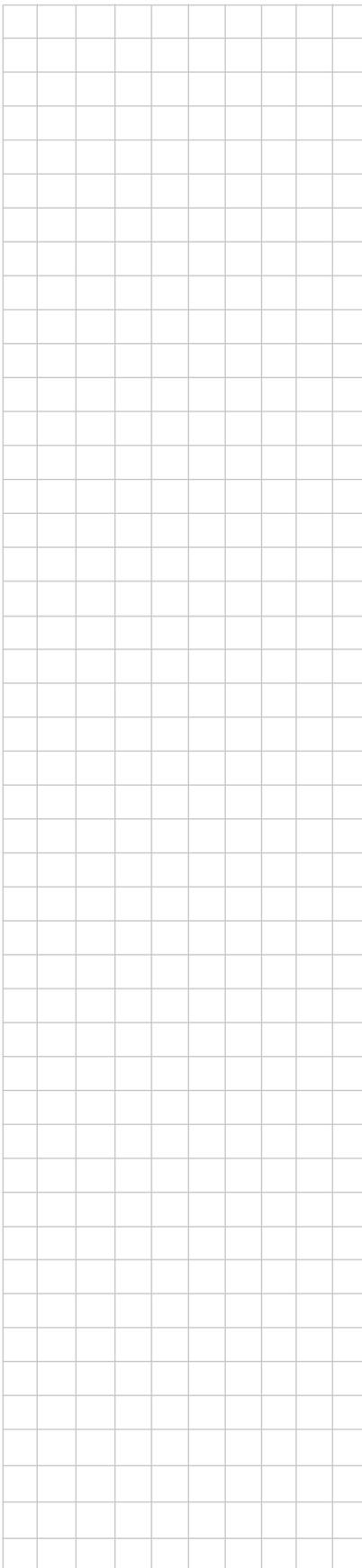


Fig. 2.80. - Arcs de grande portée. A la différence des arcs à trois articulations, isostatiques, les arcs encastrés, hyperstatiques, ne tolèrent pas les tassements différentiels significatifs.

La grande variété des critères de sélection ne permet pas de classer les structures d'une manière univoque quant à leur efficacité vis-à-vis des séismes. Le tableau des pages suivantes offre des indications qualitatives pouvant faciliter leur choix.



2.3.3. CONCEPTION DES SYSTEMES PORTEURS

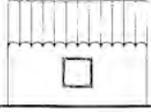
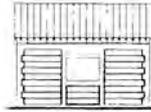
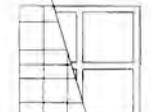
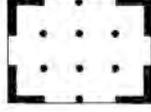
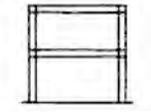
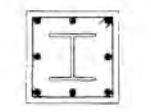
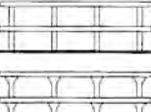
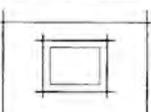
Le choix judicieux d'un type de structure ne garantit pas en soi un bon comportement de la construction lors d'un séisme. Pour cela, sa conception doit être également judicieuse.

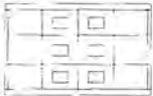
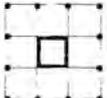
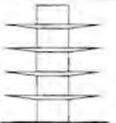
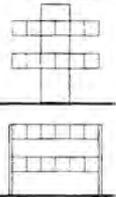
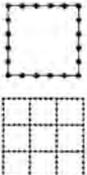
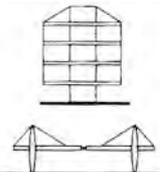
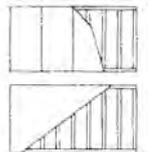
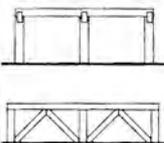
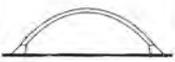
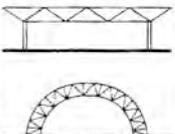
Les options favorables à la résistance aux séismes relatives à la structure sont basées sur le même raisonnement que celles formulées en ce qui concerne le parti architectural.

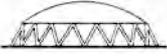
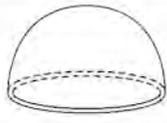
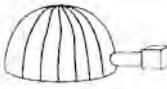
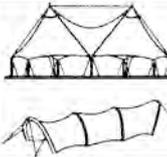
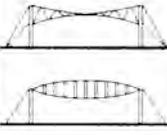
- **Régularité**

La régularité permet de répartir correctement les charges sismiques sur les éléments porteurs, ainsi que de limiter les concentrations de contraintes. On obtient ainsi une descente de charges simple et maîtrisable. Par ailleurs, la "demande de ductilité", c'est-à-dire la ductilité nécessaire pour éviter la rupture, n'est pas excessive et peut être facilement obtenue. Par contre, cette demande peut être très importante et même impossible à satisfaire dans le cas des structures complexes.

CHOIX DU SYSTEME PORTEUR EN ZONE SISMIQUE, d'après (5)

SYSTEME PORTEUR		COMMENTAIRE
murs porteurs en maçonnerie non chaînée et non armée		<ul style="list-style-type: none"> à proscrire.
murs porteurs en maçonnerie armée ou convenablement chaînée (y compris l'encadrement des ouvertures)		<ul style="list-style-type: none"> la maçonnerie en terre crue est à éviter dans la mesure du possible ; se limiter à un seul niveau. les maçonneries en briques ou blocs de béton sont acceptables pour toutes les zones ; éviter de dépasser 2 niveaux dans les zones de forte sismicité et 3 niveaux dans les autres zones.
portiques en béton armé avec murs de remplissage en maçonnerie		<ul style="list-style-type: none"> présente un comportement médiocre sous action sismique violente. convient pour les zones de sismicité faible ou moyenne.
portiques autostables en béton armé sans remplissages rigides		<ul style="list-style-type: none"> convient sur sol ferme en toute zone ; toutefois, la mise en place correcte des armatures requises pour la ductilité du béton est très difficile à obtenir sur le chantier. limiter la hauteur à 10 niveaux environ pour les portiques coulés en place et à 7 niveaux environ pour les portiques préfabriqués.
ossature en béton armé contreventée par des voiles		<ul style="list-style-type: none"> convient en toute zone. peut être utilisé pour les immeubles de grande hauteur
ossature métallique		<ul style="list-style-type: none"> convient très bien en toute zone. peut être utilisé pour les immeubles de grande hauteur.
ossature en acier enrobée de béton armé		<ul style="list-style-type: none"> convient très bien en toute zone. peut être utilisé pour les immeubles de grande hauteur.
systèmes poteaux-dalle		<ul style="list-style-type: none"> à éviter.
voiles en béton non armé, convenablement chaînés (y compris l'encadrement des ouvertures)		<ul style="list-style-type: none"> même commentaire que pour le système en murs de maçonnerie chaînée ; le comportement des voiles en béton est cependant meilleur.
voiles en béton armé coulé en place		<ul style="list-style-type: none"> convient en toute zone. efficace sur sols meubles.

SYSTÈME PORTEUR		COMMENTAIRE
grands panneaux préfabriqués en béton armé		<ul style="list-style-type: none"> • même commentaire que ci-dessus.
système à noyau central et ossature en béton armé ou acier		<ul style="list-style-type: none"> • convient en toute zone. • peut être utilisé pour les bâtiments de grande hauteur.
systèmes noyau-dalles		<ul style="list-style-type: none"> • à proscrire.
systèmes à poutres Vierendeel		<ul style="list-style-type: none"> • à éviter.
système tubulaire		<ul style="list-style-type: none"> • convient en toute zone, plus particulièrement pour les immeubles de grande hauteur.
systèmes à planchers ou charpente suspendus		<ul style="list-style-type: none"> • à éviter.
demi-portiques haubanés		<ul style="list-style-type: none"> • à proscrire.
murs à ossature bois		<ul style="list-style-type: none"> • convient en toute zone. • éviter de dépasser 2 niveaux.
ossature en bois (poteaux et poutres)		<ul style="list-style-type: none"> • convient en toute zone. • éviter de dépasser 2 niveaux.
arcs de grande portée		<ul style="list-style-type: none"> • acceptables ; ils sont moins favorables que les portiques à cause des poussées latérales importantes et de l'absence de zones dissipatives d'énergie.
treillis tridimensionnels plans ou courbes		<ul style="list-style-type: none"> • convient en toute zone. • dissipe peu d'énergie.

SYSTÈME PORTEUR		COMMENTAIRE
coques		<ul style="list-style-type: none"> • convient en toute zone. • dissipe peu d'énergie.
voûtes en maçonnerie à simple courbure		<ul style="list-style-type: none"> • à éviter.
coupoles et voûtes à double courbure en maçonnerie		<ul style="list-style-type: none"> • acceptable en zone sismique. • comportement en général satisfaisant grâce à leur rigidité spatiale et l'absence de bords libres.
membranes gonflées		<ul style="list-style-type: none"> • convient parfaitement ; aucun dommage n'est à craindre pour la membrane.
membranes portées		<ul style="list-style-type: none"> • convient en toute zone
toitures en câbles		<ul style="list-style-type: none"> • convient en toute zone.

Il est donc souhaitable d'adopter :

Travées régulières

Une alternance de travées larges et de travées étroites crée des zones plus rigides que d'autres. Ces zones sont sollicitées d'une manière préférentielle alors même que leur déformabilité, et donc aussi leur capacité à absorber l'énergie, est réduite. Il est souhaitable de rechercher la régularité dans toutes les directions principales afin d'obtenir une distribution uniforme de la rigidité horizontale.

Superposition des éléments porteurs verticaux

Les reports de charge horizontaux entraînent des sollicitations de cisaillement importantes dans les poutres. La ductilité de ces zones est donc faible et une rupture fragile possible. Les configurations de la fig. 2.81 sont à éviter.

Même longueur libre pour tous les poteaux

Lorsque les poteaux d'un même niveau n'ont pas la même hauteur, un " effet de poteau court ", commenté au § 2.2.4. peut se produire. Les dommages de ce type sont fréquents.

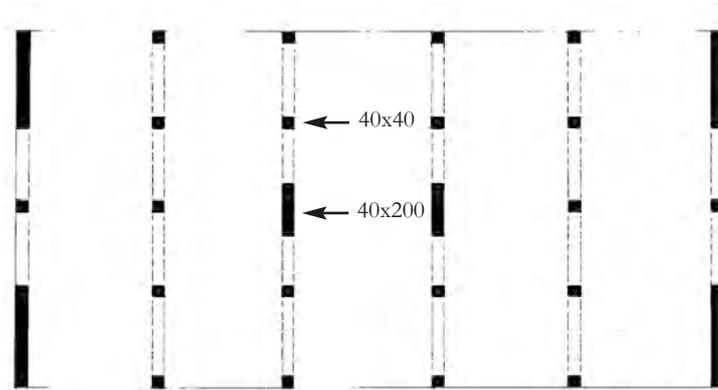
Fig. 2.81. - Poteaux non superposés (à éviter). Les tronçons courts de la poutre ainsi que la poutre courte pourraient subir une rupture fragile.



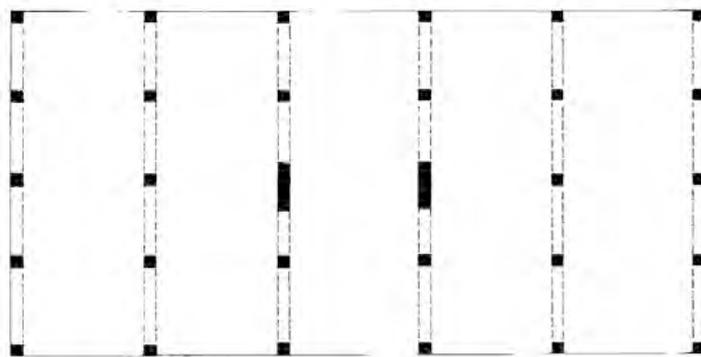
Poteaux de sections comparables

Les charges sismiques sont distribuées sur les éléments porteurs verticaux en proportion de leur rigidité (cas des planchers-diaphragmes rigides). Or leur rigidité à la flexion croît proportionnellement au cube de la dimension de la section dans la direction concernée, alors que leur résistance (à la flexion) augmente seulement avec le carré de cette dimension. Les poteaux larges de la fig. 2.82a subissent donc, lors des séismes, une charge sismique 125 fois plus grande que les autres poteaux, alors que leur résistance n'est que 25 fois supérieure. S'ils participent au contreventement de manière significative. Leur destruction lors d'un séisme de forte magnitude est probable.

Les éléments porteurs verticaux isolés de grande rigidité constituent donc des " points durs " préjudiciables au bon comportement de la structure. Si de tels éléments sont nécessaires, on peut remédier à l'inconvénient évoqué par des voiles de béton assurant le contreventement, placés symétriquement par rapport au centre de gravité du niveau (fig. 2.82b).



a) Structure avec poteaux constituant des " points durs ". Les poteaux larges sont 125 fois plus sollicités que les autres poteaux, alors que leur résistance n'est que 25 fois supérieure. Ils pourraient subir des dommages sismiques importants



b) Solution au problème ci-dessus. Les voiles de béton symétriquement placés assurent le contreventement. La part des charges distribuée sur les poteaux est faible

Fig. 2.82. - Poteaux constituant des " points durs ".

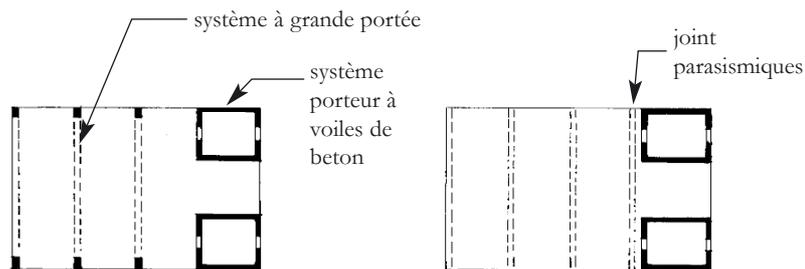
Niveaux ayant une rigidité comparable

La présence d'un niveau nettement moins rigide que les autres est une cause fréquente d'effondrement (cf. " Niveaux souples ", § 2.2.1.). D'une manière générale, il est préférable que les différents niveaux d'un bâtiment possèdent une rigidité constante ou variant faiblement. Une diminution progressive de rigidité vers le haut est acceptable (différence de 20 % au plus entre deux niveaux). Elle a pour conséquence une réduction des amplitudes d'oscillation des étages supérieurs.

Homogénéité

L'homogénéité est souhaitable aussi bien à l'échelle de la structure qu'à celle des éléments structuraux.

Chaque système porteur a son comportement dynamique propre en fonction de sa masse, sa rigidité, son amortissement et sa géométrie. Si deux systèmes ayant un comportement différent sont liés, des dommages sismiques importants sont à craindre. Il est donc nécessaire de les séparer par un joint vide de tout matériau afin de supprimer toute interaction structurale (fig. 2.83). Toutefois, les systèmes mixtes en portiques et voiles en béton arme montrent en général un excellent comportement sous séisme



a) Solution à éviter : deux structures différentes mécaniquement solidaires. Des dommages sismiques importants sont à craindre en raison d'oscillations différentielles et d'une torsion d'ensemble

b) Solution correcte : joint parasismique (vide de tout matériau). Il n'y a pas d'interaction entre les oscillations des deux structures

Fig. 2.83. - Structure non homogène.

A l'échelle des éléments de structure, l'homogénéité devrait être la règle car ils ne peuvent pas être fractionnés par un joint parasismique. Lors de séismes de forte magnitude, l'hétérogénéité d'éléments structuraux est presque toujours une cause de dommages. Ces dommages peuvent être graves s'il s'agit de poteaux. La fig. 2.84 en montre un exemple édifiant. Il s'agit d'un bâtiment qui a " perdu " un niveau suite à la rupture des poteaux réalisés en acier enrobé de béton armé aux étages inférieurs et en béton armé seulement aux niveaux supérieurs. La rupture s'est produite au droit du changement du type de poteau en raison d'une grande différence de rigidités transversales. Plusieurs bâtiments de ce type se sont effondrés lors du même séisme.

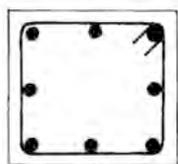
Fig. 2.84. - Rupture de poteaux hétérogènes.



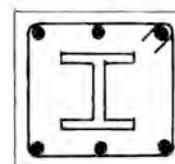
b) Bâtiment de la mairie de Kobé après le séisme du 17.1.1995. La rupture des poteaux s'est produite au droit du changement de leur constitution



Fig. 2.85. - Basculement de l'autoroute urbaine de Kobé lors du séisme du 17.1.1995. Une seule rupture par poteau suffit pour entraîner l'instabilité de l'ouvrage. Le basculement aurait pu être prévenu en faisant porter le tablier par des voiles transversaux ou par des portiques.



étages inférieurs



étages supérieurs

a) Types de poteaux utilisés pour la structure du bâtiment ci-dessous

Monolithisme

Le monolithisme d'une structure croît avec la rigidité de ses liaisons. Cette rigidité améliore le comportement de la structure lors d'un séisme, car elle assure une bonne continuité mécanique, augmente l'hyperstaticité du système et donne lieu à une plus grande dissipation d'énergie.

Redondance (hyperstaticité)

L'hyperstaticité d'un système augmente avec le nombre de liaisons rigides et d'éléments redondants.

Les structures hyperstatiques admettent la formation de rotules plastiques, ainsi que la rupture d'éléments porteurs ou de liaisons sans perte de stabilité. Elles possèdent donc une réserve de résistance d'autant plus grande que l'ordre d'hyperstaticité est élevé. Par exemple, une structure hyperstatique d'ordre 12 admet 12 rotules plastiques sans devenir instable (elle devient isostatique).

Rappelons cependant que les structures hyperstatiques ne conviennent pas dans les situations où des tassements différentiels notables ne peuvent pas être prévenus (principalement dans le cas des structures ayant une portée de plusieurs dizaines de mètres et dans celui des constructions fondées sur un sol hétérogène).

Les structures isostatiques, non redondantes, deviennent instables dès la première rotule plastique ou la rupture d'un élément porteur. L'effondrement de l'autoroute urbaine de Kobé illustre très bien ce propos (fig. 2.85). Les dommages en pied de piles encastrées ont entraîné leur basculement.

Afin d'éviter ce type de dommages, il aurait fallu faire porter le tablier par des voiles transversaux ou par des portiques. L'erreur de conception est ici manifeste.

2.4. STABILITE HORIZONTALE

2.4.1. STABILITE DES CONSTRUCTIONS VIS-A-VIS DES CHARGES LATERALES

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séismes,...), on distingue deux types de structures :

- **structures autostables** ou **autocontreventées** qui, de par leur conception vis-à-vis des charges gravitaires, sont stables également sous l'action des charges horizontales. C'est par exemple le cas des constructions comportant des portiques dans les deux directions principales, ainsi que celui des structures dites "spatiales" ou "tridimensionnelles" (coques, treillis 3D, structures gonflées, etc.) ;
- **structures contreventées** qui comportent un ensemble d'éléments de construction appelé contreventement, dans le but d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

Lorsque le contreventement d'une construction non autostable est absent ou insuffisant, leur stabilité horizontale est compromise. L'insuffisance de contreventement a été souvent révélée par les séismes (fig. 2.86).

2.4.2. ROLE ET CONSTITUTION DU CONTREVENTEMENT

Rappelons que le contreventement a principalement pour objet :

- d'assurer la stabilité des constructions non autostables vis-à-vis des charges horizontales (celle des structures autostables étant assurée intrinsèquement), donc de transmettre ces charges jusqu'au sol ;
- de raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

Dans le cas d'une construction parasismique, le contreventement comporte obligatoirement deux familles d'éléments :

- diaphragmes (contreventement horizontal) ;
- éléments verticaux de contreventement.

2.4.3. DIAPHRAGMES

Notion de diaphragme

Le diaphragme est un ouvrage plan rigide, horizontal ou incliné, assurant trois fonctions principales.

- **Transmettre les charges sismiques horizontales sur les éléments verticaux de contreventement** (murs, travées triangulées ou portiques), fig. 2.87.

Fig. 2.86. - Dommages sismiques dus à l'absence ou à l'insuffisance du contreventement.



a) Bâtiment dont le rez-de-chaussée s'est effondré en raison de l'absence de contreventement. La stabilité de l'étage, contreventé par des tirants croisés, a été assurée (séisme de Kobé, Japon, 17.1.1995)



b) Rupture des poteaux sous l'effet de la charge horizontale. Aucun contreventement longitudinal n'apparaît sur la figure. Transversalement, la résistance des portiques a été insuffisante pour assurer la stabilité (séisme de San Fernando, Californie, 9.2.1971)

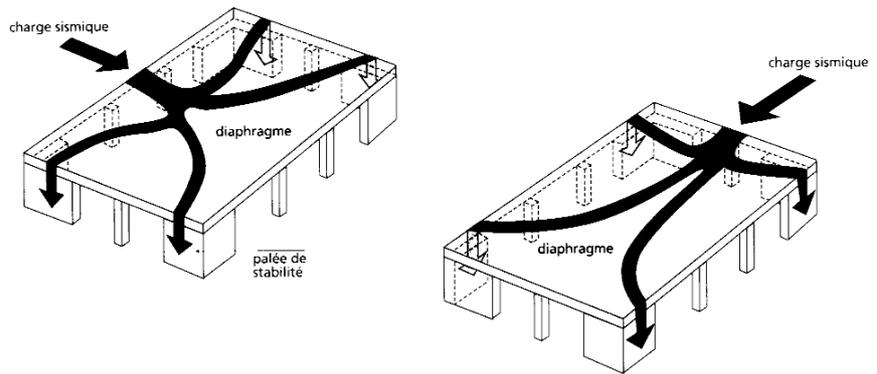
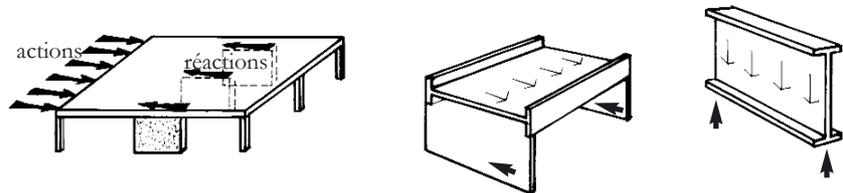


Fig. 2.87. - Transmission des charges sismiques horizontales par les diaphragmes sur les murs de contreventement (présentation schématique).



La transmission des charges s'effectue par effet de poutre, car le diaphragme se comporte comme une poutre située dans le plan des charges horizontales (fig. 2.88).

a) Effet de poutre

b) Analogie avec une poutre

Fig. 2.88. - Fonctionnement d'un diaphragme : les charges horizontales sont transmises sur les palées de stabilité qui, en résistant, produisent des réactions d'appui.

- Afin de donner lieu à une distribution des charges favorable, **il est souhaitable que les diaphragmes soient plus rigides dans leur plan que le contreventement vertical**. Néanmoins, les diaphragmes "flexibles", c'est-à-dire moins rigides que les éléments verticaux, ne sont pas interdits.

- **Raidir les bâtiments** à la manière d'un couvercle de boîte (fig. 2.89). Le raidissage vise à prévenir le déversement des éléments porteurs verticaux.

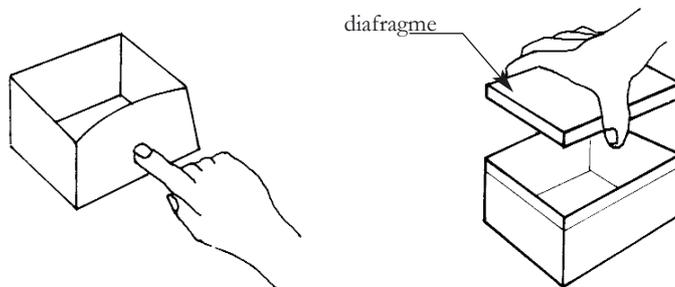


Fig. 2.89. - Effet raidisseur des diaphragmes.

- **Coupler les éléments verticaux.** Tous les éléments solidaires du diaphragme "travaillent" en phase et participent à la résistance en proportion de leur rigidité (si le diaphragme est plus rigide que les palées de stabilité).

Nature et localisation des diaphragmes

Les diaphragmes sont nécessaires à tous les niveaux (fig. 2.90). Ils peuvent donc être constitués par des :

- planchers et toitures-terrasses (planchers en béton, bois, acier,...)
- toitures inclinées (en béton, charpente métallique ou bois,...).

Des dispositions constructives doivent être prises pour qu'ils forment des plans rigides.

Par ailleurs, les fondations devant être continues (semelles filantes ou radier) ou couplées (semelles isolées solidarisées par des longrines), on peut considérer qu'il y a effet de diaphragme également à ce niveau.

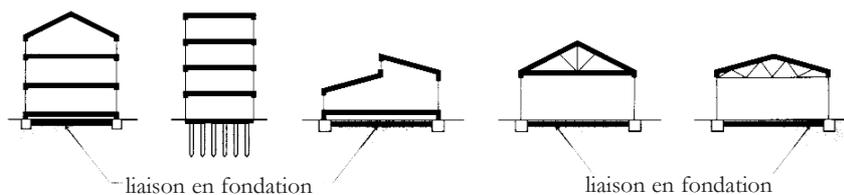
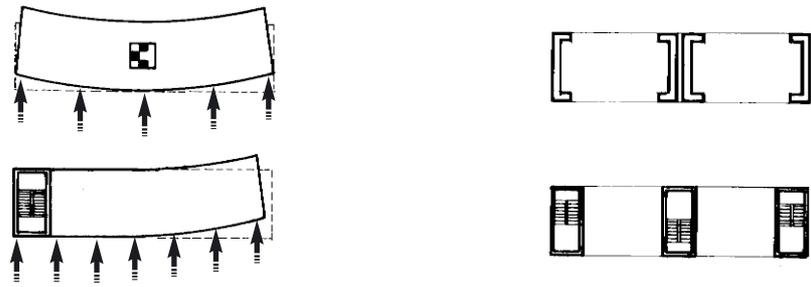


Fig. 2.90. - Localisation des diaphragmes : tous les niveaux doivent comporter un diaphragme, y compris les charpentes.

Incidence du choix du parti architectural et du parti constructif

Rappelons que les diaphragmes devraient être de préférence rigides, c'est-à-dire plus rigides dans leur plan que les palées de stabilité. Cette rigidité relative dépend :

- de leur forme : les diaphragmes longs et étroits sont flexibles (fig. 2.91). Par ailleurs, les diaphragmes présentant des angles rentrants peuvent subir des concentrations de contraintes entraînant des dommages (fig. 2.92) ;



a) Diaphragmes flexibles

b) Diaphragmes rigides

Fig. 2.91. - Influence de la forme des diaphragmes sur leur rigidité.

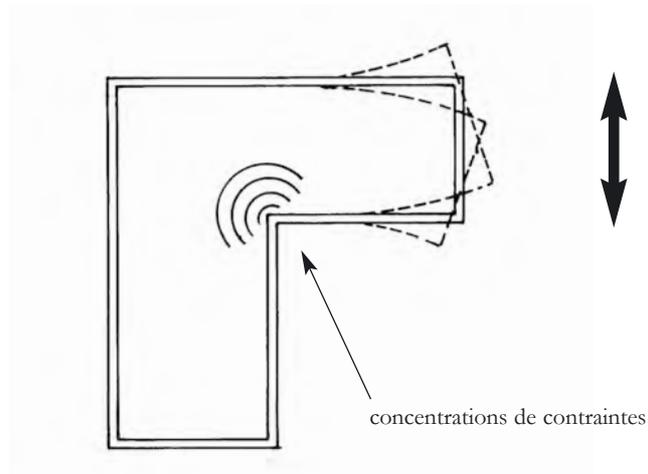
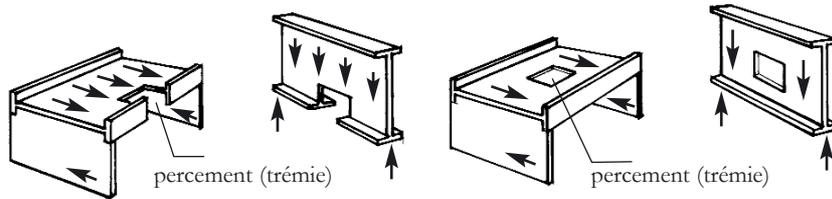


Fig. 2.92. - Concentration de contraintes dans les angles rentrants.

- des rigidités respectives des diaphragmes et des palées. Si la rigidité des palées est importante (murs en maçonnerie, voiles en béton,...), les portées modérées des planchers sont préférables afin de limiter leur flexibilité
- de leur matériau : les planchers en contreplaqué sur solives en bois se comportent comme rigides dans une structure en bois, mais ils sont flexibles lorsqu'ils sont utilisés dans une structure en maçonnerie, qui possède une rigidité supérieure
- de l'efficacité de la solidarisation de leurs éléments constituants (cf. dispositions constructives)
- de l'importance des trémies éventuelles, dont les dimensions devraient être minimisées. Le CPT Plancher précise que la fonction diaphragme est considérée assurée s'il existe une seule trémie dont aucune dimension n'excède pas la moitié du plus petit côté du plancher. L'analogie avec une poutre montre qu'il vaut mieux placer une trémie au milieu d'un diaphragme qu'en sa périphérie (fig. 2.93).



a) A éviter, car la périphérie d'un diaphragme est très sollicitée et ne devrait pas être affaiblie

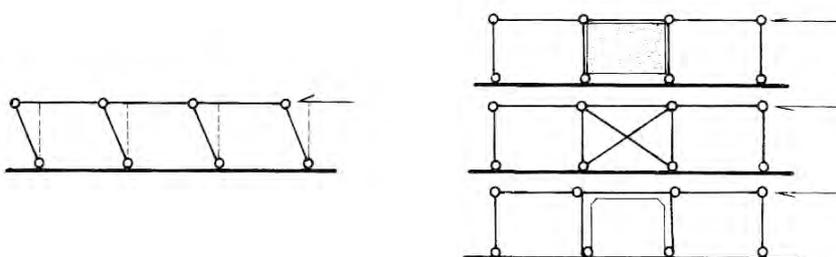
b) Meilleure solution. La trémie est située dans la zone de l'axe neutre

Fig. 2.93. - Localisation des trémies.

2.4.4. ELEMENTS VERTICAUX DE CONTREVENTEMENT

Rôle du contreventement vertical

Certaines structures, comme les ossatures en poteaux et poutres, n'ont fréquemment pas la rigidité nécessaire pour résister aux charges horizontales. L'adjonction d'éléments verticaux rigides dans leur plan permet alors d'assurer leur stabilité (fig. 2.94). En cas de séisme, leur absence de palées de stabilité peut conduire à l'effondrement de la structure (fig. 2.86a).



a) File de poteaux et poutres instable sous charges horizontales

b) Des éléments verticaux de contreventement (mur, tirants croisés ou portique) assurent la stabilité de la file dans son plan en formant une butée

Fig. 2.94. - Stabilisation d'une file de poteaux.

Nature des éléments verticaux de contreventement

Ces éléments peuvent être classés en trois catégories : panneaux rigides, portiques et palées triangulées.

- **Panneaux rigides** (fig. 2.95)

Il s'agit de murs en maçonnerie, voiles en béton ou béton armé, voiles " travaillants " en bois, etc. Les éléments ainsi obtenus sont plus rigides que

les autres types. Leur efficacité ne doit pas être réduite par des percements. Les murs courbes peuvent également être employés. Dans ce cas, ils doivent être en béton armé (pour former une coque) et non pas en maçonnerie, car celle-ci éclate facilement quand elle n'est pas sollicitée dans son plan. Par ailleurs, il est souhaitable que les voiles courbes constituent des noyaux fermés.

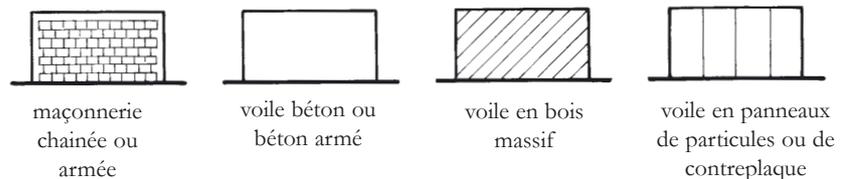


Fig. 2.95. - Panneaux rigides assurant le contreventement vertical.

- Palées de stabilité triangulées (fig. 2.96)

Le contreventement triangulé, qui constitue également une solution " rigide " (convenant pour les bâtiments sur sol meuble) est fréquemment utilisé pour les structures en poteaux et poutres de hauteurs faible et moyenne, car il est plus économique que le contreventement par portiques.

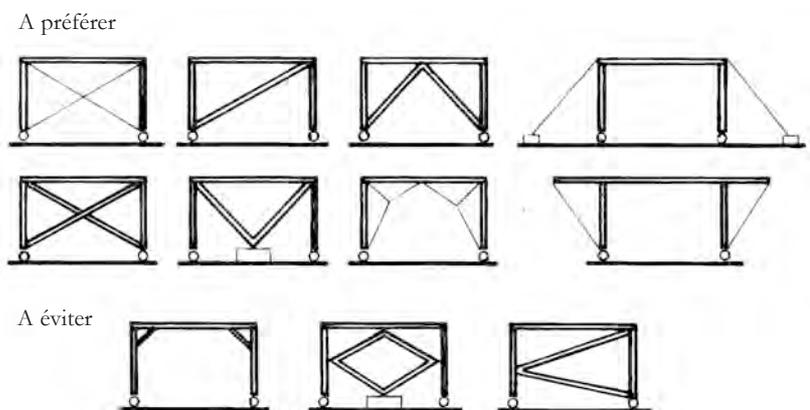
Les barres inclinées, formant des triangles avec l'ossature, peuvent être rigides (fig. 2.96b) ou constituées de tirants, croisés ou non (fig. 2.86a). Vis-à-vis des séismes, les barres rigides sont plus efficaces, quoique plus coûteuses. Elles résistent à la traction et à la compression.

Toutes les formes de triangulation sont acceptables sauf celles dans lesquelles des barres sont attachées entre les extrémités des poteaux et tendent donc à y provoquer une instabilité (fig. 2.96a). Par ailleurs, il convient d'éviter une longueur excessive des barres afin de réduire le danger de flambement sous compression.

Fig. 2.96. - Palées de stabilité triangulées.



b) Palées à diagonales rigides, résistant à la traction et à la compression



a) Types de palées de stabilité triangulées

- Arcs et portiques (fig. 2.97)

Les portiques, c'est-à-dire les cadres dont les liaisons poteaux/poutre sont rigides, sont plus déformables que les autres types de contreventement. Ils ne devraient donc être utilisés que sur des sols fermes. Leur avantage est de préserver les travées libres de tout élément plein ou incliné. Toutefois, il s'agit souvent d'une solution coûteuse.

Les arcs, utilisés le plus souvent dans la constructions de halles, ont un comportement similaire à celui des portiques. Ils constituent également des éléments de contreventement vertical. Cependant, ils sont moins dissipatifs et exercent des poussées horizontales importantes aux appuis (notamment les arcs à trois articulations) qui doivent obligatoirement être équilibrées au niveau des fondations.

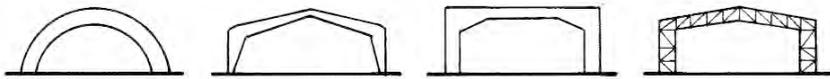


Fig. 2.97. - Arcs et portiques constituant des éléments de contreventement vertical.

Nombre d'éléments verticaux de contreventement

Lorsque les planchers et les toitures peuvent être considérés comme parfaitement rigides dans leur plan, théoriquement, il suffit de trois éléments verticaux par niveau, à condition qu'ils soient non concourants et non parallèles (fig. 2.98). Il est cependant nettement préférable d'utiliser un nombre d'éléments plus élevé afin de mieux répartir les charges horizontales. La redondance devient une nécessité dans le cas des bâtiments de grandes dimensions horizontales, dont les planchers, plus longs, ont une certaine flexibilité dans leur plan et doivent par conséquent être raidis.

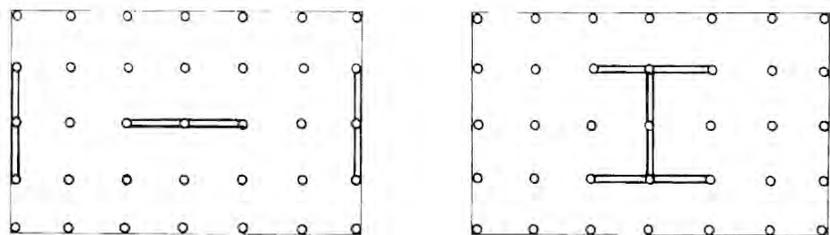
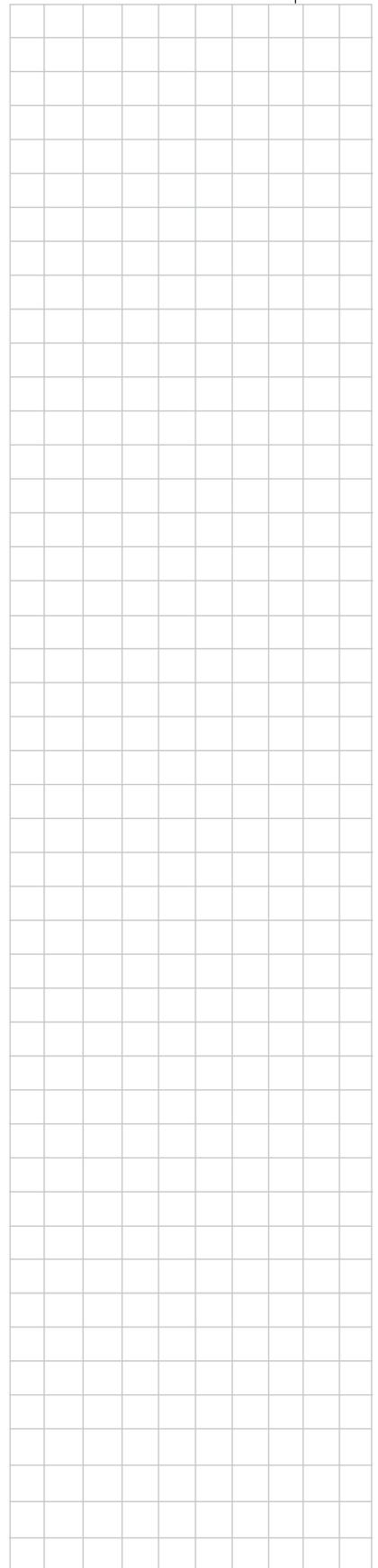


Fig. 2.98. - Nombre minimal d'éléments verticaux de contreventement : deux pour s'opposer aux translations du diaphragme respectivement dans les directions x, y, et un troisième produisant avec l'un des deux autres, un couple résistant à la torsion d'axe vertical.



Disposition des éléments verticaux de contreventement

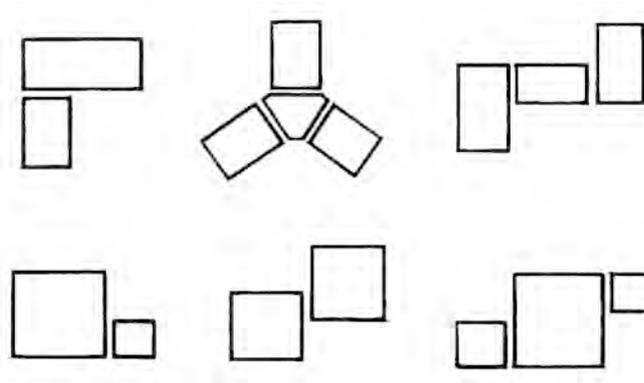
D'une manière générale, le contreventement devrait conférer à la construction sensiblement la même rigidité dans les directions transversale et longitudinale. Afin de constituer un système efficace, les éléments de contreventement devraient être :

- **les plus larges possibles**, courant éventuellement sur plusieurs travées (fig. 2.99). Les éléments étroits sont soumis à des efforts élevés, donnant lieu à des déformations importantes

Fig. 2.99. - Largeur des éléments de contreventement vertical.



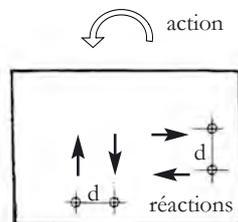
b) Palée de stabilité courant sur plusieurs travées, ce qui permet d'obtenir une largeur importante



a) Les éléments larges offrent une meilleure résistance aux forces horizontales grâce à un bras de levier plus grand (dans le plan vertical)

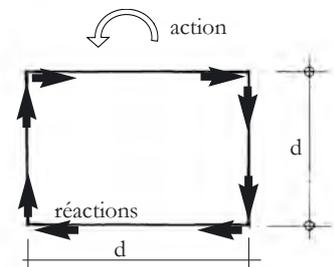
- **disposés en façade ou près des façades** pour conférer un grand bras de levier au couple résistant à la torsion (fig. 2.100). La solution la plus efficace consiste à utiliser la totalité des façades en tant qu'élément de contreventement (fig. 2.101). Si le contreventement ne peut occuper qu'une partie des façades, il est souhaitable de rigidifier les angles (cf. § 2.2.5.) . Lorsqu'une triangulation s'effectue sur toute la hauteur du bâtiment, elle doit être liée aux planchers de tous les niveaux

à éviter



petit bras de levier

à préférer



grand bras de levier

Fig. 2.100. - Distance entre les éléments de contreventement. Une grande distance entre éléments parallèles favorise la résistance de la structure à la torsion grâce à un bras de levier important dans le plan horizontal.

- **disposés symétriquement par rapport au centre de gravité du niveau.** Dans le cas d'une distribution asymétrique des éléments de contreventement, la construction est soumise pendant les séismes, à des efforts supplémentaires dus à la torsion d'axe vertical.

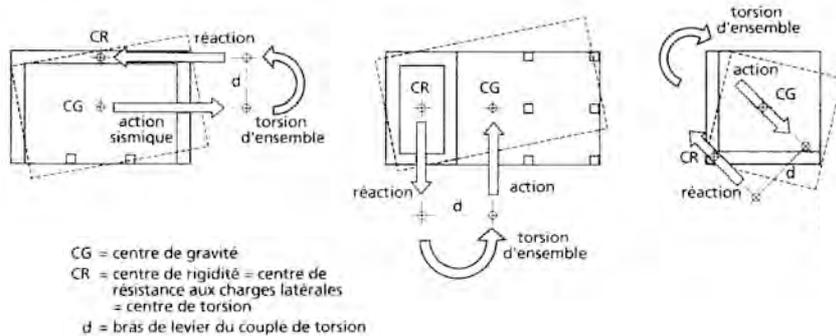


Fig. 2.102. - Une position décentrée des éléments de contreventement est à l'origine d'une sollicitation du bâtiment en torsion.

En effet, les charges sismiques sont communiquées principalement aux éléments de contreventement en raison de leur rigidité. La résultante des forces de résistance aux charges horizontales passe donc nécessairement par le centre de rigidité. Si celui-ci se trouve décalé par rapport au centre des masses (centre de gravité) où passe la résultante des charges sismiques, la construction est soumise à une torsion d'axe vertical d'autant plus importante que la distance entre le centre des masses et le centre de rigidité est grande. C'est autour de ce dernier que la rotation se produit ; il joue le rôle de centre de torsion (fig. 2.102).

La torsion affecte le plus les poteaux d'angle et les liaisons entre les diaphragmes horizontaux et le contreventement vertical. Les dommages aux éléments verticaux augmentent avec leur distance au centre de rigidité. Les poteaux situés aux extrémités du bâtiment opposées au centre de torsion peuvent subir des déplacements différentiels importants entre leur tête et leur pied, déplacement pouvant entraîner leur éclatement (fig. 2.103).

La répartition symétrique ou quasi symétrique des éléments de contreventement, permettant que les centres de rigidité de la gravité de la construction soient confondus ou rapprochés, et par conséquent une caractéristique essentielle d'une bonne construction parasismique (fig. 2.105). Les configurations de la fig. 2.104 sont à éviter impérativement ;

Fig. 2.101. - Façades formant éléments de contreventement.



- a) La totalité de la façade constitue un élément de contreventement, ce qui lui confère une grande résistance aux charges horizontales



- b) Triangulation sur toute la hauteur des façades. Normalement, les diagonales doivent être fixées aux planchers des niveaux. Ce n'est pas le cas ici, car le corps du bâtiment est suspendu aux poutres situées au sommet des poteaux inclinés



Fig. 2.103. - Dommages aux poteaux d'angle dus à la torsion induite par l'excentrement des murs de contreventement du rez-de-chaussée (séisme de Tokachi-Oki, Japon, 16.5.1968).



Fig. 2.104. - Disposition incorrecte des éléments rigides par rapport au centre de gravité des niveaux. Les murs formant les panneaux de contreventement du rez-de-chaussée étant décentrés, ces constructions peuvent être soumises par les séismes à une torsion importante.

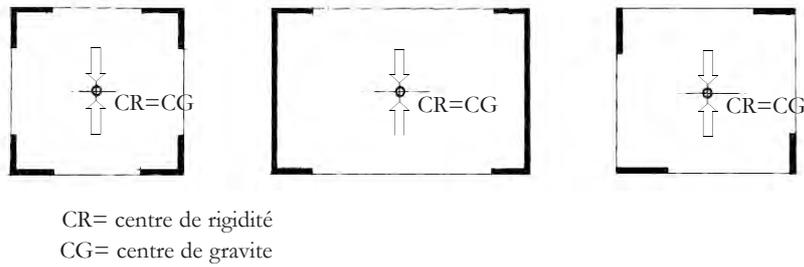


Fig. 2.105. - Localisation correcte des éléments de contreventement vertical.

- constitués éventuellement par un grand noyau central fermé et non pas en forme de U, X ou Z (fig. 2.106). En effet, la rigidité des noyaux ouverts est faible.

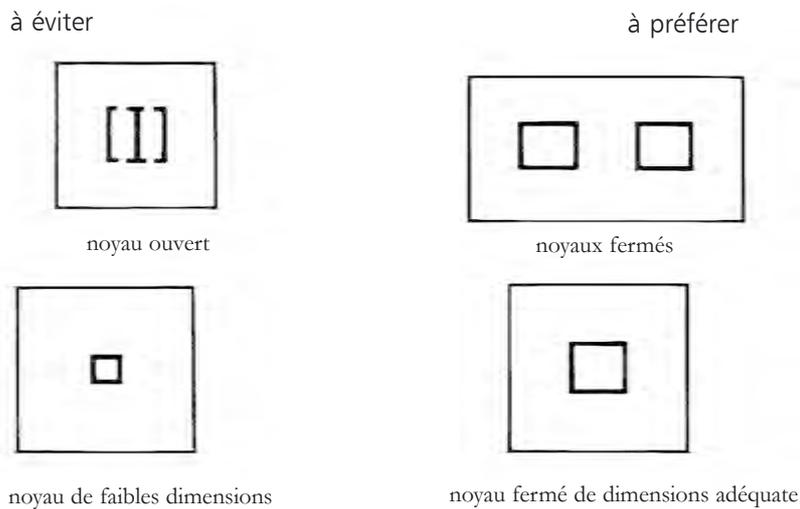


Fig. 2.106 - Eléments de contreventement formant un noyau central.

En élévation, éléments de contreventement des différents étages devraient être superposés afin de former des consoles verticales. D'autres solutions sont possibles. Elles ont été exposées au § 2.2.5. " Murs porteurs en façade ".

Dans tous les cas, le contreventement doit conférer aux différents niveaux une rigidité comparable. Par conséquent, sauf cas particuliers, ni leur nombre, ni leur nature ne devraient varier sensiblement d'un niveau à l'autre (fig. 2.107).

Toutefois, la rigidité peut également être croissante vers les niveaux inférieurs. Dans ce cas, il est souhaitable que la différence de rigidité horizontale entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20 %.

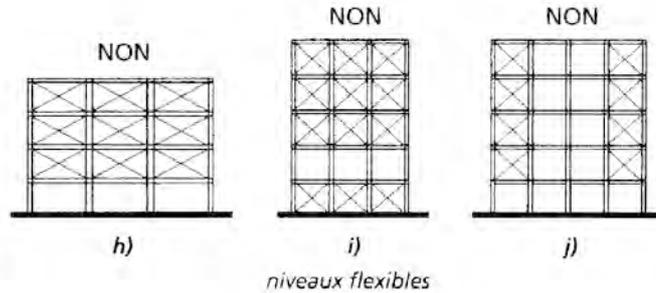


Fig. 2.107. - Dispositions pouvant être à l'origine de l'effondrement de bâtiments en raison de la présence de niveaux souples.

2.5. PONDERATION DES CONSEQUENCES D'UNE CONCEPTION DE BATIMENT INAPPROPRIEE

Il est rare de pouvoir tenir simultanément compte de toutes les recommandations de conception parasismique. Par conséquent, il est important de pouvoir apprécier la " gravité " des écarts envisagés. Dans ce but, des indications sur leurs conséquences sont données dans ce paragraphe. Il s'agit de dommages généralement observés lors des tremblements de terre ayant une magnitude supérieure ou égale à 6. L'occurrence de tels séismes en France est tout à fait plausible (les grands séismes historiques français avaient une magnitude de l'ordre de 6,5).

Le caractère de ces informations est purement indicatif car l'importance des dommages sismiques résulte de la conjonction de nombreux facteurs liés au séisme (magnitude, profondeur, durée, contenu fréquentiel), au site (topographie, nature, épaisseur et stabilité des sols), ainsi qu'à la construction (conception, exécution et état de conservation).

Importance des dommages en fonction des écarts par rapport à la " bonne " conception parasismique.

Ces dommages se produisent fréquemment dans les cas suivants :

• Effondrement

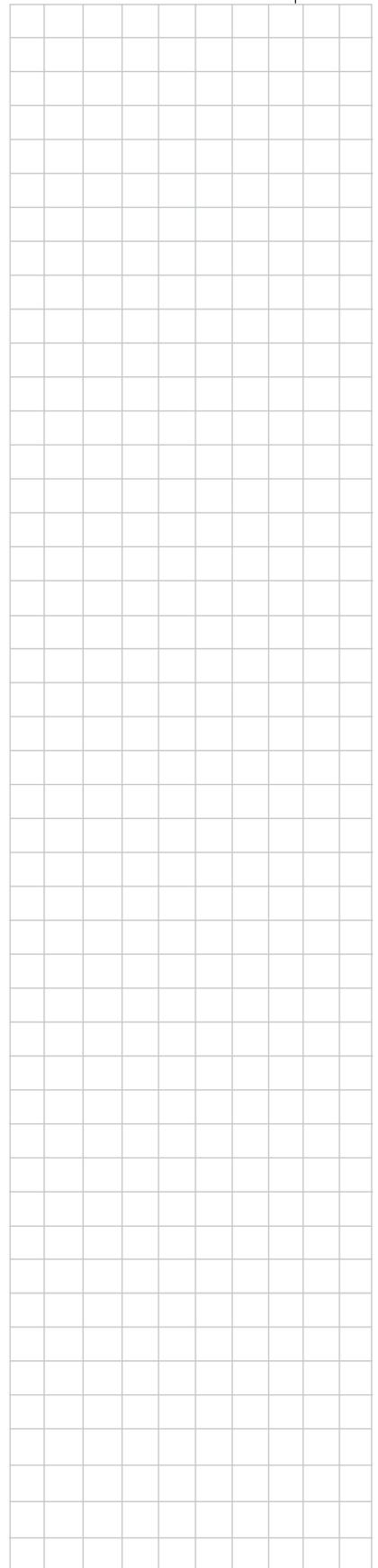
- résonance avec le sol,
- niveau " souple " (transparence) sans murs de contreventement,
- absence de contreventement ou de portiques dans une ou plusieurs directions,
- panneaux de contreventement très excentrés (torsion d'axe vertical),
- absence de continuité mécanique (ancrage) entre les planchers et les panneaux de contreventement,
- poteaux affaiblis ou de constitution hétérogène,
- structures dont la résistance dépend de celle d'un seul élément.

• **Effondrement partiel et désordres graves**

- entrechoquement entre blocs ou bâtiments contigus séparés par un joint de fractionnement insuffisant,
- bâtiments possédant des ailes mécaniquement solidaires,
- percements importants dans les panneaux de contreventement ou dans les nœuds de portiques,
- irrégularités de forme accusées,
- couplage de bâtiments par des passerelles ou escaliers extérieurs,
- contreventement de faible largeur totale, dans une ou plusieurs directions,
- systèmes " poutres fortes-poteaux faibles " (cas des ossatures en portiques),
- ossature en béton armé avec panneaux de remplissage en maçonnerie,
- descente de charges " en baïonnette ",
- effet de poteau court dans un élément participant au contreventement,
- planchers-diaphragmes percés par des trémies importantes,
- niveaux en retrait > 40 %,
- porte-à-faux de grande portée.

• **Désordres modérés**

- irrégularités non accusées en plan et en élévation,
- porte-à-faux de faible portée,
- faibles écarts par rapport à la régularité des travées.



GLOSSAIRE

Amortissement (d'une construction en oscillation) : phénomène de dissipation d'énergie sous forme de chaleur, ayant pour conséquence un décroissement de l'amplitude d'oscillation.

Amortissement critique : amortissement strictement suffisant à un oscillateur déporté de sa position d'équilibre pour qu'il revienne au repos sans effectuer d'oscillations.

Amortissement relatif : amortissement exprimé en pour cent de l'amortissement critique.

Amortisseur : dispositif que l'on ajoute à une structure pour accroître de façon notable sa capacité d'amortissement.

Coefficient de comportement : coefficient forfaitaire caractérisant la capacité d'une structure à dissiper l'énergie dans le domaine des déformations non élastiques, c'est-à-dire au prix de dommages.

Contreventement : ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité d'un bâtiment vis-à-vis des forces horizontales engendrées par le vent, les secousses sismiques ou autres causes. Il comprend des diaphragmes et des éléments verticaux (contreventement vertical).

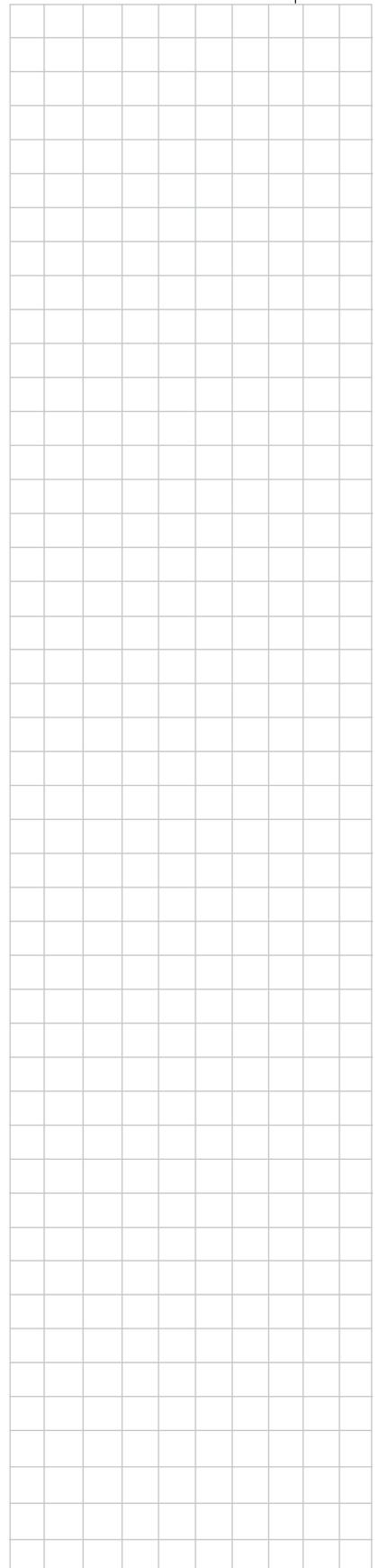
Déformation élastique : déformation qui disparaît après la suppression des charges qui l'ont provoquée (déformation réversible).

Déformation plastique ou postélastique : déformation irréversible des éléments réalisés en matériaux ductiles après que ceux-ci ont été chargés au-delà de leur limite d'élasticité. Elle peut donner lieu à une importante dissipation d'énergie.

Degré de liberté : possibilité de subir une translation ou une rotation. Tout élément constructif en possède 6 (3 translations et 3 rotations possibles par référence aux axes de coordonnées). Sous charge statique, les degrés de liberté d'un élément par hypothèse indéformable peuvent être supprimés en le fixant complètement à la structure ou à une fondation, rendant ainsi ses déplacements impossibles. Sous séisme, les structures sont considérées comme déformables et toutes les masses en oscillation qui les composent (murs, planchers, ... ou leurs parties) conservent, dans le cas général, leurs 6 degrés de liberté.

Diaphragme : ouvrage plan horizontal (plancher) ou incliné (versant de toiture) conçu pour résister aux forces qui agissent dans le même plan. Il doit transmettre les charges horizontales sur les éléments verticaux de contreventement.

Dissipatif : cf. **structure dissipative**.





Ductilité : capacité d'un matériau, et par extension celle d'un élément ou d'une structure, à subir avant rupture des déformations plastiques (irréversibles), sans perte significative de résistance. Une ductilité importante permet :

- de prévenir une rupture brutale (fragile) de la structure et sa dislocation,
- de plafonner les charges sismiques,
- d'améliorer la résistance des éléments constructifs aux charges par redistribution des contraintes sur les sections non endommagées.

Effets de site : amplification (cas général) ou atténuation du mouvement du sol en surface, causée par les caractéristiques locales du site : topographie, géologie, etc.

Effets directs d'un séisme : effets dus aux seuls mouvements vibratoires du sol. Les effets de site sont des effets directs.

Effets induits par un séisme : grands mouvements de sols ou de l'eau. Le séisme n'y joue qu'un rôle de déclic (glissement, éboulement, effondrement de terrains, etc.) ou il est déterminant dans leur genèse (liquéfaction des sols, seiches, tsunamis, etc.).

Exigence de comportement : comportement sous charges requis pour une construction, soit par application de la réglementation, soit par exigence spécifique du maître d'ouvrage. Elle peut aller du simple non-effondrement à la préservation de l'intégrité de la structure et de ses équipements. D'un point de vue mécanique, elle définit notamment le dépassement accepté ou non de la limite d'élasticité.

Intensité macrosismique (d'un séisme) : degré d'effets sur l'homme, les constructions et l'environnement, observés sur un site donné (l'intensité macrosismique est donc liée à un site). Etant donné que l'importance des effets sismiques décroît avec la distance de l'épicentre, l'intensité épiscopentrale est en général la plus élevée.

L'intensité est déterminée par référence à une échelle conventionnelle dite " échelle macrosismique d'intensité ". En Europe, on utilise actuellement l'échelle EMS 98 (European Macroseismic Scale), comportant 12 degrés, dérivée de l'échelle MSK 64. Cette échelle prend en compte les dommages occasionnés aux constructions parasismiques.

Magnitude d'un séisme : mesure de la puissance d'un séisme considéré à son foyer. Elle est généralement déterminée à partir de l'amplitude des secousses du sol et augmente avec l'étendue de la rupture de la faille qui a déclenché le séisme. Dans les médias, elle est en général appelée "**degré sur l'échelle de Richter**".

Mode d'oscillation : le mouvement d'oscillation d'une structure qui comporte plusieurs masses (planchers p.ex.) étant complexe, on le décompose en plusieurs modes d'oscillation : mode fondamental et modes supérieurs. Dans le mode fondamental, les diverses masses oscillent en phase. Dans les modes supérieurs, elles sont plus ou moins déphasées. Le degré de participation de chaque mode au mouvement global peut être calculé.

Ondes sismiques : propagation à travers les milieux solides et liquides d'énergie libérée par une source sismique. Elles sont responsables du mouvement vibratoire du sol perçu en surface.

Ossature : structure dont les éléments verticaux sont constitués de poteaux par opposition aux murs ou voiles.

Ouvrages à risque normal ou **ORN** : bâtiments, équipements et installations pour lesquels les conséquences d'un séisme demeurent circonscrites à leurs occupants et à leur voisinage immédiat.

Ouvrages à risque spécial ou **ORS** : bâtiments, équipements et installations pour lesquels les effets sur les personnes, les biens et l'environnement de dommages même mineurs résultant d'un séisme, peuvent ne pas être circonscrits au voisinage immédiat desdits bâtiments, équipements et installations.

Palée de stabilité : élément vertical de contreventement constitué par une travée triangulée (tirants croisés, contreventement en V, en K, etc.).

Période d'oscillation : temps d'un cycle d'oscillation mesuré en secondes. Il correspond à la valeur inverse de la fréquence d'oscillation.

Période propre d'oscillation d'un bâtiment : période à laquelle un bâtiment oscille librement dès l'arrêt des oscillations forcées et jusqu'à l'amortissement complet du mouvement. Elle est estimée pour chaque type de structure en fonction de ses caractéristiques mécaniques et géométriques. Les structures dites " rigides " ont des périodes propres très courtes (de l'ordre de 0,1 à 0,3 seconde). Les structures dites " flexibles " ont des périodes plus longues (pouvant aller jusqu'à plusieurs secondes). La période propre d'un bâtiment est une notion importante en conception parasismique, car si elle est proche ou identique à celle du sol d'assise, le bâtiment entre en résonance avec ce dernier, ce qui peut lui être fatal. On devrait donc concevoir les constructions de manière que leur période propre soit très différente de celle du sol (voir § 2.3.2.).

Portique ou **cadre rigide** : structure composée de poteaux et de poutres rigidement liés ensemble. L'angle qu'ils forment est donc conservé même lorsqu'ils sont déformés sous l'action de charges. Par opposition, les poteaux et les poutres articulés, à angles variables, forment des cadres non rigides. Les portiques peuvent être simples (à une travée), multiples (à plusieurs travées), à étages ou multiples à étage.

Réponse d'une structure au séisme : réaction d'une construction aux secousses sismiques du sol. Elle est caractérisée par les accélérations, les vitesses et les déplacements de ses éléments, notamment des planchers.

Rotule plastique : zone d'un élément de structure (poteau, poutre, voile,...) qui a subi des déformations plastiques. Une fois franchie la limite de comportement élastique, une telle zone autorise une rotation importante sur son axe des parties de l'élément situées de part et d'autre, sans perte significative de résistance.

Rupture ductile : rupture précédée de déformations plastiques notables.





Rupture fragile : rupture soudaine et quasi instantanée.

Spectre de réponse : courbe permettant de calculer l'action sismique sur une structure. Les règles parasismiques utilisent des spectres de réponse.

Stabilité de forme : capacité d'une structure ou de l'un de ses éléments à conserver sa forme sous l'action des charges, aux déformations élastiques près. L'instabilité de forme, due à un manque de rigidité, se produit dans le cas d'éléments élancés ou à parois minces. Elle conduit à leur mise hors service par flambage, cloquage, déversement, etc., avant que la résistance de leur matériau soit épuisée par ailleurs.

Structure dissipative : structure capable de dissiper l'énergie grâce à des déformations inélastiques lors des sollicitations répétées.

Structure hyperstatique : structure possédant des appuis et/ou des liaisons en nombre supérieur à ce qui est nécessaire à sa stabilité.

Structure isostatique : structure ne comportant que les appuis et les liaisons strictement nécessaires à sa stabilité.

Tsunami : grande onde engendrée par un séisme sous-marin, pouvant traverser un océan en quelques heures (raz-de-marée d'origine sismique). Un tsunami d'importance locale peut être engendré également par un glissement de terrain dans la mer ou dans un lac.

BIBLIOGRAPHIE

Publications portant sur la conception parasismique des bâtiments au stade de l'avant-projet.

1. Arnold C., Reitherman R. : Building configuration and seismic design, Wiley, New York, 1982.
2. Guide de la conception parasismique des bâtiments. Eyrolles, Paris, 2004.
3. Guide de construction parasismique des habitations individuelles. Ministère de l'urbanisme et du logement et SEDIMA, Paris, 1982.
4. Règles de construction parasismique des maisons individuelles et des bâtiments assimilés, règles PS-MI 89 révisées 1992 (norme P 06-014). AFNOR, Paris, 1995.
5. Zacek M. : Construire parasismique. Editions Parenthèses, Marseille, 1996.
6. Zacek M. : La résistance des ouvrages aux séismes. Incidence des paramètres géométriques. In " Cahiers de la recherche architecturale " n 40, Editions Parenthèses, 1997, pp. 85-90.
7. Zacek M. : L'architecture parasismique au Japon. In " Annales de l'ITBTP " n 491, février 1991, pp. 100-115.

CREDITS

AFPS - fig. 1.2. - 2.40a. - 2.84b.
ARNOLD C., REITHERMAN R. - fig. 2.88b. - 2.93.
BALANDIER P. - fig. 2.28b. - 2.29c. - 2.58. - 2.104/2.
BENEVOLO L. - fig. 2.3/1. - 2.17b.
CHINA ACADEMIC PUBLISHERS - fig. 2.31b.
DOMINIQUE P. - fig. 2.18. - 2.49b.
EERC, University of California, Berkley, Steinbrugge collection : fig. 2.31a. - 2.32b.
EERI - fig. 2.52. - 2.63. - 2.69. - 2.74c.
GREEN N.B. - fig. 2.49a.
HEINLE T. - fig. 2.3/2. - 2.4.
HOUSNER - fig. 2.77b.
JALIL W. - fig. 1.1.
JODIDIO P. - fig. 2.65/2.
MEYHÖFER D. - fig. 2.27.
MICHEL C. - fig. 2.81/1. - 2.89. - 2.101b.
MIYAMOTO R. - fig. 2.24a - 2.25.
TAKEYAMA K. - fig. 2.28a. - 2.54. - 2.56. - 2.72. - 2.103.
TERRIN J.J. - fig. 2.8a.
WELIACHEW B. - fig. 2.6b. - 2.10c - 2.20b. - 2.30. - 2.86a.
ZACEK M. - fig. 2.1. - 2.2. - 2.5. - 2.6a. - 2.7. - 2.9. - 2.10a,b. - 2.11. - 2.12. - 2.14. - 2.15. - 2.16. - 2.17a,c. - 2.19. - 2.20a. - 2.21. - 2.22. - 2.23. - 2.26. - 2.29a,b. - 2.32a. - 2.33. - 2.34. - 2.35. - 2.36. - 2.37. - 2.38. - 2.39. - 2.40b. - 2.41. - 2.42. - 2.43. - 2.44. - 2.45. - 2.46. - 2.47. - 2.48. - 2.50. - 5.51. - 2.55. - 2.57. - 2.59. - 2.60. - 2.61. - 2.62. - 2.64. - 2.65/1. - 2.65/3. - 2.66. - 2.67. - 2.68. - 2.70. - 2.71. - 2.74a,b. - 2.76. - 2.78. - 2.79. - 2.80. - 2.81/2. - 2.82. - 2.83. - 2.84a. - 2.87. - 2.88a. - 2.90. - 2.91. - 2.92. - 2.94. - 2.95. - 2.96. - 2.97. - 2.98. - 2.99. - 2.100 - 2.101a. - 2.102. - 2.104/1. - 2.105. - 2.106. - 2.107.
DROITS RESERVES - fig. 2.24b. - 2.53. - 2.73. - 2.75. - 2.85. - 2.86b