

**Ecole Nationale Polytechnique
Département de Génie Civil**



Ouvrages et Structures

Correction de la synthèse du 24 février 2010

1. Effets des séismes

L'observation des dégâts subis lors de séismes permet d'apprécier grandeur nature l'effet dévastateurs des "infractions" aux règles de constructions parasismiques. Les données recueillies permettent aux bâtisseurs de mieux comprendre le comportement sismique réel des structures afin d'édifier de nouveaux bâtiments de conception et de réalisation saines.

L'objectif principal du dimensionnement parasismique est de minimiser au maximum les pertes en vie humaine et non d'éviter absolument les dégâts. La dégradation de la structure porteuse est donc tolérée, voire même programmée (dimensionnement en capacité) à condition qu'elle n'entraîne pas l'effondrement.

Les photos suivantes montrent des destructions d'ouvrages en béton armé après une agression sismique, dont voici les commentaires :



Photo 1



Photo 2

Photo 1

On dit "ductile" une structure qui peut subir sans perte significative de résistance des déformations plastiques alternées. La photo 1 représente un bel exemple d'un comportement ductile d'une pile de pont. Les armatures transversales ont empêché le flambement des armatures longitudinales et la déflagration totale du béton, la fonction "liaison" reste assurée.

Photo 2

Elle représente des poteaux élancés sollicités en flexion avec une faible densité de cadres confinant le béton. Les zones les plus sollicitées ou zones critiques se trouvent aux extrémités des poteaux (formation de rotules plastiques), par conséquent, elles auraient du être ferrillées transversalement avec un taux approprié.



Photo 3

Photo 3

Dans la zone où les niveaux de contraintes et de déformations sont maximaux, on assiste à la rupture des armatures transversales entraînant le flambement des barres longitudinales et la décomposition du béton (non confiné).



Photo 4

Photo 4

Pour suivre les déplacements horizontaux des planchers, les poteaux ne peuvent se déformer que sur une partie de leur hauteur : discontinuité dans le mur en maçonnerie due à la présence d'ouvertures. Cela conduit donc à une concentration des déformations dans la partie supérieure du poteau provoquant ainsi un accroissement considérable de l'effort tranchant. La résistance à l'effort tranchant du poteau n'est en général pas suffisante face aux actions sismiques, ce qui a entraîné une rupture par cisaillement accompagnée de fissures caractéristiques à 45°.



Photo 5



Photo 7

Photo 5 et photo 7

La liquéfaction du sol (ou la perte de portance du sous-sol de fondation) est un phénomène qui peut provoquer des dégâts considérables. Une couche de terrain meuble en surface peut amplifier considérablement les secousses sismiques (effet de site). En plus, s'il s'agit de sables fins ou de limons peu compacts et saturés d'eau, les surpressions interstitielles engendrées par le séisme peuvent conduire à la perte de leur consistance (diminution de la contrainte effective entre grains) induisant ainsi un comportement temporairement semblable à celui d'un liquide. Des glissements de terrain, des renversements et des enfoncements de bâtiments en sont les principales conséquences.

Les photos 5 et 7 montrent des immeubles ayant basculés suite à un tassement localisé dû au phénomène de liquéfaction. Les sols liquéfiables doivent être traités ou traversés par un sous-sol ou par des fondations profondes.



Photo 6



Photo 8

Photo 6

Lors d'un séisme, les constructions subissent des déformations horizontales importantes, par conséquent, deux bâtiments voisins peuvent entrer en collision si l'espace qui les sépare est insuffisant. Le danger est particulièrement important si les bâtiments ont des hauteurs différentes, aussi ils n'oscillent pas en phase (comportements dynamiques différents). Les dalles heurtent de plein fouet les poteaux du bâtiment voisin.

La photo 6 montre des étages supérieurs endommagés à la suite d'un coup de fouet (manque de rigidité longitudinale). En revanche, les trois premiers niveaux s'en sortent bien grâce au bâtiment voisin qui leur sert de contreventement (grande rigidité).

Photo 8

Dans la méthode de dimensionnement en capacité, on essaie de faire travailler les structures dans le domaine post-élastique, en maîtrisant les différentes facettes du processus de plastification. Aussi, les zones de positionnement des rotules plastiques, autrement dit les zones dissipatives, sont volontairement situées dans les poutres que dans les poteaux. Ceci permet en cas de sollicitations trop importantes d'avoir une rupture localisée dans les poutres, ce qui n'induit pas fatalement l'écroulement de l'ensemble du bâtiment.

En effet, les planchers et les poutres bien que fortement endommagés ne s'effondrent pas séparément, ils restent suspendus par les armatures ou ce qui reste des assemblages alors que les dégâts au niveau des poteaux peuvent entraîner plus facilement l'effondrement de la construction entière.

La photo 8 montre un bâtiment avec des poutres surdimensionnées. En cas de séisme plus violent, la rupture des têtes des poteaux entraînera l'effondrement total de l'édifice.



Photo 9



Photo 10

Photo 9

Cette photo montre un bâtiment long (longueur \gg largeur). Lors d'un séisme, le sol ne se déforme pas d'un point à l'autre uniformément. Cela génère des déplacements différentiels pouvant soumettre les ouvrages à de dures épreuves (sollicitations supplémentaires). Une solution consiste à fractionner le bâtiment en éléments dont la longueur ne dépasse pas trois fois la largeur.

Photo 10

Les formes irrégulières en élévation donnent naissance à des oscillations différentielles. Ces oscillations entraînent des concentrations de contraintes dans l'angle rentrant de la zone en retrait. Plus le retrait est grand, plus les contraintes sont importantes, et qui souvent sont à l'origine de graves dommages. Une variation progressive de la largeur du bâtiment supprime l'inconvénient de l'angle rentrant.

2- Conception parasismique

Le bâtiment représenté ci-dessous comporte plusieurs faiblesses, à savoir :

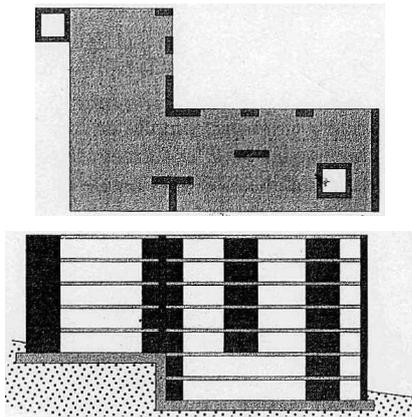
- 1) forme en plan non compacte,
- 2) nombre de niveaux différents,
- 3) refend non continu suivant la hauteur, refends en forme de L et T,
- 4) cage d'escalier à l'extérieur, ne peut pas participer au contreventement du bâtiment.

Aussi, pour améliorer son comportement sismique, il est inévitable de lui appliquer les règles "philosophiques" de la conception parasismique. En d'autres termes, il faut apporter les corrections suivantes:

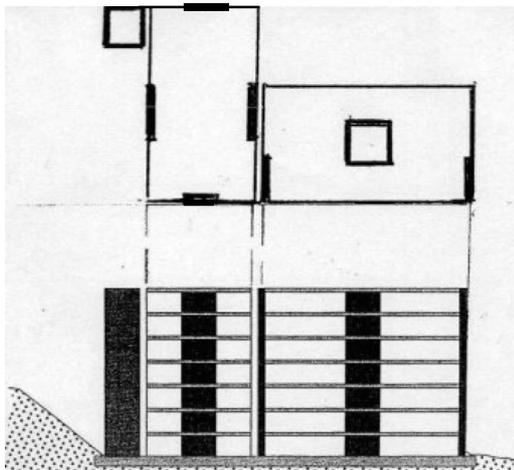
- 1) Séparer le bâtiment en deux parties par un joint parasismique pour éviter les oscillations différentielles et minimiser les problèmes de torsion d'ensemble.
- 2) Prévoir un même nombre d'étages pour les deux blocs pour écarter des comportements dynamiques différents.
- 3) Opter pour un radier général sous les deux blocs pour prévenir les tassements différentiels.
- 4) Redistribuer les contreventements de façon symétrique.
- 5) Séparer la cage d'escalier externe du reste du bâtiment.

Ces corrections permettent de :

- minimiser les amplitudes d'oscillations du bâtiment et par là les charges sismiques,
- créer de bonnes conditions de résistance en limitant les concentrations d'efforts,
- et minimiser le coût de la protection parasismique.



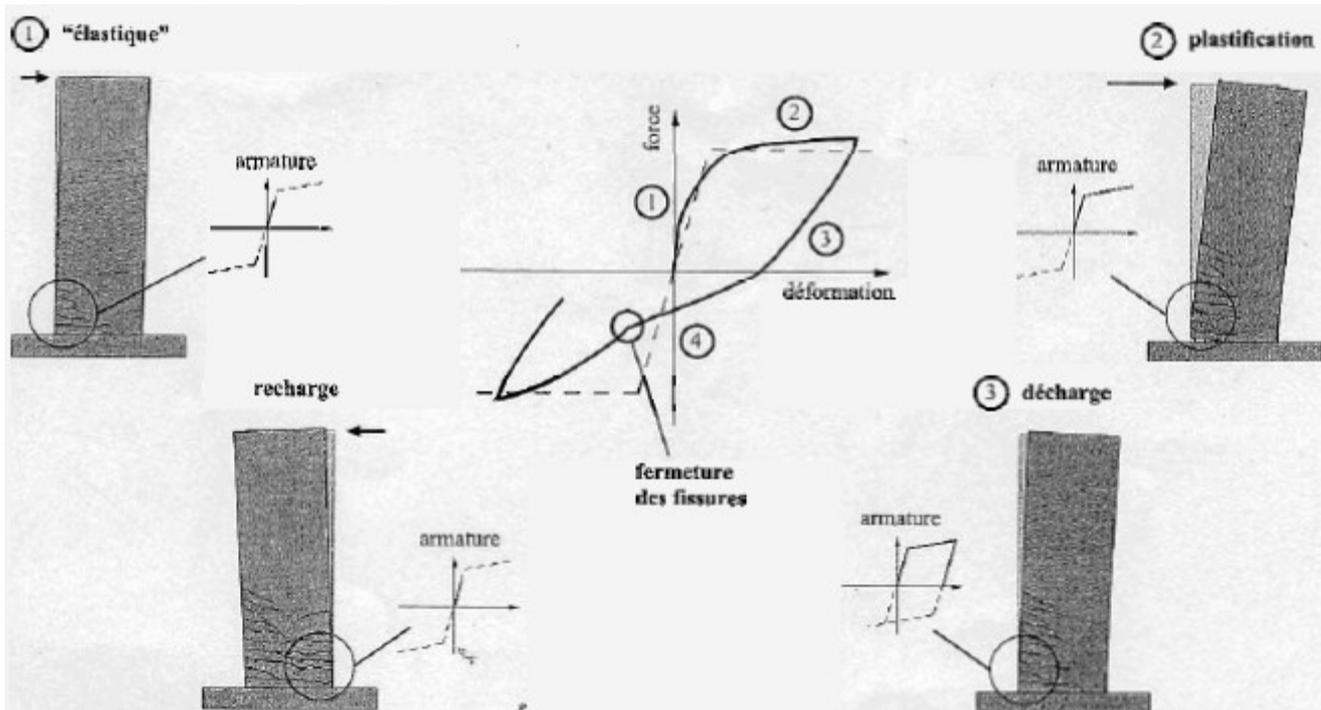
(a) - Bâtiment avant corrections



(b) - Bâtiment après corrections

3- Courbe d'hystérèse

Le comportement d'un refend ductile (élancement >2) soumis à un chargement statique-cyclique est représenté schématiquement par la figure suivante:



Sous l'action d'une sollicitation statique-cyclique (simulation approximative du séisme), le refend passe par 4 stades bien distincts, à savoir:

Stade 1 : domaine élastique

A ce stade, on assiste à l'apparition des premières fissures à la base du refend alors que l'armature demeure dans le domaine élastique.

Stade 2 : domaine plastique

Les fissures se propagent de plus en plus, leur ouverture s'élargit au fur et à mesure que la sollicitation augmente, l'armature s'écoule.

Stade 3 : déchargement

Les armatures longitudinales se déchargent dans le domaine élastique. Sur la courbe d'hystérèse, ce comportement se traduit par une branche descendante qui démarre de la déformation maximale jusqu'à annulation de la force.

Stade 4 : Rechargement

Durant cette phase, l'armature s'écoule en compression avant que les fissures ne se referment. Ce comportement entraîne une diminution de la rigidité et le flambement des armatures longitudinales accentué par l'éclatement du béton de couverture qui retenait les barres.

La rigidité du béton augmente à nouveau lorsque les fissures se referment. De l'autre côté du refend, de nouvelles fissures apparaissent et s'étendent à mesure que la sollicitation augmente: un nouveau cycle démarre.

4- Règle des déplacements égaux

Cette règle, démontrée numériquement (pour des séismes artificiel et naturel) et expérimentalement (essais dynamiques), atteste que: "lors des cycles de déformation, lorsque l'on entre dans le domaine plastique, le déplacement maximal obtenu est de l'ordre de grandeur de celui subi par la structure associée indéfiniment élastique". Le calcul sismique consiste ainsi à travailler sur le modèle élastique et à pondérer les résultats obtenus en termes de forces par un coefficient réducteur, dit "coefficient de comportement". En absence de ce coefficient, les déplacements obtenus seront considérés comme ceux de la structure élastique

La principale conséquence de cette règle réside dans le fait que le choix du dimensionnement d'un refend (par exemple) moins résistant n'entraîne pas systématiquement une déformation relative plus importante, mais il nécessite une demande en ductilité locale plus forte.

Aussi, contrairement aux prévisions, le déplacement relatif maximal n'augmente pas avec le niveau de plastification. Pour expliquer ce paradoxe, il faut examiner la vraie nature des sollicitations sismiques qui, en réalité, sont des déformations imposées à la construction, déformations dont elle doit s'accommoder. Pour cela, elle doit être dotée d'une bonne ductilité.

Dans cette optique, une structure élastique doit se déformer plus pour dissiper l'énergie sous forme d'amortissement, alors qu'une structure ductile en dissipe déjà sous forme de déformations plastiques.

5- Dimensionnement en capacité

L'étude de la note de calcul et des plans de ferrailage fait apparaître trois erreurs, et qui sont:

- 1) hauteur de la rotule plastique insuffisante ($h_{PL} = 3m$),
- 2) armatures de stabilisation insuffisantes (barres verticales internes non stabilisées + crochets à 90° au lieu de 135°),
- 3) armatures horizontales insuffisantes.

Hauteur de la rotule plastique

La hauteur de la zone plastique au pied du refend doit être telle que:

$$h_{PL} \geq (l, H/6) \longrightarrow h_{PL} \geq (5, 12/6) \longrightarrow h_{PL} = 5m$$

Armatures de stabilisation

Les éléments de bord (extrémités) doivent être munis d'une armature de frettage.

- 1) Choix de l'armature de frettage: $\phi 12/150mm$

$$s \leq 150mm \quad \text{-----} \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$s \leq 6 \phi_L = 6 \times 30 = 180mm \quad \text{-----} \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\phi_T \leq 0.35 \phi_L = 0.35 \times 20 = 10.5mm \quad \text{-----} \rightarrow \text{vérifiée}$$

- 2) Taux d'armatures minimales

La contrainte de compression normalisée du béton est égale à:

$$n = N/A_C \times f_C = 1.8 \times 10^6 / 300 \times 5000 \times 28.3 = 4.24\%$$

"n" est compris entre 3% et 12%, par conséquent le taux d'armatures mécanique minimal ($\omega_{min} = 0.08$) est déterminant pour le ferrailage:

$$A_{S,min} = 0.08 \times A_C \times f_C / f_S = 0.08 \times 300 \times 150 \times 28.3 / 453 = 234mm^2$$

$$A_S = \phi 12/150mm = 2 \times 113 = 226mm^2 \sim A_{S,min}$$

Dimensionnement à l'effort tranchant de la rotule plastique

- Facteur de majoration (sur-résistance) du moment de flexion

$$\varepsilon = M_{Rd}^* / M_d = 17.8 / 8.9 = 2$$

- Facteur de majoration dynamique dû aux modes propres d'ordre supérieur

$$K = 0.9 + 4/10 = 1.3$$

- Valeur de calcul de l'effort tranchant majoré

$$V_d^* = \varepsilon \times K \times V_d = 2 \times 1.3 \times 1.04 = 2.7MN > 1.69MN \quad \text{---} \rightarrow \text{effort sous estimé}$$

- Dimensionnement de l'armature transversale

Pour la disposition de l'armature d'effort tranchant, l'espacement est pris égal au double de celui de l'armature de stabilisation. Le taux minimal recommandé est $\rho_{min} = 0.2\%$

$$A_{S,min} = 0.2\% \times 300 \times 300 = 180mm^2$$

$$\phi 12/300mm = 2 \times 113 = 226mm^2 > 180mm^2 \quad \text{-----} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Choix de l'inclinaison des bielles: $\alpha = 40^\circ$

- Résistance à l'effort tranchant

$V_{Rd,S} = A_s/s \times z \times \cot\alpha = 226 / 300 \times 435 \times 0.8 \times 5000 \times \cot 40^\circ = 1.56 \text{ MN} < V^* = 2.7 \text{ MN}$ ----> **insuffisant**. Il faut donc augmenter la section d'armatures transversales.

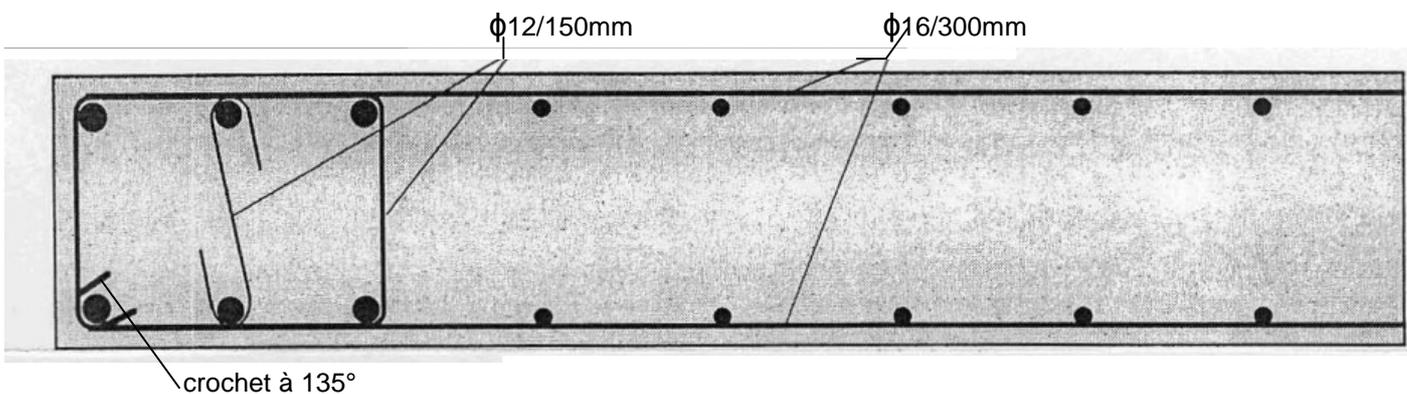
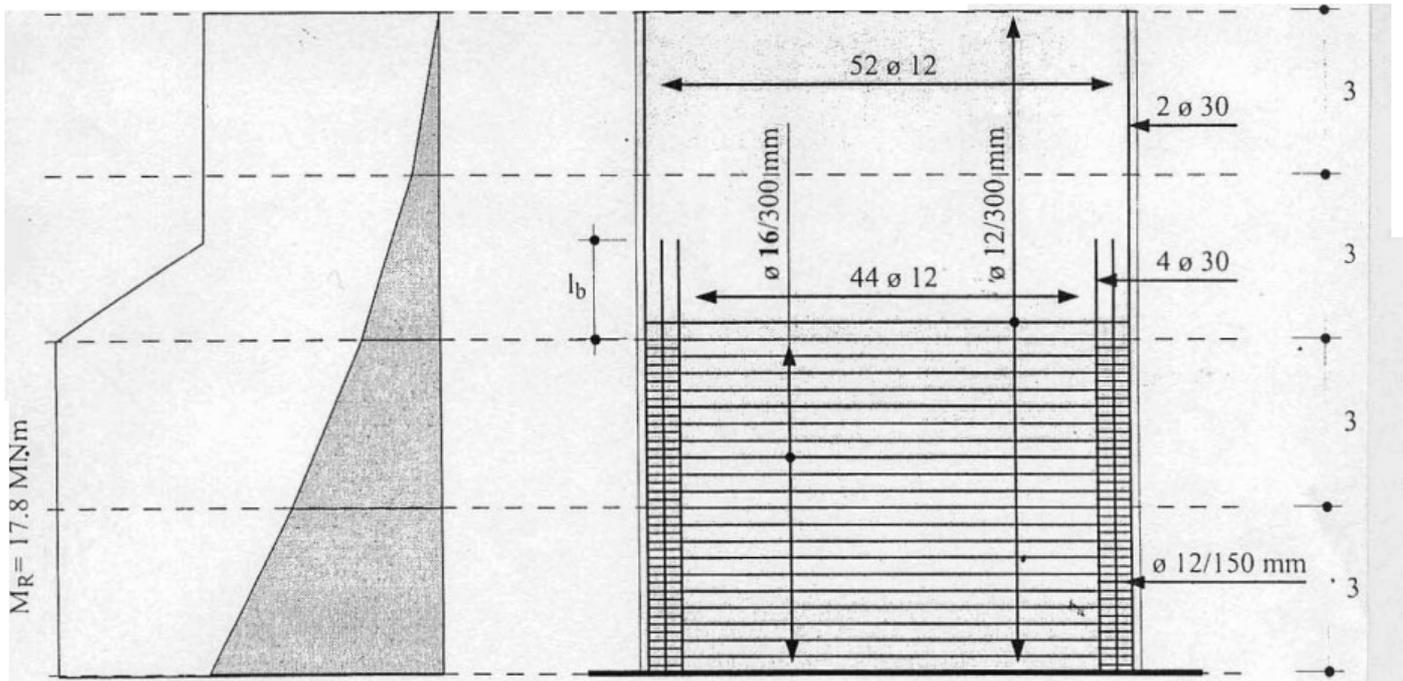
$\phi 16/300 \text{ mm}$ ----> $A_s = 2 \times 201 = 402 \text{ mm}^2$

$V_{Rd,S} = A_s/s \times z \times \cot\alpha = 402 / 300 \times 435 \times 0.8 \times 5000 \times \cot 40^\circ = 2.78 \text{ MN} > 2.7 \text{ MN}$ ----> **vérifiée**

- Contrôle des bielles de compression

$V_{Rd,C} = k \times f_c \times b \times z \times \sin\alpha \times \cos\alpha = 0.4 \times 28.3 \times 300 \times 0.8 \times 5000 \times \cos 40^\circ \times \sin 40^\circ = 6.68 \text{ MN} > V_d^* = 2.7 \text{ MN}$ ----> **vérifiée**

Plans de ferrillages corrigés



Commentaire

Le dimensionnement à analyser ressemble beaucoup plus à un dimensionnement selon les concepts conventionnels (linéaire - élastique) plutôt qu'à un dimensionnement en capacité compte tenu du taux d'armatures longitudinales ($6\phi 30$ à chaque extrémité du refend) et transversales ($\phi 12/300 \text{ mm}$) avec un coefficient de réduction des forces égal à 2 ($M_d = 8.9 \times 3/2 = 13.35 \text{ MNm}$).

Conclusion

Par un bon dimensionnement d'ensemble, en recherchant une ductilité au niveau local, mais aussi au niveau global, en utilisant des matériaux appropriés, en prenant des dispositions constructives appropriées et un soin exemplaire dans la construction, nous arriverons à construire des structures aptes à résister aux catastrophes naturelles.