

Comportement dynamique des bâtiments de grande hauteur, en béton armé ou en béton précontraint, soumis à des efforts horizontaux (vent, séismes, explosions). Conception des joints

Autor(en): **Newmark, N.M. / Hall, W.J.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht**

Band (Jahr): **8 (1968)**

PDF erstellt am: **09.08.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-8726>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

V c

**Comportement dynamique des bâtiments de grande hauteur,
en béton armé ou en béton précontraint, soumis à des efforts horizontaux
(vent, séismes, explosions). Conception des joints**

N. M. NEWMARK

Professor and Head

Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana

W. J. HALL

Professor

1. Introduction

Le présent rapport a pour objet deux importants aspects du calcul et du comportement des constructions en béton armé et précontraint soumises à des charges dynamiques telles que le vent, les tremblements de terre et le souffle des explosions: 1. Un tableau succinct de l'état actuel des connaissances; et 2. L'analyse des conditions qui doivent être remplies pour que progressent nos connaissances. Par le terme «constructions» que nous utilisons ici, nous entendons une large gamme d'ouvrages comprenant les bâtiments à charpente conventionnelle, les structures avec mur de cisaillement, les structures à contour curviligne, les cuves de pile atomique ainsi que d'autres types d'ouvrages. C'est généralement d'approches empiriques ou d'analogies statiques simplifiées que procèdent les méthodes de calcul mises en œuvre en présence de charges dynamiques, car ce n'est que tout récemment que s'est répandu l'usage du calcul rationnel des ouvrages fixes sollicités dynamiquement. Ainsi qu'il en est du calcul statique, ce sont les assemblages et les joints entre éléments qui, dans le calcul dynamique, posent les problèmes les plus importants, et dans les constructions en béton armé ou en béton précontraint ces problèmes se rapportent aux particularités de mise en place et d'ancrage des armatures.

Avant d'en venir aux questions de la résistance et de la ductilité des constructions soumises à des sollicitations dynamiques, ainsi que du choix de la disposition des éléments structuraux et de la charpente, il convient tout d'abord de considérer quels principes directeurs doivent être adoptés pour le projet, les relations existant entre les méthodes de calcul à choisir, les paramètres de base,

les risques pour lesquels le projet est prévu, la fréquence d'occurrence des charges qui peuvent se manifester ou le caractère probabiliste des sollicitations attendues, ainsi que la validité des approximations adoptées par rapport aux marges admissibles qu'il faut respecter pour tenir compte des incertitudes ou faute de connaissances précises.

Principes directeurs du projet

Il peut se faire que, pendant toute la durée de sa vie utile, un ouvrage ne soit pas une seule fois soumis à un séisme de forte intensité ou même d'intensité modérée. La prise en compte de la résistance aux séismes dans l'établissement du projet peut être considérée comme constituant un certain type d'assurance. Et c'est une assurance d'un niveau raisonnable qu'il faut prendre pour se prémunir contre le risque des pertes incalculables que sont celles de vies humaines et les accidents de personnes plus ou moins graves, ou pour faire face au coût des réparations et des travaux de réfection qu'entraîneraient des dommages. L'observation de ce dernier point exige qu'en calculant les ouvrages résistants aux séismes on prenne une marge de sécurité suffisante pour rendre minimum le total des frais supplémentaires afférents au projet et du coût des travaux de réparations occasionnés par des tremblements de terre de l'intensité maximale prévue survenant au cours de la durée de service de l'ouvrage. Il faut toutefois que la marge adoptée soit en tous les cas assez grande pour prévenir des ruptures catastrophiques de nature à provoquer des pertes de vies humaines ou de graves accidents de personnes, et ce inclusivement dans l'hypothèse où surviendrait un séisme d'une intensité égale à la valeur maxima à laquelle il y ait lieu de s'attendre dans la région. L'observation de ces principes implique différentes marges de sécurité selon les types de constructions.

Ce sont les mêmes principes qui se trouvent à la base des projets calculés pour résister aux poussées du vent. Pendant la durée de service d'un ouvrage, il se peut que la poussée du vent atteigne la valeur maxima normale attendue plus souvent que ne le font les tremblements de terre, et par conséquent la marge de sécurité relative doit être alors plus grande en ce qui concerne les charges dues au vent. Mais les dispositions à prendre en vue des vents extrêmes sont de la même nature que celles relatives aux séismes d'intensité maximale.

D'autres efforts horizontaux peuvent être liés aux charges dues aux séismes ou au vent. Les efforts sismiques correspondent essentiellement à des mouvements du sol communiqués aux fondations de l'ouvrage, tandis que la poussée du vent fait intervenir des forces qui sont appliquées sur les parties aériennes de la construction. Les effets des explosions peuvent revêtir à la fois ces deux aspects: les surpressions de l'air sont semblables aux poussées du vent, et les charges enterrées ou explosant à la surface engendrent des mouvements du sol. Les chocs produits par les avions et les vitesses supersoniques, bien qu'étant

d'une nature un peu différente, peuvent d'une manière générale être rapportés aux effets des autres types d'efforts.

Toutes ces charges possèdent la propriété commune d'être, au moins dans une certaine mesure, régies par des considérations probabilistes, elles sont soumises aux lois du hasard quant à leur durée, leur intensité et même leur variation dans le temps. De nouvelles recherches doivent être consacrées à l'étude de ces caractéristiques définissant les types classiques d'efforts horizontaux; ce serait sans doute manquer complètement de réalisme que de considérer ces efforts et mouvements selon une perspective déterministe.

2. Etat actuel des connaissances

La notion de spectre de réponse

C'est sur la notion du spectre de réponse qu'est basée la manière la plus simple de considérer les conditions générales de résistance et de ductilité que doivent remplir les ouvrages résistants aux tremblements de terre. Le spectre de réponse aux mouvements sismiques est un diagramme où l'on reporte la fréquence de vibration de la réaction la plus forte, se manifestant soit lors des premiers mouvements qui s'exercent soit ultérieurement, d'un oscillateur linéaire simple tel que celui représenté à la Fig. 1 et dont la base est soumise à la séquence des mouvements sismiques. On voit à la Fig. 2 un exemple type de spectre de réponse qui correspond au tremblement de terre de la plus forte intensité qu'on ait enregistrée dans de bonnes conditions, à savoir celui du 18 mai 1940 à El Centro selon la composante horizontale nord-sud. En prenant une échelle logarithmique pour reporter les fréquences du système oscillant linéaire, on obtient un spectre de réponse plus simple et on parvient à reporter simultanément trois quantités liées qui caractérisent plusieurs aspects de la réponse maximale du système; les échelles sont indiquées sur la figure. Le déplacement maximum par rapport au sol de la masse, soit D , qui représente une mesure de la déformation maxima provoquée dans le ressort par le mouvement sismique, est reporté sur le diagramme selon les droites qui s'élèvent de la gauche vers la droite. L'accélération maxima de la masse, qui représente une mesure de l'effort maximum induit dans le ressort, est reportée selon les droites qui s'abaissent de la gauche vers la droite. Ce qui se trouve en fait reporté sur le diagramme, ce n'est pas l'accélération maxima réelle, mais quelque chose d'à peu près égal à l'accélération maxima, que l'on désigne plus précisément comme étant la pseudo-accélération maxima, A , et que définit la relation:

$$A = \omega^2 D \quad (1)$$

où ω est la pulsation de la vibration de l'oscillateur linéaire.

L'énergie maxima emmagasinée dans le ressort est donnée par l'expression :

$$\frac{1}{2} m V^2$$

où m est la masse de l'oscillateur, et V la pseudo-vitesse relative maxima, laquelle n'est pas toujours tout à fait égale à la vitesse relative maxima, mais a les dimensions d'une vitesse et est liée au déplacement relatif maximum D selon la formule :

$$V = \omega D . \quad (2)$$

On obtient les valeurs simultanées des quantités A , V et D en se reportant sur le diagramme à la courbe correspondant à la valeur propre de l'amortissement relatif du système; l'amortissement, relativement à la valeur d'amortissement critique, étant indiqué par la quantité β . Dans le spectre de réponse au séisme de la Fig. 2, les courbes tracées correspondent à 0, 2, 5, 10 et 20% de l'amortissement critique.

En appelant k la constante du ressort qui fait partie de l'oscillateur linéaire, et T la période des vibrations, la fréquence propre f est donnée par la relation :

$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{k/m} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{g/u_s} \quad (3)$$

où g est l'accélération de la pesanteur et u_s la déformation statique du ressort sous le poids de la masse supposée accrochée à lui et le sollicitant verticalement.

Le spectre de réponse peut être établi aussi bien en fonction de la période que de la fréquence. On a tout simplement à retourner le diagramme sans en changer la forme.

On remarque que dans le cas de mouvements dynamiques de la base de cet oscillateur simple, tels que ceux résultant de séismes, d'explosions ou de simples impulsions communiquées à la base, le spectre de réponse a la particularité, pour les fréquences très basses, de présenter une réaction maximale de déplacement D qui est pratiquement constante et de valeur égale au déplacement maximum du sol d_m . Pour les fréquences très élevées, la pseudo-accélération maxima de la masse A est pratiquement constante et égale à l'accélération maxima du sol a_m . Dans la gamme des fréquences intermédiaires, les réactions maxima de déplacement, vitesse et accélération sont toutes amplifiées par rapport au mouvement maximal du sol, les coefficients d'amplification étant fonction du pourcentage β de l'amortissement critique que représente l'amortissement réel. Pour les valeurs de β comprises entre 5 et 10%, ces coefficients d'amplification sont respectivement, en ce qui concerne les déplacements, la vitesse et l'accélération, légèrement supérieurs à 1, d'environ 1,5 et égaux à 2,0. Divers ouvrages cités dans la bibliographie [Références 1, 2, 3, 4, 5] pré-

sentent les méthodes à suivre pour procéder au calcul des systèmes à un ou plusieurs degrés de liberté à partir des spectres de réponse.

Du fait de la relation existant entre les réactions des systèmes dynamiques aux mouvements et aux charges extérieures, il y a une équivalence entre l'intensité des charges extérieures et les charges d'inertie $-ma$. On peut donc, pour des charges telles que le vent, tracer un diagramme semblable au spectre de réponse aux séismes. Pour établir ce diagramme, il convient de prendre la force ou la pression à la place de l'accélération, et les impulsions au lieu des vitesses. Ceci étant, la partie, côté hautes fréquences, du diagramme relatif aux poussées du vent tend asymptotiquement vers une valeur qui correspond à l'intensité maxima des charges dues au vent. Il n'existe pas de borne analogue pour la partie basses fréquences du spectre; en ce qui concerne les fréquences intermédiaires, la borne avoisine vraisemblablement une asymptote horizontale dont la valeur s'obtient en multipliant la pression moyenne par la durée totale durant laquelle s'exerce le vent. On présente à la Fig. 3 le schéma d'un éventuel spectre de réponse au vent.

Conditions de résistance et de ductilité à remplir

Des figures 2 et 3 il ressort que l'intensité des forces et la quantité d'énergie devant être absorbée dans un système dynamique dépendent de l'intensité des mouvements sismiques ou de celle de la poussée du vent, mais aussi qu'un rôle important est dévolu à l'absorption d'énergie par l'ouvrage lui-même, phénomène qui correspond à l'amortissement et résulte des interactions qui se manifestent entre les divers éléments de l'ouvrage, notamment les cloisons et les autres éléments ne faisant pas partie de la charpente et réagissant avec les pièces de charpente, des pertes d'énergie dues à la liaison de l'ouvrage avec ses fondations, et aussi des pertes d'énergie dues au comportement anélastique de l'ouvrage lors de ses réactions.

Il est d'un intérêt tout particulier d'examiner de quelle manière le comportement anélastique affecte les spectres de réponse précédemment décrits à propos du comportement élastique. En considérant que le ressort de l'oscillateur linéaire présente une courbe élasto-plastique avec une limite élastique, et que la déformation maxima admissible est liée à la déformation à la limite élastique par l'intermédiaire du coefficient de ductilité μ ainsi qu'on le voit à la Fig. 4, on a alors, eu égard au comportement anélastique, ainsi qu'en font état les ouvrages cités aux références 6, 7 et 8 de la bibliographie, une réponse présentant les caractéristiques suivantes :

1. Dans la région hautes fréquences du spectre, où la réponse d'accélération est virtuellement constante, les efforts sont à peu près les mêmes dans le système anélastique qu'ils le seraient dans un système élastique ayant la même fréquence initiale.

2. Dans la partie centrale du spectre, pour les fréquences intermédiaires, où la réponse de vitesse est virtuellement constante, l'absorption totale d'énergie est à peu près la même dans le système anélastique que dans un système élastique ayant la même fréquence.

3. Dans le cas des systèmes basses fréquences, avec lesquels on a une réponse de déplacement presque constante, le déplacement du système est à peu près le même dans le système anélastique que dans un système élastique. Dans certains cas, il existe des bornes qui limitent la réponse à des valeurs encore plus faibles que celles qui correspondent aux règles précédentes. Même lorsque les efforts subsistent presque intégralement, l'énergie ne peut jamais se trouver portée au-delà de la valeur maxima du système élastique correspondant, et même lorsque l'absorption d'énergie est quasiment constante, le déplacement ne peut jamais être supérieur au déplacement relatif maximum du système élastique.

Pour ce qui concerne les bâtiments de grande hauteur, ainsi qu'on le voit en se reportant à la gamme de fréquences appropriée d'environ 0,2 à 4 Hz, il ressort des figures 2 et 3 que leur comportement se situe généralement dans la zone où soit l'énergie soit les déplacements sont conservés eu égard aux réponses aux tremblements de terre, et où les efforts sont conservés s'il s'agit des réponses aux poussées du vent. Par conséquent, la réponse ne sera généralement pas réduite du fait du comportement anélastique d'un ouvrage soumis aux poussées du vent. En revanche, s'il s'agit de charges sismiques, le comportement anélastique peut très bien réduire sensiblement les efforts en prévision desquels l'ouvrage doit être calculé.

On se trouve donc en face de plusieurs options quand on a à établir le projet d'un ouvrage apte à résister aux tremblements de terre. On peut choisir de conférer une haute résistance à l'ouvrage en le gardant toujours virtuellement élastique. Ou bien on peut opter pour la solution qui consiste à doter l'ouvrage d'une capacité d'absorption de l'énergie très élevée et à lui permettre de se déformer plastiquement. Dans ce dernier cas, on peut adopter pour le calcul de l'ouvrage des charges de beaucoup inférieures à celles que l'on serait amené à prendre dans la première solution; évidemment, il faut alors accepter l'inconvénient d'avoir un bâtiment qui risque de se déformer. Mais le degré de déformation peut être acceptable s'il n'est pas de nature à entraîner la ruine.

Autrement dit, dans le calcul d'un ouvrage résistant aux séismes, on a à établir un compromis entre la résistance et la ductilité requises, mais il faut dans tous les cas avoir une résistance suffisante pour que l'ouvrage résiste aux poussées du vent. Cependant, en raison des difficultés que présente l'obtention d'un très large degré de ductilité, il peut se révéler nécessaire d'augmenter la valeur des efforts horizontaux qui servent de base au calcul, de façon à tenir compte de la part qui peut en être mobilisée pour résister aux mouvements sismiques. Dans l'une et l'autre solutions, il importe de procéder, au cours de la construction, à des contrôles et inspections sérieux pour vérifier que la résis-

tance et, surtout, la ductilité requises peuvent se trouver mobilisées sans entraîner de rupture prématurée.

En raison des pénalités qui sont assorties à l'observation des conditions très sévères de résistance que doivent remplir les ouvrages résistants aux tremblements de terre, on a l'habitude de prendre comme bases du calcul des efforts dont la valeur est de beaucoup inférieure aux charges théoriques que l'on trouverait dans un système purement élastique. C'est ainsi que la plupart des codes de construction font intervenir un coefficient de ductilité de l'ordre de 4 à 6, voire plus élevé encore dans certains cas, et l'on doit veiller à conserver sa validité en prévoyant les éléments voulus lors de l'établissement du projet ainsi qu'en procédant aux inspections et contrôles nécessaires au cours de la construction. Ce point est étudié en détail dans le chapitre 6 de l'ouvrage cité à la référence 1 de la bibliographie.

Nature et disposition des éléments structuraux et charpente

On peut adopter différentes combinaisons d'éléments en établissant le projet d'une construction. Les bâtiments classiques en béton armé peuvent être conçus sous la forme d'un système de poutres et de poteaux constituant une ossature soumise à la flexion. Ils peuvent comporter des murs poids ou des murs de cisaillement présentant une résistance latérale à l'instar d'une poutre verticale en encorbellement; ou encore ils peuvent être constitués par des systèmes dans lesquels la charpente et des murs de cisaillement concourent à la résistance. Quel que soit l'agencement retenu, il faut qu'une résistance s'oppose à la torsion des bâtiments due à la distribution non uniforme des forces résistantes et des masses, aux irrégularités accidentelles ou bien, le plus souvent, à des variations de l'intensité des mouvements au-dessus du plan des fondations du bâtiment.

Il y a différentes valeurs de la résistance et du coefficient de ductilité inhérentes aux divers types de construction. En général, ce sont les poutres sans compression axiale qui présentent la plus forte ductilité, et chez elles le coefficient peut approcher ou même dépasser 10 si le projet est convenablement conçu et la construction convenablement exécutée; la ductilité est un peu plus faible dans les poteaux et les pièces fléchies où s'exercent de fortes compressions. Si les efforts de compression prennent une valeur proche de la résistance à la compression de la pièce, la ductilité peut être très faible. Toutefois, on peut amener la ductilité des poteaux à une valeur atteignant 5 ou 6 ou plus encore en disposant convenablement les armatures. En revanche, la situation est tout à fait différente dès lors qu'il s'agit de tractions, et en maintes circonstances la résistance est relativement nettement inférieure à celle qui intervient dans la compression du béton armé. Il convient donc de veiller à l'élimination des efforts de traction élevés sur la section brute des éléments.

Pour obtenir de hauts degrés de ductilité, il faut éviter les ruptures par

cisaillement et par compression dans les pièces fléchies. C'est-à-dire qu'on doit recourir à des armatures de compression ou qu'une limite doit être imposée à la différence des quantités d'acier des armatures de traction et de compression présentes dans une section; et il faut mettre en œuvre des armatures de cisaillement ou d'âme pour opposer une résistance à la formation de fissures dues à la tension dans les diagonales. Il est aussi nécessaire d'avoir un bon ancrage des armatures pour éviter les ruptures d'adhérence et d'ancrage. Ces questions sont étudiées en détail au chapitre 5 de l'ouvrage cité à la référence 1.

La ductilité des poutres

A partir de 1951, plusieurs recherches entreprises à l'Université de l'Illinois ont été consacrées à l'étude des diagrammes charges-déformations des pièces en béton armé. On a rendu compte en 1952 de travaux portant sur le diagramme afférent à des poutres à une travée chargées aux tiers. Il a encore été rendu compte en 1954 d'autres essais exécutés avec des poutres à une travée chargées à mi-portée par l'intermédiaire d'un ergot pour simuler un assemblage poutre-poteau.

Des essais plus récents ont été entrepris en 1960 et terminés en 1962. Ces travaux avaient pour objet de déterminer les degrés de rotation et de ductilité permis aux assemblages entre les poteaux et les poutres en béton armé coulés de façon monolithique, et d'élaborer des méthodes permettant de pré-déterminer le diagramme moments – rotations de ces assemblages. On donne ci-dessous un résumé des résultats de cette étude, d'après l'ouvrage cité en 9. On a étudié les effets des paramètres suivants :

- a) La hauteur des pièces.
- b) La présence d'armatures de compression en diverses quantités.
- c) Les effets produits par le chargement et le déchargement des pièces à plusieurs reprises, pour différentes valeurs des charges ou des déformations.
- d) L'effet produit par l'inversion des charges ou des moments, là aussi pour différentes valeurs des charges ou des déformations.
- e) L'effet des charges axiales sur les pièces, tel que se manifestant dans un poteau.

L'éprouvette utilisée est représentée à la Fig. 5. Les pièces, appuyées aux extrémités d'une portée de 12 pieds (3,65 m), ont été chargées transversalement à mi-portée par l'intermédiaire des ergots. Dix-sept éprouvettes ont subi les essais en qualité de poutres (c'est-à-dire en l'absence de charge axiale) et 11 autres en qualité de poteaux en présence d'une charge axiale, désignée par P sur la figure, appliquée à mi-hauteur et maintenue constante pendant l'application de la charge transversale. On étudiera séparément les essais exécutés avec charge axiale et ceux sans charge axiale. Toutes les éprouvettes étaient pourvues d'armatures transversales constituées par des barres à empreintes

N° 3 soudées de façon à représenter une boucle fermée et, généralement, espacées de six pouces (15 cm).

Les flèches ont été mesurées à mi-portée et en d'autres points de la travée, et l'on a procédé à de nombreuses mesures des déformations de l'acier ainsi que du béton à l'aide de jauges électriques et de jauges mécaniques.

La résistance du béton et celle de l'acier n'ont pas représenté des variables essentielles au cours des essais. La résistance sur cylindre du béton à l'époque des essais se situait normalement entre 280 et 350 kg/cm². Les armatures étaient constituées par des barres à empreintes de qualité moyenne ayant une limite élastique comprise entre 3160 et 3515 kg/cm².

Les sections des éprouvettes sans charge axiale sont représentées à la Fig. 6. Les principales variables sont la hauteur effective et la quantité d'acier des armatures de compression. La hauteur effective de 10 pouces (25 cm) qu'ont les cinq poutres du haut de la figure correspond à celle des études effectuées à l'Université de l'Illinois et des essais exécutés par Ernst à l'Université du Nebraska. Les autres poutres ont une hauteur effective de 14 pouces (35,5 cm) et 18 pouces (45,7 cm).

Toutes les poutres ont exactement la même quantité d'armatures de traction. Mais les armatures comprimées sont soit absentes, soit présentes dans une quantité égale à celle des armatures tendues ou à la moitié à peu près de celle des armatures tendues.

Les courbes de la Fig. 7 donnent une idée assez exacte du type de comportement que l'on a constaté au cours des essais. Bien qu'elles soient établies en fonction des charges et des déformations, il existe une relation directe entre les charges et les moments ainsi qu'entre les déformations et les rotations à l'ergot pour le type de pièce éprouvée. C'est la hauteur effective des poutres qui représente la variable que l'on a retenue pour tracer ces courbes; toutes les autres caractéristiques étaient essentiellement identiques.

Le premier coude brusque de chaque courbe correspond à l'écoulement de l'acier des armatures. Ainsi qu'on pouvait l'attendre, la charge à laquelle l'écoulement est survenu varie directement avec la hauteur. L'augmentation des charges au-delà de la limite élastique est principalement le fait de l'écrouissage des armatures. Pour ce qui concerne ces courbes, la seconde phase significative de la réaction des pièces est constituée par la brusque variation qui se manifeste lorsque la flèche prend une valeur de 10 à 12 pouces (25 à 30 cm). Ce point représente le moment et la déformation de rupture. Si le moment de rupture augmente avec la hauteur, ainsi qu'on peut l'attendre avec une même quantité d'armatures de tension, les déformations de rupture ne font en revanche apparaître que des différences relativement faibles.

Les traits portés sur les courbes lorsque la flèche atteint environ un pouce (2,5 cm) indiquent que l'on en est au stade, désigné sans grande rigueur comme le stade de «premier écrasement», qui correspond aux premières manifestations visibles de fissuration ou d'écrasement du béton à la surface de la partie com-

primée. Du point de vue du comportement de l'élément en tant que pièce de charpente, ce stade a peu d'importance, ainsi qu'en témoigne le fait que les courbes sont continues en ce point. Toutefois, en se plaçant d'un point de vue théorique ou analytique, ce stade correspond à la manifestation dans le béton de déformations par compression d'une intensité d'environ 0,3 ou 0,4%, et à ce stade les moments correspondent à ce que nous calculerions comme étant les moments de rupture en appliquant les théories conventionnelles du calcul à la limite semblables à celle dont fait état le Code de construction de l'ACI.

Au « premier écrasement », les dommages sont extrêmement faibles et, bien que localement l'aspect de la pièce puisse s'en trouver légèrement affecté, ils n'ont aucune importance eu égard au comportement de l'assemblage en tant que partie intégrante de la charpente. De ce point de vue, ce sont les flèches et les moments ultimes qui importent.

La Fig. 8 montre quel est l'effet qu'on obtient en ajoutant des armatures de compression. Pour connue qu'elle soit depuis déjà un certain temps, on ne soulignera jamais assez l'influence relativement importante qu'exercent les armatures de compression sur la ductilité des poutres. Quand cette ductilité est nécessaire, le meilleur moyen de l'assurer est encore d'ajouter, dans la quantité voulue, des armatures de compression.

La poutre *J-10* de la Fig. 8 ne possède que des armatures tendues. Le pourcentage d'acier étant relativement faible, cette poutre avait une assez bonne ductilité; à la rupture, la flèche était à peu près onze fois plus grande qu'à la limite élastique. Ceci étant, l'addition d'armatures de compression a quand même augmenté considérablement la ductilité constatée dans cette série de poutres. La poutre *J-14* avait approximativement deux fois plus d'acier tendu que d'acier de compression, tandis que les armatures inférieures et supérieures étaient les mêmes dans la poutre *J-13*.

Bien que les charges et les flèches à la limite élastique et au premier écrasement fussent quasiment les mêmes dans les trois poutres, la présence d'armatures de compression a entraîné une augmentation significative tant de la charge ultime que de la flèche à la rupture. C'est essentiellement à l'érouissage de l'acier des armatures tendues qu'est dû l'accroissement de la charge ultime; des déformations de l'acier de l'ordre de 10% n'étaient pas inhabituelles. On pourra remarquer que le fait de doubler la quantité d'acier des armatures comprimées, comme on l'a fait dans la poutre *J-13* par rapport à la poutre *J-14*, n'a pas provoqué une augmentation comparable de la flèche à la rupture, bien que les ductilités de l'une et l'autre de ces poutres fussent manifestement plus que suffisantes. La seule explication qu'on puisse y trouver, c'est que la poutre *J-13* supportait la charge la plus forte de toutes les poutres de la série et que l'effort tranchant engendré par cette charge était suffisant pour provoquer l'écoulement de l'acier des armatures transversales. Le résultat a été que la rupture de cette poutre a présenté une sorte de faille, un cisaillement, et l'on serait tenté d'appeler cette rupture une rupture par cisaillement si elle ne s'était

produite à une flèche de 14 pouces (35,5 cm) et à une charge supérieure d'environ 50% à la limite élastique.

Le comportement des poutres soumises à des chargements répétés et alternés

Nous allons maintenant en venir au comportement des poutres soumises à des répétitions de charges. Dans chacun des essais, on a complètement supprimé les charges pour les appliquer ensuite à nouveau à plusieurs reprises. On trouvera à la Fig. 9 le diagramme charges – déformations relatif à une poutre dépourvue d'armatures de compression et soumise à cet essai. Les résultats font ressortir que le fait de supprimer les charges et de les appliquer à nouveau n'a que peu ou pas du tout d'effet sur la capacité de chargement ainsi que sur la ductilité à la rupture.

En ce qui concerne les poutres possédant la même quantité d'armatures de compression et de tension, le diagramme charges – déformations montre que le fait de charger et décharger une poutre de cette sorte jusqu'à six fois de suite au-delà de la limite élastique n'a que peu ou pas d'effet sur sa capacité de chargement et sa ductilité.

Ainsi qu'on peut le voir à la Fig. 9, après chaque déchargement, la courbe de rechargement restait approximativement linéaire jusqu'à ce que la charge atteignît une valeur très proche du maximum précédemment atteint. Mais la pente de la courbe de rechargement devient tout de même de moins en moins forte à mesure que le rechargement s'effectue avec une flèche plus accentuée. Autrement dit, la rigidité de la poutre diminue à mesure qu'augmente la déformation plastique au-delà de la limite élastique. Ce phénomène a été d'une constance étonnante dans chacune des poutres éprouvées.

Les essais d'alternance ont porté sur trois poutres, et l'on voit à la Fig. 10 le diagramme charges – déformations afférent à l'une d'elles, la poutre *J-7*. Cette poutre avait une hauteur effective de 18 pouces (45,7 cm) et possédait des armatures inférieures et supérieures identiques. Sur cette même figure est tracée également l'*enveloppe* du diagramme charges – déformations de la poutre *J-6*; cette enveloppe est la partie du diagramme qui reste quand on s'abstient de porter les courbes de déchargement et de rechargement. Cette poutre était presque identique à la poutre *J-7* mais elle n'a été chargée que vers le bas. Afin de permettre une comparaison avec la courbe *J-7*, on a toutefois tracé la courbe *J-6* pour les deux sens de chargement.

La poutre *J-7* a d'abord été chargée vers le bas puis vers le haut à environ 5,4 t, 8,1 t, 13,6 t et 15,8 t. Cette dernière charge de 15,8 t représentait une charge plastique, et ce dans les deux sens puisque la poutre avait des armatures symétriques. Elle a été ensuite chargée à une flèche d'environ $\frac{3}{4}$ à 1 pouce (1,9 à 2,54 cm), dans chaque sens, valeur qui correspondait au premier écrasement visible du béton à la surface de la partie comprimée adjacente au tronçon

de poteau. L'alternance suivante a provoqué une flèche d'environ 3 pouces (7,6 cm), d'abord vers le bas, ensuite vers le haut. Pour finir, on a chargé la poutre vers le bas jusqu'à la rupture.

L'enveloppe du diagramme charges – déformations de la poutre *J-7* est, à tous les stades, tout à fait comparable à celle relative à la poutre *J-6* dont le chargement ne s'est fait que dans un sens. Les charges maxima qui ont été supportées sont à très peu de chose près les mêmes, mais la flèche correspondante était un peu plus faible dans la poutre *J-7* que dans la *J-6*: 6,7 pouces (17 cm) au lieu de 9 pouces (22,8 cm).

La pente des courbes de mise en charge consécutives à une alternance accuse un effet Bauschinger très net. Autrement dit, après un chargement alterné, la courbe de mise en charge a une pente beaucoup moins forte que la courbe initiale de chargement. Mais s'il ne s'agit que d'efforts répétés, avec seulement des déchargements et des chargements dans le même sens, sans changement de signe des efforts, la rigidité réduite est tout à fait comparable à celle dont témoigne la figure précédente.

La ductilité des poteaux

Jusqu'à présent, il a exclusivement été question de poutres; c'est-à-dire d'éléments sans charge axiale. Avec elles, il est assez facile d'assurer une bonne ductilité. Mais la présence d'une charge axiale, telle qu'elle se manifeste dans un poteau, a pour effet de réduire la ductilité disponible, comme le montre la Fig. 11. La courbe tracée sur la partie de gauche représente un diagramme classique des interactions charge axiale et moment. La courbe en trait plein représente la combinaison des charges axiales et des moments qui provoquera le premier écrasement ou la première fissuration du béton tel que calculé d'après la méthode classique à la rupture et en admettant que l'écrasement survient à une déformation du béton égale à 0,4%. Le point anguleux correspond à la charge d'équilibre, au-dessus de laquelle l'écrasement du béton précède l'écoulement de l'acier tendu et au-dessous de laquelle c'est l'inverse qui se produit. Au-dessous de ce point, la courbe tracée en traits interrompus indique la valeur du moment à laquelle l'acier tendu commence à s'écouler. Comme on peut le voir, les moments correspondant à l'écoulement et à l'écrasement sont très proches l'un de l'autre avec ces hypothèses, car l'acier se trouve encore dans la partie en palier du domaine plastique lorsqu'on admet qu'est atteint dans le béton le point où commence l'écrasement.

Les courbes représentées à la partie droite de la Fig. 11 donnent les courbes qui correspondent aux différentes valeurs de la charge axiale du diagramme d'interaction tracé à gauche. La courbe en trait plein se rapporte à la courbure qui se manifeste lors du «premier écrasement», tandis que la courbe en traits interrompus indique la valeur de la courbure au premier écoulement

de l'acier des armatures. Au-dessus du point d'équilibre, il n'y a plus qu'une courbe étant donné que l'écoulement de l'acier ne précède plus le début de l'écrasement du béton.

On peut considérer que le rapport de la courbure au premier écrasement à la courbure lors de l'écoulement constitue une mesure de la ductilité; du moins, de la ductilité qui correspond au stade défini par l'écrasement, car on a montré que ce degré de ductilité n'est qu'une fraction de celle qui peut se manifester avant que la pièce ne se rompe. Néanmoins, en rapportant les charges aux courbures, on constate que la ductilité diminue quand la charge axiale augmente.

On a exécuté des essais sur onze pièces pour analyser l'influence des charges axiales sur la ductilité utilisable. Les charges axiales appliquées étaient de 11,3 t, 22,7 t et 34 t, valeurs qui correspondent aux niveaux indiqués à la Fig. 11.

Les éprouvettes étaient du même type général que celles représentées à la Fig. 5, et les caractéristiques de leur section sont indiquées à la Fig. 12. Toutes les pièces avaient des armatures inférieures et supérieures identiques. Les deux séries d'essais les plus importantes (les deux de la gauche sur la figure) ont été exécutées avec des pièces dont les armatures longitudinales représentaient soit le pourcentage d'acier, assez faible, de 1,1%, soit celui de 5,6% rapporté à la section brute du poteau. La troisième série était d'une portée beaucoup plus limitée et ne représentait que le prolongement d'une des séries d'essais sur les poutres qu'on a décrites plus haut. Comme on l'a déjà dit, la résistance du béton et la limite élastique des armatures se sont révélées pratiquement les mêmes dans toutes les éprouvettes.

Les résultats de la première série d'essais sont indiqués à la Fig. 13, sous la forme de courbes moments – flèches. Les moments qui sont reportés sont les moments globaux qui s'exercent dans la section critique à la surface de l'ergot; c'est-à-dire la somme des moments dus aux charges transversales venant de l'ergot et des moments dus aux charges axiales appliquées avec une excentricité égale aux flèches mesurées.

La flèche et le moment lors de l'écoulement augmentent tous deux avec la valeur de la charge axiale, ainsi que le laisse prévoir le diagramme d'interaction. Le moment à l'écrasement est très proche du moment à l'écoulement, et l'on constate, de la part de la flèche au stade de l'écrasement, une légère tendance à diminuer quand augmente la charge axiale, mais cet effet est un peu moins prononcé que ne l'indique le diagramme d'interaction. Toutefois, ainsi qu'il en a été avec les pièces sans charge axiale, le premier écrasement est un stade dépourvu de toute signification eu égard au comportement tel que l'expriment ces courbes moments – flèches. Comme auparavant, les flèches à la charge ultime ont été plusieurs fois supérieures aux flèches au premier écrasement. Mais on a généralement constaté que l'augmentation de la charge au-delà de la limite élastique et du point d'écrasement était moindre à mesure que

la charge axiale devenait plus élevée. C'est là un phénomène compatible avec l'effet qu'ont les charges axiales en diminuant les déformations de traction et, partant, réduisant la mesure dans laquelle l'acier, par ses déformations, se trouve amené dans la zone d'écroutissement. Et finalement, on peut constater une nette diminution de la flèche à la rupture parallèlement à l'accroissement de la charge axiale, bien que ce ne soit nullement la règle. Par exemple, la poutre *J-30*, dont la charge axiale était de 22,7 t, a présenté une flèche à la rupture qui était plus grande que celle de la poutre *J-29* dont la charge axiale était deux fois moindre.

On a obtenu des courbes similaires avec des poteaux dont le pourcentage d'acier n'était que de 3,3% par rapport à la section brute et dans des essais poussés seulement jusqu'à une charge axiale maxima de 22,7 t. Les résultats sont tout à fait semblables à ceux de la Fig. 13. Là aussi, la ductilité est très forte au-delà de l'écrasement mais a tendance à diminuer légèrement quand la charge axiale s'élève.

A la Fig. 14 sont présentés les résultats relatifs à un poteau n'ayant que 1,1% d'acier. Bien que ces conditions ne soient guère représentatives de celles régnant normalement dans un poteau calculé pour travailler à la flexion sous des efforts horizontaux, on les a néanmoins retenues en raison du type de comportement qui leur correspond et qui est légèrement différent par rapport à l'ensemble des essais conduits avec une charge axiale. Il est tout d'abord à remarquer que, dans le cas des poteaux avec une charge axiale de 11,3 t et 22,7 t, le moment a tendance à diminuer au-delà du point qui représente l'écrasement. Avec une charge axiale de 34 t, cette chute est très nette. La raison en est que, en dehors de la zone comprise entre les barres, le béton s'est fissuré à la partie supérieure et sur les côtés des poutres jusqu'à la fibre neutre, provoquant ainsi une diminution du bras de levier assurant la résistance interne. Dans les poteaux supportant une charge axiale de 11,3 t et de 22,7 t, cette réduction du bras de levier a été compensée par un accroissement de la résistance de l'acier à son entrée dans le domaine d'écroutissement. En revanche, dans la poutre *J-27*, dont la charge axiale était de 34 t, l'acier n'a jamais atteint le domaine d'écroutissement, et sa résistance est donc restée au niveau de la limite élastique. Il en est résulté qu'à mesure de l'éclatement du béton la réduction du bras de levier s'est accompagnée d'une réduction de la capacité de résister aux moments. Ce n'est toutefois qu'une fois atteinte une flèche de 4 pouces (10 cm) environ que ce poteau s'est en fait rompu.

Importance des conditions de ductilité

Les recommandations dont il est fait état dans l'ouvrage cité à la référence 1 sont basées sur l'emploi d'un coefficient de ductilité qu'on définit, après représentation du diagramme contraintes-déformations au moyen d'une approxi-

mation élasto-plastique équivalente, comme étant le rapport de la déformation maxima à la déformation effective à la limite élastique. La conclusion était que des coefficients de ductilité de l'ordre de 4 à 6 étaient suffisants pour mobiliser la capacité d'absorption d'énergie requise pour appliquer utilement les méthodes de l'«Uniform Building Code». Les méthodes proposées étaient jugées prudentes, étant donné que la ductilité qui était prévue à l'endroit des formes recommandées était en général considérée comme étant bien inférieure à la ductilité qui serait réellement obtenue dans des ouvrages en béton armé convenablement exécutés.

Les résultats présentés montrent qu'il en est en effet bien ainsi. Par exemple, on trouve à la Fig. 7 des coefficients de ductilité qui, mesurés, se révèlent présenter une marge de 20 à 30 fois excédentaire. D'une manière générale, la ductilité qu'offrent les poutres et les pièces fléchies est plus que suffisante. Mais des problèmes plus sérieux se posent à propos des éléments appelés à supporter des efforts de compression s'ajoutant à la flexion.

Il convient de noter que ces difficultés ne sont pas particulières à tel ou tel matériau. Tous les matériaux sont l'objet de problèmes de ductilité lorsque des efforts de compression se trouvent combinés à la flexion. Dans les pièces métalliques, c'est le flambement qu'il faut considérer et, dans la maçonnerie et le béton armé, c'est l'écrasement. Néanmoins, si l'on prête aux formes toute l'attention voulue, il est possible d'obtenir la ductilité requise dans les poteaux en béton armé. La Fig. 15 en donne un exemple, avec ses courbes d'interaction relatives à des poteaux en béton armé à la charge ultime. La courbure à l'«écrasement» est légèrement supérieure à celle qui existe lors du début de l'écoulement. On voit que le rapport courbure à la charge ultime / courbure à l'écrasement, dont la valeur est inférieure à celle du coefficient de ductilité, est suffisamment élevé pour les valeurs de la charge axiale correspondant à la partie de la courbe située au-dessous du point anguleux, au-dessous de la charge d'«équilibre». En affectant une valeur raisonnable aux contraintes de compression admissibles, on arrive à des charges ne dépassant pas 22,7 t dans le cas du poteau pris comme exemple, ce qui est bien inférieur à la limite à laquelle la ductilité tombe à des valeurs minima.

C'est la même conclusion qu'exemplifie la Fig. 16 où sont comparées les courbes moments – flèches théoriques et expérimentales. La comparaison est faite pour une charge de 22,7 t. On obtient des résultats semblables avec des charges de 11,3 t et 34 t à propos desquelles on a réuni des résultats expérimentaux. On en conclut que les flèches et ductilités, telles que mesurées, sont largement supérieures aux valeurs théoriques et, partant, supérieures aux limites minimales imposées dans les méthodes de calcul du manuel.

Les résultats de la totalité des essais qui ont été effectués sont réunis à la Fig. 17 pour donner une mesure du coefficient de ductilité réel mis en évidence par des essais et s'appliquant aux poutres ainsi qu'aux poteaux, et l'on compare ces valeurs expérimentales avec la courbe empirique qui était antérieurement

utilisée pour avoir une mesure de la ductilité du béton armé et dont l'équation est:

$$\frac{10}{p - p'} \text{ avec une limite supérieure égale à } 20,$$

où p est le pourcentage d'acier tendu et p' le pourcentage d'acier comprimé. Ainsi, avec 2% d'acier tendu et 1% d'acier comprimé, on obtiendrait une ductilité de 10 d'après cette équation.

Les cercles pleins de la courbe correspondent à des pièces fléchies sans charge axiale. A l'exception d'un seul, ils sont tous situés nettement au-dessus de la courbe empirique. D'une manière générale, les valeurs moyennes sont approximativement le double de celles données par l'équation. Cette équation n'est pas applicable pour les valeurs qui annulent le dénominateur. La recommandation a été faite de ne pas prendre, pour les coefficients de ductilité, des valeurs supérieures à 20 dans le cas du béton armé. Cela semble être un point de partage raisonnablement prudent pour les pièces fléchies. On a aussi porté sur le graphique des points correspondant aux poteaux avec charge axiale et présentant les proportions indiquées à la Fig.12. Les nombres qui accompagnent les cercles blancs indiquent la valeur de la charge axiale. Pour des charges axiales de 11,3 t, un coefficient de ductilité de 20 est raisonnablement prudent, mais il ne l'est plus dans le cas de charges axiales plus élevées. Néanmoins, pour toutes les charges axiales inférieures ou égales à 22,7 t, les coefficients de ductilité étaient supérieurs à 15 et, avec des charges axiales de 34 t, ils étaient encore supérieurs à 6.

C'est en général de la façon suivante qu'on peut obtenir la ductilité dans le béton armé: 1. en prévoyant des armatures de cisaillement permettant de prendre en compte la faiblesse du béton au cisaillement ou, plutôt, aux efforts de traction obliques; 2. en veillant à ce que les conditions d'adhérence et d'ancrage soient telles que les armatures remplissent effectivement le rôle qu'on attend d'elles; 3. en évitant un trop fort pourcentage d'acier tendu ou bien en ajoutant la quantité voulue d'acier comprimé, et 4. en prévoyant une étreinte du béton dans les zones fortement comprimées à l'aide de frettes, ordinaires ou hélicoïdales, ou de ligatures étroitement rapprochées.

Méthodes d'analyse sous-jacentes au calcul

Il existe trois types nettement différents de méthodes d'analyse applicables au calcul des constructions sollicitées dynamiquement.

La méthode d'analyse la plus élaborée et la plus compliquée est celle qui consiste à utiliser des processus types de mouvements ou de charges, variant dans le temps, pour calculer la réponse de l'ouvrage ou établir un projet préliminaire de l'ouvrage qu'on a à calculer. Si l'on prend toute une série de pro-

cessus pour prendre en compte le caractère probabiliste des mouvements sollicitant l'ouvrage, ou que l'on procède à des analyses pour différents types fondamentaux de séquences de mouvements et qu'on les combine en faisant intervenir les composantes probabilistes appropriées, on peut arriver à obtenir les distributions de probabilités des réponses de l'ouvrage considéré. Les études de cette sorte exigent des calculatrices réellement complexes et prennent beaucoup de temps. De plus, elles ne se prêtent pas à l'établissement d'un projet préliminaire. Cette façon de procéder permet seulement d'étudier les constructions déjà conçues.

La seconde méthode d'analyse fait intervenir les spectres de réponse et la combinaison des divers modes de réponses d'une construction dont on a déjà établi un projet préliminaire, et ce en appliquant les techniques décrites, à propos des spectres de réponse, dans les ouvrages cités aux références 1 à 5. La marche à suivre est pour l'essentiel la suivante quand on analyse les différents modes de déformation d'une construction. On peut définir une limite supérieure de l'effort en tout point, ou bien des valeurs prises par un quelconque paramètre de réponse, en prenant comme limite supérieure la somme des valeurs absolues du paramètre de réponse en question considéré relativement à chacun des modes [Référence 10]. On obtient toutefois une meilleure mesure de la valeur la plus probable du maximum de ce paramètre de réponse en prenant la racine carrée de la somme des carrés des réponses maxima relativement à chacun des modes, à moins que leur nombre soit relativement faible [Référence 11]. Et il en est ainsi du fait que c'est à des époques différentes, non pas simultanément, que les diverses réponses modales atteignent leur valeur maxima. L'application de cette méthode exige donc elle aussi que le projet de la construction soit déjà établi, puisqu'il est nécessaire d'en connaître le type et les dimensions.

La troisième méthode consiste essentiellement à appliquer l'un des différents procédés empiriques dans lesquels on admet, par hypothèse, l'existence d'un certain type de distribution des forces ou des accélérations sur la hauteur de la construction, en spécifiant la valeur maxima des efforts en un point donné ou sur un plan donné. C'est de ce type qu'est la méthode appliquée dans les spécifications de l'Uniform Building Code. Cette façon de procéder a l'avantage de pouvoir servir à établir un projet préliminaire étant donné qu'elle ne repose pas sur la connaissance d'un ouvrage déjà conçu, mais elle peut présenter certaines imprécisions du fait qu'il n'est pas tenu compte des détails d'agencement ni des caractéristiques d'une construction déterminée. En général, quand un constructeur adopte un procédé empirique ou part d'un critère proposé par un code de construction, il fait en sorte de choisir eu égard à sa méthode de calcul des paramètres tels que les résultats de son analyse soient raisonnablement concordants avec ceux que fourniraient les analyses plus précises répondant à l'un ou à l'autre des deux types précédents.

3. Conditions pour un progrès des connaissances

Idées générales

Pour améliorer l'efficacité des méthodes mises en œuvre dans l'établissement des projets de constructions aptes à résister aux tremblements de terre, il est nécessaire de recueillir de nouvelles données, et ce tant à partir de travaux de recherche complémentaires que de l'observation des phénomènes qui se produisent réellement. Le besoin essentiel est celui d'une meilleure observation des mouvements réels qui interviennent dans les séismes de forte intensité. Malheureusement, parmi les récents tremblements de terre, seuls quelques-uns, relativement peu nombreux, sont survenus dans des régions où l'on disposait d'un appareillage suffisant pour enregistrer complètement les séquences des mouvements provoqués par le séisme. Sans ces enregistrements, il s'est révélé difficile, pour ne pas dire presque impossible, d'interpréter les dommages constatés en les rapportant à leurs causes. A l'annexe 4 «Earthquake Engineering» du rapport «Earthquake Prediction» non encore publié qu'ils ont présenté en 1965 au Federal Office of Science and Technology, le Dr G. W. Housner et le Dr D. E. Hudson s'expriment ainsi :

« Ces dernières années, le monde a été secoué par une série importante de séismes destructeurs : le Mexique en 1957, le Chili en 1960, Agadir en 1960, l'Iran en 1962, Skopje en 1963 et l'Alaska en 1964. Pour aucun de ces tremblements de terre, il n'y a pas eu même une seule mesure des mouvements du sol dans la zone des destructions. Il n'y a que quelque 80 appareils actuellement en service aux Etats-Unis. Ce n'est qu'après le séisme de 1964 et l'enregistrement de plusieurs répliques que des appareils ont été installés en Alaska. Le récent séisme de Niigata (Japon) qui s'est produit en 1964 a clairement fait ressortir l'importance qui s'attache à l'équipement, en appareils de mesure, des régions que l'on ne considère généralement pas comme particulièrement exposées aux mouvements sismiques. Bien que Niigata ne fût pas situé dans une zone considérée par les séismologues japonais comme étant la plus active, on y avait installé ainsi qu'à Akita, à quelque 150 km de là, des accélérographes pour mouvements de forte intensité. D'importants enregistrements accélérographiques ont été réalisés en l'un et l'autre endroits, et l'on en a tiré une interprétation différente de celle à laquelle on serait arrivé en l'absence de ces enregistrements. »

Outre le nécessaire pour la mesure des puissants mouvements sismiques réels dans les différentes régions, on a aussi besoin de prévoir l'équipement des constructions avec des appareillages permettant de déterminer leur réponse. Le seul bâtiment à être même seulement passablement équipé à cet effet et pour lequel on dispose d'enregistrements pris lors d'un séisme est la Tour d'Amérique Latine de Mexico [Référence 12]; ils donnent les déformations relatives des premier, vingt-cinquième et trente-neuvième étages lors du grand tremble-

ment de terre du 28 juillet 1957. Et précisément, ces mesures se sont révélées concorder étroitement avec les mouvements relatifs prévus conformément à l'interprétation faite à partir des efforts tranchants prévus dans ces étages en se basant sur l'analyse des modes de déformation de la construction effectuée pour l'établissement du projet [Référence 13].

Bien que l'on puisse tirer beaucoup d'enseignements de l'évaluation des dommages et de l'observation des ruptures provoqués par les séismes, on en obtiendra beaucoup plus s'il est possible de les rapporter aux efforts et aux mouvements qui sont à leur origine. La grande difficulté devant laquelle se trouve le chercheur est bien sûr le fait que les tremblements de terre ne sont pas prévisibles et que, par conséquent, si l'on veut avoir une chance d'établir des corrélations, il faut équiper d'appareils de mesure un nombre de régions et de constructions beaucoup plus grand que le nombre de celles dont il y a lieu d'attendre l'occasion de réaliser des enregistrements. Il est impératif d'élaborer un programme bien coordonné en vue de la mise en place d'appareils de diverses sortes propres à mettre en lumière les mouvements bruts qui se produisent ainsi que les réactions des constructions. Seconde condition à remplir: les résultats de ces observations doivent être portés à la connaissance des membres de la profession afin de conférer une meilleure précision au calcul des ouvrages résistants aux séismes et de le rendre plus économique.

La situation est presque aussi mauvaise en ce qui concerne les charges de forte intensité dues au vent. Mais les tempêtes sont beaucoup plus fréquentes que les tremblements de terre, et les appareillages ont ainsi plus de chances de réaliser des enregistrements pendant la durée de service d'un ouvrage équipé en prévision des poussées du vent que lorsque l'équipement est de nature sismique. A maints égards, toutefois, ce sont les mêmes types d'appareils qui, pour le vent et pour les séismes, permettent de déterminer les caractéristiques et les niveaux des réponses des constructions.

Parmi les autres domaines nécessitant des recherches, citons l'étude de méthodes appropriées au calcul des fondations, l'étude du comportement des fondations sollicitées par des efforts sismiques y compris la liquéfaction du sol sous la couche de fondation, ainsi que d'autres questions dont certaines seront plus loin évoquées de façon plus détaillée. Une attention plus grande doit être donnée aux dispositions à prendre pour protéger les vies humaines en choisissant les éléments et la charpente qui conviennent, afin d'éviter les dommages importants pouvant amener des pertes de vies humaines chaque fois que c'est possible en adoptant un meilleur type de construction. Il convient enfin d'encourager le développement d'idées entièrement nouvelles et de nouveaux types de constructions. Il existe des méthodes de calcul et des codes de construction standard que l'on peut suivre avec une sécurité raisonnable quand il s'agit de charpentes et de formes structurales classiques, mais il y a beaucoup à faire à propos des constructions non courantes du type de celles que mettent en œuvre les solutions architecturales modernes.

Meilleure description des intensités des charges et des mouvements

Ce sont les mouvements du sol et la force extérieure agissant sur la construction qui, pour les séismes et le vent respectivement, représentent le paramètre d'entrée qui nécessite d'être étudié. Dans l'un et l'autre de ces cas, on a besoin de mieux connaître l'intensité des efforts et des mouvements. En ce qui concerne spécifiquement les mouvements sismiques, il est nécessaire de savoir quelles sont la nature et les interactions des mouvements horizontaux et verticaux pour pouvoir mieux apprécier le comportement des constructions soumises à ces mouvements combinés. Pour certains types de constructions, un intérêt s'attache aussi aux mouvements qui se produisent à l'endroit ou à proximité d'une faille ainsi qu'aux effets des mouvements des failles tout près d'un bâtiment ou au-dessous de lui. Pour mieux comprendre les problèmes sismiques, il importe au premier chef de connaître le comportement du sol et de la roche sous l'action des charges sismiques, car les efforts transmis aux structures édifiées sur le sol ou dans le sol en participent. D'une importance particulière sont les effets des fouilles étendues ou profondes pratiquées sous les bâtiments pour les caves, ainsi que le raccordement des canalisations aux bâtiments et l'ancrage des bâtiments de grande hauteur dans la roche en vue de prévenir les difficultés qui pourraient se manifester du fait des tendances au renversement.

Pour ce qui concerne les efforts dus au vent, il apparaît nécessaire d'arriver à une connaissance plus précise de l'intensité relative des poussées du vent aux différents niveaux des bâtiments ainsi que des aspirations et pressions locales qui s'exercent autour d'eux; on comprend maintenant assez bien ces effets, et des essais sur modèles en soufflerie ont été exécutés et pourront encore être exécutés pour achever d'éclairer ces problèmes. Toutefois, eu égard aux séismes aussi bien qu'au vent, la condition préalable à une meilleure définition des niveaux admissibles à adopter au stade des études est d'arriver à une interprétation plus précise des effets que les mouvements communiqués aux bâtiments exercent sur leurs occupants.

Etablissement de méthodes de calcul

Au cours des dernières années, on a développé de façon très détaillée des méthodes de calcul appropriées aux sollicitations dynamiques, mais il n'en reste pas moins que de nouvelles recherches sont nécessaires en vue, par exemple, de définir pour le calcul préliminaire de meilleures méthodes simplifiées prenant en compte une plus grande proportion des paramètres qui interviennent dans le calcul du bâtiment, tels que le choix du type de charpente, des matériaux à utiliser, des masses et des rigidités en fonction de la hauteur, etc. Il faut arriver à un compromis entre la simplicité et le caractère de généralité que doivent posséder ces méthodes. Peut-être serait-il opportun d'avoir plu-

sieurs méthodes à appliquer successivement, de façon à commencer par un calcul préliminaire très simple pour, ensuite, le corriger en recourant à des techniques un peu moins simples en effectuant le second pas de calcul et, finalement, reconsidérer l'étude en exécutant un calcul plus poussé à l'aide d'un ordinateur.

La phase suivante fait évidemment intervenir des calculs plus élaborés à exécuter, en général, avec des calculatrices numériques très rapides pour revoir de façon plus détaillée, dans les cas spéciaux, la validité des calculs. Un nouvel effort doit être fait pour simplifier ces méthodes en permettant d'obtenir une meilleure précision eu égard aux hypothèses faites dans le calcul. Ces techniques doivent prendre en compte le comportement des joints et des assemblages, les niveaux d'amortissement appropriés pour les différents modes de comportement du bâtiment, les interactions de la charpente avec les éléments qui n'en font pas partie ainsi que les conditions au voisinage de la rupture, de façon à s'assurer que le mode de rupture n'est pas de nature à entraîner des destructions périlleuses ou catastrophiques et des pertes de vies humaines.

En raison de la quasi impossibilité dans laquelle on est d'établir des corrélations au moyen des phénomènes sismiques réels, il apparaît nécessaire de rapporter les méthodes théoriques aux essais sur modèles. Cependant, lorsque le hasard veut qu'il soit possible d'établir une corrélation, il convient de tirer tout le parti possible des données fournies par l'observation des séismes, en les rapportant aux essais sur modèles ainsi qu'à l'analyse théorique, afin de permettre une meilleure interprétation des phénomènes.

Propriétés des matériaux et des éléments de charpente

Bien que l'on dispose déjà de nombreux éléments d'information sur le comportement du béton armé, du béton précontraint et du béton préfabriqué, on a besoin d'en recueillir encore d'autres tant sur les paramètres régissant les propriétés des matériaux que sur la résistance et la ductilité des pièces de charpente exécutées à partir de ces matériaux. Entre autres questions similaires, les effets de l'état des contraintes, de la vitesse de chargement, des répétitions et l'alternances d'efforts, des variations de température, des radiations d'origine nucléaire, du vieillissement et de la corrosion des armatures métalliques, de la fissuration et de l'éclatement du béton, du fluage y compris celui dû au caractère trop liquide du béton, du retrait, etc. sont des problèmes importants dans tous les emplois du béton avec des armatures.

Quand le béton doit supporter des charges dynamiques, il est particulièrement important d'être bien documenté sur l'adhérence et l'ancrage des armatures, y compris les éléments tendus précontraints ou à liaison ultérieure, les contraintes de cisaillement, la fissuration due aux tractions obliques, les armatures d'âme ou de cisaillement nécessaires ainsi que sur la résistance à la compression et la ductilité du béton soumis à la fois à des compressions relative-

ment élevées et à la flexion. De plus, le comportement du béton armé travaillant à la traction présente un grand intérêt au sujet de l'effet de renversement qui s'exerce sur les constructions en béton. C'est une importance capitale, spécialement dans le cas de formes étroites ou élancées et de tours, que revêtent les méthodes permettant d'assurer la résistance à la ruine ou aux dommages des armatures des poteaux extérieurs de ces bâtiments.

Tout à la fois la résistance et la ductilité des différents éléments de charpente mis en œuvre dans un bâtiment ont une importance en ce qui concerne le calcul d'un ouvrage résistant aux tremblements de terre. On peut mesurer la résistance en prenant la charge maximum que l'élément peut supporter eu égard aux taux de déformation admissibles qui correspondent aux différentes valeurs de la résistance que l'élément peut mobiliser. Il est intéressant d'avoir des données précises tant sur la résistance qui se manifeste dans les conditions qui correspondent à simplement une légère fissuration que sur la résistance et les déformations qui peuvent être mobilisées avant que la ruine ne menace. Cette information est nécessaire dans le cas des poutres, en y comprenant les poutres soumises à un effort tranchant important combiné à la flexion ainsi qu'à de fortes compressions; également avec les murs se déformant à la fois dans leur plan et transversalement par rapport à lui, faisant office de dalles; dans le cas des dalles ou des planchers aussi, en portant une attention particulière aux interactions avec les poutres et poutrelles qui les soutiennent ainsi qu'avec les poteaux et leurs chapiteaux dans les exécutions en dalle plane ou en plaque plane. Pour déterminer tant la rigidité que la résistance de l'ouvrage, il faut connaître quelle est la partie de la largeur du plancher qui intervient dans l'action de la pièce de plancher en tant qu'élément de la charpente transversale.

Enfin, étant donné la multiplication des arcs, des dômes, des voiles et des pièces comportant des éléments courbes, il apparaît nécessaire de prêter plus d'attention à toutes ces pièces dans les emplois qui les exposent aux charges sismiques et aux poussées du vent.

Résistance et ductilité des joints et des assemblages

Pour former un bâtiment, il faut assembler les pièces de charpente les unes aux autres. Bien qu'on dispose d'une vaste documentation sur les pièces de charpente, et bien que beaucoup plus soit nécessaire ainsi qu'on l'a vu au chapitre précédent, on ne connaît en fait pas grand-chose de vraiment définitif sur la résistance et la ductilité des joints et des assemblages entre les pièces de charpente, plus particulièrement entre les pièces de types différents que sont par exemple les dalles et les poteaux, ou encore entre les murs et les poutrelles ou les éléments des linteaux. Il importe tout spécialement de définir des moyens rationnels et précis assurant un renforcement autour des ouvertures ménagées dans les murs, afin d'éviter que des fissures affectent les murs de cisaillement ou

même que ceux-ci viennent à se rompre. Les séismes tels que celui d'Anchorage donnent lieu à des observations spécialement évidentes touchant les fissures en «X», aux effets particulièrement inesthétiques et néfastes, qui apparaissent dans les voiles qui réunissent les murs de cisaillement dans les régions des fenêtres; il convient de développer des méthodes de calcul propres à ces éléments, de façon à leur conserver une meilleure intégrité. Cette démarche peut exiger qu'on porte une attention particulière aux détails des armatures et à la mise en œuvre de moyens permettant que des déformations se produisent sans qu'il y ait d'écrasement ni de fissuration due aux cisaillements dans les éléments élancés qui entrent en contact les éléments plus rigides.

L'une des principales difficultés qu'on rencontre dans les systèmes constitués par des poteaux et poutres en béton armé est posée par la disposition des armatures aux joints où se rencontrent toutes les barres des armatures. Il faudra faire preuve d'ingéniosité pour développer des procédés permettant de réunir ces éléments, peut-être en recourant à des dispositifs d'assemblage préfabriqués à mettre en œuvre selon une méthode originale pour les raccorder aux pièces de charpente elles-mêmes, en évitant ainsi certains des problèmes d'exécution pratique qui se posent dans la construction des charpentes en béton coulé sur place.

De nombreux exemples témoignent de l'application très heureuse des constructions mixtes, notamment de celles associant éléments préfabriqués et éléments coulés sur place. Il apparaît toutefois nécessaire d'étudier de plus près les dispositions particulières qui seraient de nature à conférer aux ouvrages une résistance dynamique accrue, car il existe maints types de constructions qui, tout en satisfaisant aux conditions de la résistance statique, ne semblent pas être capables de résister convenablement aux charges dynamiques. Un exemple important en est offert par les assemblages soudés des barres d'armatures fréquents dans la construction préfabriquée.

Une grande partie de l'amortissement qui se manifeste dans un bâtiment résulte de l'absorption d'énergie aux joints et assemblages, bien que néanmoins un amortissement considérable puisse être le fait des interactions se produisant entre les pièces principales de la charpente et les éléments qui n'en font pas partie ou même certains qui en font partie comme, par exemple, les cloisons. Il est aussi nécessaire par conséquent d'étudier encore la façon dont se produisent l'amortissement et l'absorption d'énergie aux joints et assemblages.

Résistance et ductilité des ossatures complètes

Nous avons jusqu'à présent considéré différents éléments entrant dans la composition des charpentes, comme les matériaux utilisés, les pièces individuelles exécutées dans ces matériaux, les joints et assemblages de ces pièces, etc. Mais c'est la réunion de toutes ces parties que représente une construction.

Celle-ci comprend autre chose que ces pièces individuelles et leurs assemblages, car elle repose sur des fondations ou dans le sol et il se produit des interactions entre elle et les fondations quand ces dernières sont soumises à des mouvements ou lorsque la construction est sollicitée par des charges. C'est donc le système d'ossature tout entier et son comportement sous les charges sismiques ou les poussées du vent, ou encore d'autres efforts horizontaux, que nous sommes amenés à examiner. Il est dans certains cas possible, à partir des propriétés des éléments individuels, de déduire quelle est la résistance du système global, l'amortissement qui s'y manifeste et le mode de rupture; mais ces pièces agissent les unes sur les autres d'une manière très complexe, et aussi de manière différente selon les types de charge et la direction dans laquelle s'exercent ces charges. Les phénomènes d'interaction représentent donc un problème dont il faut tenir compte dans ses détails d'une façon beaucoup plus rigoureuse qu'on ne l'a jusqu'à présent fait si l'on veut obtenir une résistance horizontale satisfaisante aux charges dynamiques. Certaines questions sont juste mentionnées en passant. D'autres pourraient peut-être aussi bien être définies, ayant une importance égale ou même plus grande. Toutefois, les problèmes qui ont été évoqués sont déjà connus comme étant une source de difficultés et de doutes, et il est bien certain que ce sont là des sujets sur lesquels nos connaissances présentent de grossières lacunes.

Les phénomènes d'interaction entre le bâtiment et ses fondations peuvent amener une absorption d'énergie, d'une façon semblable à l'amortissement dont les pièces et les joints sont le siège, et cette absorption d'énergie est de nature à exercer une influence considérable sur le comportement du bâtiment. Par exemple, aux charges inférieures à celles qui provoquent l'écoulement, l'amortissement qui se produit dans les pièces en béton précontraint peut ne pas dépasser 2% de la valeur critique et, dans les pièces en béton armé avec des fissures moyennement ouvertes, il peut être inférieur à 4%. Même en présence de joints qui permettent une plus grande absorption d'énergie, l'amortissement ne dépasse pas ces valeurs de beaucoup. On peut les comparer à l'amortissement que l'on a constaté dans des ouvrages importants soumis à des contraintes inférieures aux charges de service et qui s'est révélé inférieur ou égal à 0,5% de la valeur critique. Il peut néanmoins se faire que les interactions entre un bâtiment et ses fondations absorbent une plus grande quantité d'énergie et entraînent, de la part de l'ensemble du système, un amortissement effectif atteignant 5 à 10%. Sur ce point, l'information dont on dispose n'est pas satisfaisante. Tout dépend bien sûr du type de fondation et des possibilités d'interactions entre les matériaux des fondations et les murs du sous-sol, les planchers, les semelles et autres parties du bâtiment.

On a déjà fait allusion à l'importance qui s'attache aux ouvertures ménagées dans les murs de cisaillement, au renforcement mis en place autour de ces ouvertures ainsi qu'aux phénomènes d'interaction entre les murs de cisaillement et les cadres travaillant à la flexion lorsqu'ils font partie intégrante, à

côté d'éléments d'un autre type, d'un système mixte. La résistance du bâtiment n'est pas nécessairement la somme des résistances des éléments qui le constituent, et ce même si ces éléments ont été calculés pour concourir à la résistance selon un mode composite. En raison des différences de ductilité des divers éléments de la construction, la partie la plus rigide peut très bien céder avant même que la partie la plus souple ne commence à développer sa résistance. Les phénomènes de ce genre surviennent plus particulièrement à propos des interactions entre les murs de cisaillement et les cadres travaillant à la flexion dans les constructions où l'on utilise ces deux sortes d'éléments comme renforcement. Il est par conséquent essentiel d'être informés des relations résistance-déformations relatives aux divers types d'éléments mis en œuvre pour raidir une construction ou la renforcer contre les efforts horizontaux, de façon à être en mesure d'évaluer les interactions de ces différents éléments.

Parmi les autres questions qui nécessitent d'être étudiées, citons : les assemblages aux murs exécutés par coffrages glissants, y compris l'appui des poutres et poutrelles sur ces murs et le renforcement des ouvertures ménagées dans ces murs ; la mise en place d'un contreventement latéral dans les ouvrages exécutés selon la technique de la dalle levée ; le problème des fers de précontrainte mis ou non en liaison dans la construction en béton précontraint ; le comportement des ancrages précontraints sous les charges dynamiques ; enfin le raccordement des armatures, particulièrement des barres de grandes dimensions et l'assemblage des armatures aux fondations.

Bien que l'on connaisse déjà beaucoup de choses sur le comportement des constructions en béton armé et précontraint soumis à des charges dynamiques, il est clair que beaucoup reste encore à apprendre. Grâce à la coopération des ingénieurs des différents pays représentés à ce Congrès, on espère que nombre de ces questions trouveront une réponse dans un proche avenir.