Zeitschrift: Bulletin technique de la Suisse romande
Band: 100 (1974)
Heft: 5: SIA spécial, no 2, 1974

Artikel: Bâtiments élevés en béton
Autor: Steinmann, Georges A.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-72095

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation
L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use
The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 09.12.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Bâtiments élevés en béton[1]

par GEORGES A. STEINMANN, Genève

La première partie donne un aperçu du matériau et des catégories de structures, indique les conceptions modernes appliquées au calcul de la stabilité et à la vérification des sécurités et définit les bâtiments élevés par rapport aux actions horizontales (vent et séisme). La deuxième partie examine ces actions horizontales et cite des essais sur maquette. La troisième partie décrit les types de structures qui résistent aux actions horizontales et qui transmettent correctement les résultantes aux fondations. La quatrième partie illustre le thème par des exemples choisis, d'une part dans l'Antiquité (Temple) et au Moyen Age (cathédrales) pour les structures en pierre et, d'autre part dans la période actuelle pour les structures en pierre « reconstituée » qu'est le matériau béton.

1. Introduction

1.1 « Ars sine scientia nihil est », s'exclamait le maître architecte français Jean Mignot, en 1401, lors de la défense, à Milan, de son projet de cathédrale. Cette conception « sans science, il n'y a pas d'art » s'opposait à celle des maîtres lombards qui prétendaient que « la science n'est que technique ». Ces derniers estimaient, en conséquence, qu'il suffisait de posséder la technique de l'exécution. Notre conception quant à l'« art de construire » constitue une synthèse entre l'Art, la Science et la Technique. Les « règles de l'art » sont basées sur la science pour la conception et elles sont basées sur la technique pour l'exécution elle-même.

Le matériau « béton » est de la « pierre reconstituée » ou conglomérat de sable et de gravier, constituant un ensemble au moyen d'un liant appelé lait de ciment (ciment + eau). C'est un matériau pauvre dont la caractéristique de mise en place est le coulage dans des moules. Il est, en conséquence, intéressant de comparer les réalisations anciennes en pierre naturelle et les réalisations modernes en béton, que ce soit en béton armé ou en béton précontraint.

1.2 Les structures sont divisées en quatre catégories :

— structure linéaire dans laquelle la dimension transversale de la section est négligeable par rapport à la portée ;

— structure plane dans laquelle l'épaisseur est faible par rapport aus deux dimensions du plan. Il faut distinguer : la structure plane supportant les actions perpendiculaires à leur feuillet moyen (plaques ou dalles), celle supportant des actions parallèles à leur feuillet moyen (poutres-cloisons ou parois) et celle supportant des actions perpendiculaires et parallèles à leur feuillet moyen (structure plissée ou polygonale, structure en noyau ou en tuyau) ;

— structure courbée constituée par des surfaces à simple et double courbure ;

— structure massive dans laquelle les trois dimensions du volume sont sensiblement égales (fondations, ancrage, culée).

Le matériau « béton » est le seul matériau avec lequel il est possible de concevoir les 4 catégories de structures. Pour chaque catégorie, une théorie de calcul adéquate est et doit être utilisée selon la conception moderne. Ces théories sont basées sur la mécanique et ses divisions, soit la statique, la cinématique et la dynamique.

Ainsi, dans la conception moderne du calcul des structures, la théorie est adaptée aux catégories et non plus les catégories à la théorie !

1.3 La conception moderne est basée sur la notion des sécurités par rapport à certains états-limites. Il est distingué quatre états-limites divisés en deux groupes. Le premier groupe comprend les états-limites ultimes qui sont l'état-limite de rupture et l'état-limite d'instabilité. Le second groupe comprend les états-limites d'utilisation qui sont l'état-limite de déformation et l'état-limite de fissuration.

La conception semi-probabiliste de la sécurité consiste à comparer la résistance d'une section à la sollicitation engendrée dans cette section par les actions. Les caractéristiques mécaniques R des matériaux sont affectées alors d'un coefficient de minoration s_2, tandis que les sollicitations S_a calculées au moyen d'une théorie adéquate sont affectées d'un coefficient de majoration ou d'amplification s_1. Dans la plupart des cas, il est possible d'introduire un seul coefficient de sécurité global s par rapport à l'état-limite de rupture, selon l'équation fondamentale :

$$s_1 \cdot S_a = \frac{R}{s_2},$$

d'où : $s = s_1 \times s_2 = \dfrac{R}{S_a}$

Les actions qui engendrent les sollicitations (effort normal et moment de flexion, effort tranchant et moment de torsion) sont de deux types :

— les actions directes, soit les charges ou les forces (poids propre de la structure, charge permanente, charge d'utilisation ou d'exploitation, charges climatiques neige et vent, forces additionnelles dues au freinage, aux forces centrifuges et aux phénomènes vibratoires, charges dues au procédé de construction, charges exceptionnelles telles que les ouragans, les tornades, les séismes, les déflagrations et les ondes de choc) ;

— les actions indirectes, qui sont les déformations imposées (retrait, effets thermiques, précontrainte, déplacements d'appuis, déformations découlant de certaines phases de l'exécution).

Le coefficient de sécurité global à la rupture est donc le rapport entre la résistance d'une section et la sollicitation appliquée à cette section. Ce coefficient est différent lorsqu'il s'agit d'une « rupture ductile » par rapport à l'acier d'armature et lorsqu'il s'agit d'une « rupture fragile » par rapport au béton. Selon les Recommandations du Comité Européen du Béton CEB et la Fédération Internationale de la Précontrainte FIP (rédaction 1970), les coefficients sont les suivants :

sollicitations : $s_1 = 1{,}5$

matériaux : acier $s_2 = 1{,}15$

béton $s_2 = 1{,}5$

[1] Texte d'une conférence donnée lors des Journées d'études organisées à l'EPFZ par les groupes spécialisés des Ponts et Charpentes et des architectes de la SIA, du 18-20 octobre 1973.

Selon la Norme SIA nº 162 concernant le béton, le béton armé et le béton précontraint, les coefficients de sécurité sont les suivants :

sollicitations : $s_1 = 1{,}4$

matériaux : acier $s_2 = 1{,}3$

béton $s_2 = 1{,}8$

En conséquence, le coefficient global de sécurité à la rupture varie de 1,7 (CEB-FIP) à 1,8 (Suisse) en flexion simple et de 2,25 (CEB-FIP) à 2,5 (Suisse) en compression simple.

1.4 Les bâtiments élevés sont souvent définis par leur hauteur au-dessus du sol. Cette définition n'a aucun sens au point de vue de la structure. Il apparaît nécessaire de les caractériser par les actions des forces horizontales auxquelles ils sont soumis. Ces forces horizontales sont le vent et les séismes, qui constituent des actions alternées directes. En conséquence, le problème statique posé par les bâtiments élevés est la résistance à ces actions et la reprise des actions horizontales par des structures adéquates. Les structures horizontales ont pour mission de distribuer et de répartir les forces horizontales engendrées par le vent et les séismes, tandis que les structures verticales résistent et transmettent ces dernières au sol par l'intermédiaire des fondations.

La figure 1 compare les sollicitations au niveau du sol entre un bâtiment élevé de 26 étages et un bâtiment normal de 7 étages. Il apparaît évident qu'une structure verticale qui doit résister à un moment de flexion M de 16 850 tm (26 étages) pose des problèmes de conception et d'exécution bien différents de ceux posés pour la reprise d'un moment de flexion $M = 1060$ tm (7 étages), soit environ 16 fois plus petit pour une même surface au sol. L'indication de l'excentricité e permet une appréciation globale de la structure et du système de fondation.

2. Actions horizontales

2.1 *Action du vent*

Le vent exerce sur les surfaces frappées des pressions et des dépressions, en même temps que des pressions intérieures et des pressions localisées. La grandeur et la répartition de ces forces dépendent de la forme et des dimensions de l'ouvrage, de son environnement, de sa situation et des caractéristiques du vent. Ce dernier n'agit pas d'une manière constante et engendre, de cette façon, des oscillations et des tourbillons. L'action du vent est représentée, au point de vue du calcul statique, par des forces ou pressions qui sont proportionnelles à la pression dynamique q. Cette dernière est essentiellement fonction du poids spécifique de l'air et de la vitesse du vent. Les pressions déterminantes sont le produit de la pression dynamique q par des coefficients de forme c_p qui sont déterminés au moyen du théorème de la conservation de l'énergie de Bernoulli. Ces derniers sont fonction de la forme de l'objet, de la direction du vent et de la nature de la surface frappée. Les normes techniques de charge indiquent les valeurs de q en fonction de la hauteur du bâtiment au-dessus du sol et donnent en général, pour certains bâtiments-types, les coefficients c_p. Il importe pour la conception et le calcul de la structure de connaître avec une précision suffisante le point d'application et l'intensité des résultantes des forces dues à l'action du vent. Pour les ouvrages importants, tels que les bâtiments élevés, il apparaît nécessaire de procéder à des essais sur maquette.

Pour le bâtiment du nouveau siège du Bureau International du Travail, à Genève, l'ingénieur a demandé des essais sur maquette, essais très complets exécutés avec soin et compétence en 1968/69 au Laboratoire de recherches de la Fabrique Fédérale d'Avions à Emmen (LU). La maquette a été réalisée en bois à l'échelle 1 : 200 et les mesures ont été prises en 200 points. Le programme très complet comprend la détermination des coefficients de forme c_p pour 15 angles différents et pour une pression dynamique sensiblement égale à 150 kg/m² (vitesse 183 km/h), l'influence de la fermeture de certaines coupoles prévues sur des terrasses ou toitures, l'influence de l'effet de Reynold's pour 4 vitesses et 3 angles différents, l'étude des courants pour une vitesse de 104 km/h et 10 angles différents, l'essai complémentaire de pression pour une vitesse égale à 104 km/h.

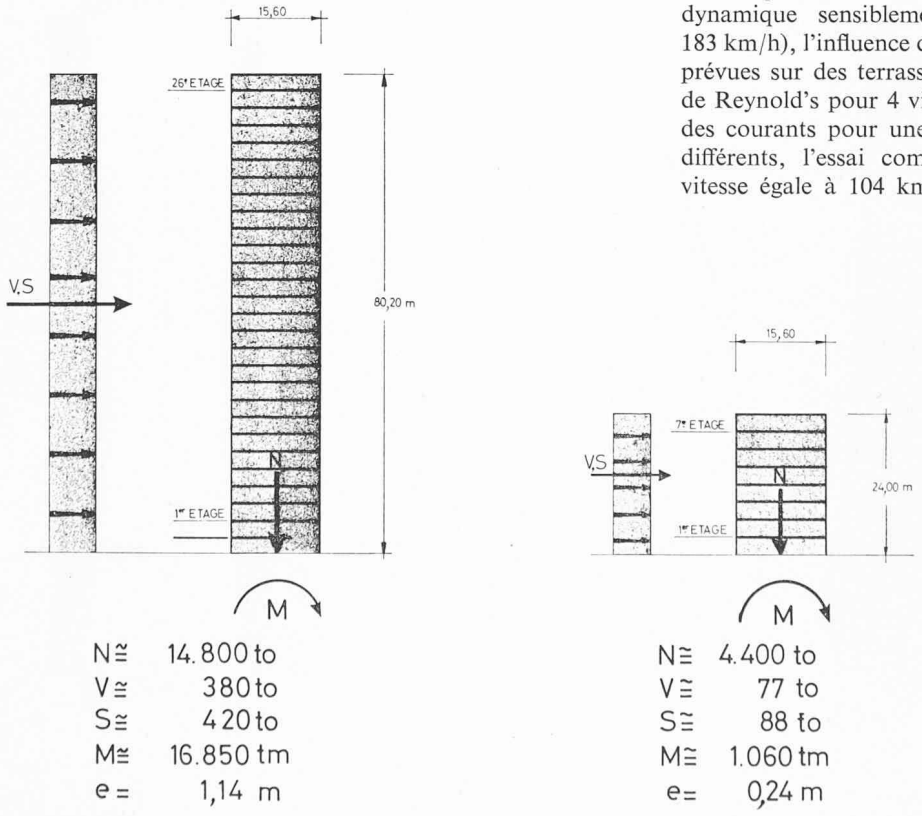

Fig. 1. — Comparaison entre un bâtiment élevé et un bâtiment de hauteur normale par rapport aux sollicitations, au niveau du sol.

N = effort normal dû à l'action du poids propre de la structure, des charges permanentes et des charges d'exploitation (charge utile).

V = effort horizontal dû à l'action du vent.

S = effort horizontal dû à l'action des séismes selon une équivalence statique (charge de remplacement).

M = moment de flexion simple au niveau du sol dû à l'action des sollicitations horizontales V et S.

e = excentricité de la résultante des efforts normaux et horizontaux.

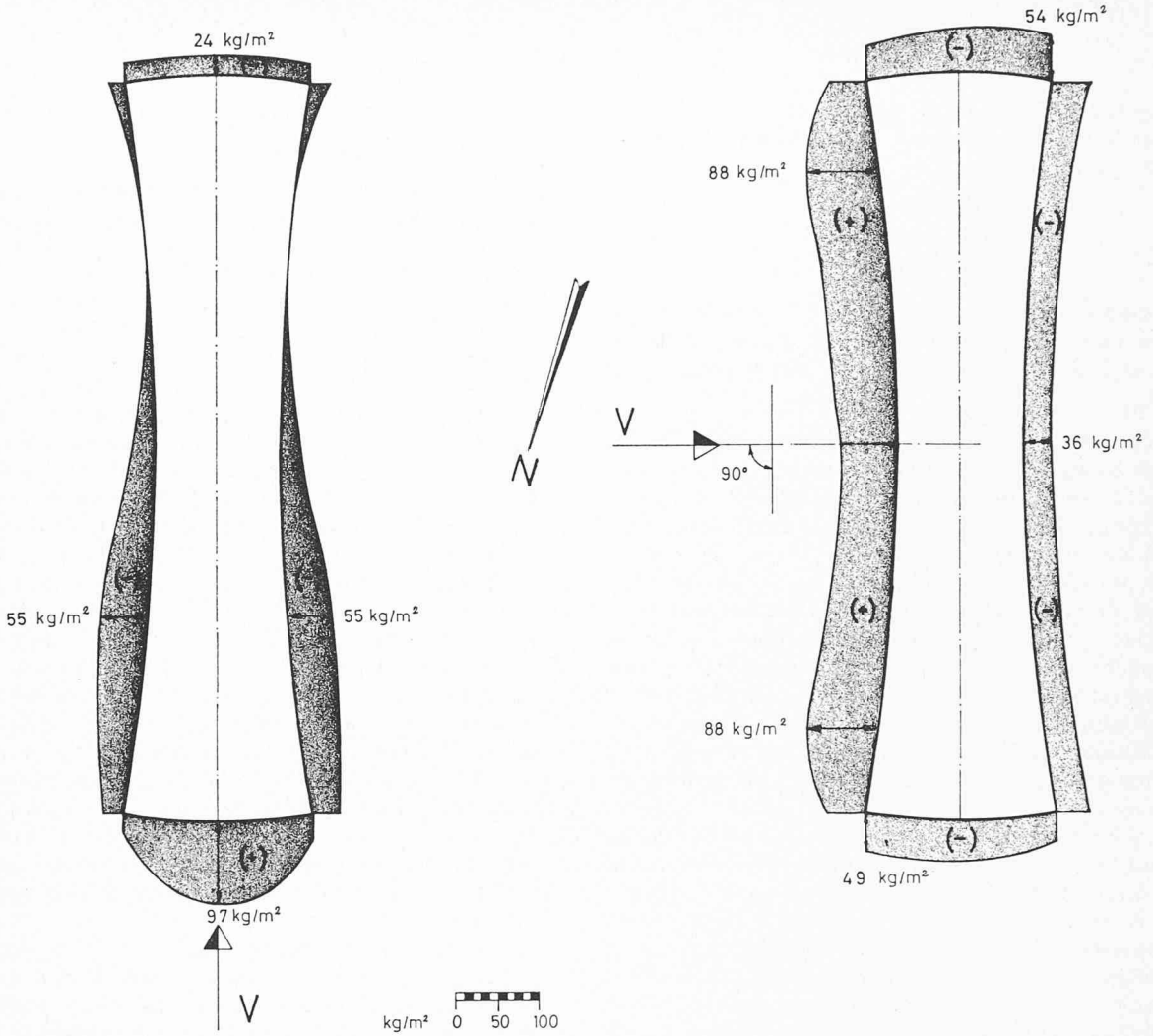

Fig. 2. — Action du vent. Essais sur maquette du nouveau siège du Bureau International du Travail, Genève. Diagramme des pressions p en kg/m² pour un vent perpendiculaire aux façades, vitesse 150 km/h (pression dynamique $q = 100$ kg/m²). *a)* Vent perpendiculaire à la façade nord. *b)* Vent perpendiculaire à la façade est. (+) = pression. (−) = dépression.

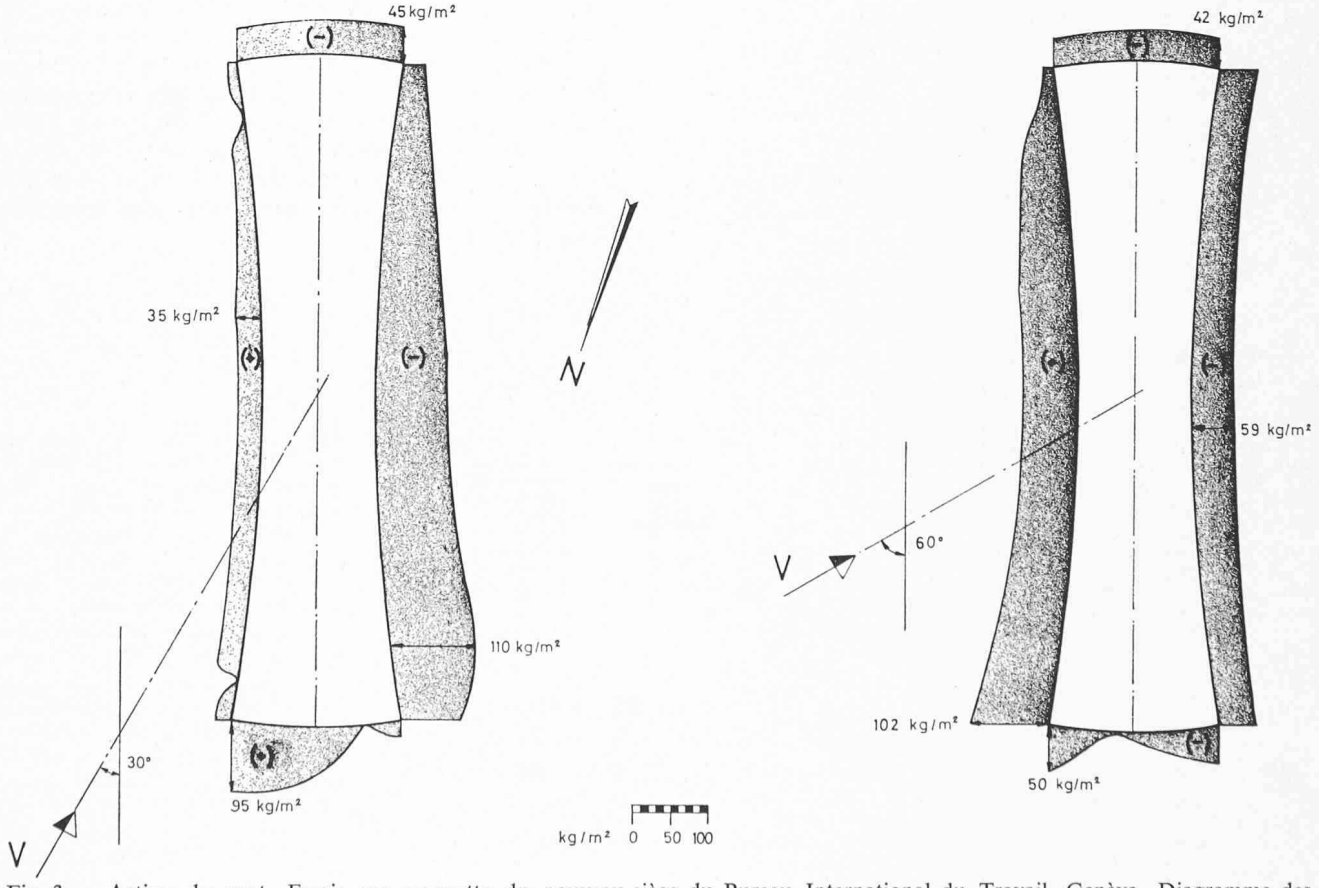

Fig. 3. — Action du vent. Essais sur maquette du nouveau siège du Bureau International du Travail, Genève. Diagramme des pressions p par kg/m² pour des directions de vent de 60° et 30° sur la façade est, vitesse 150 km/h (pression dynamique $q = 100$ kg/m²).
a) Angle 60° par rapport à la perpendiculaire à la façade.
b) Angle 30° par rapport à la perpendiculaire à la façade. (+) = pression. (−) = dépression.

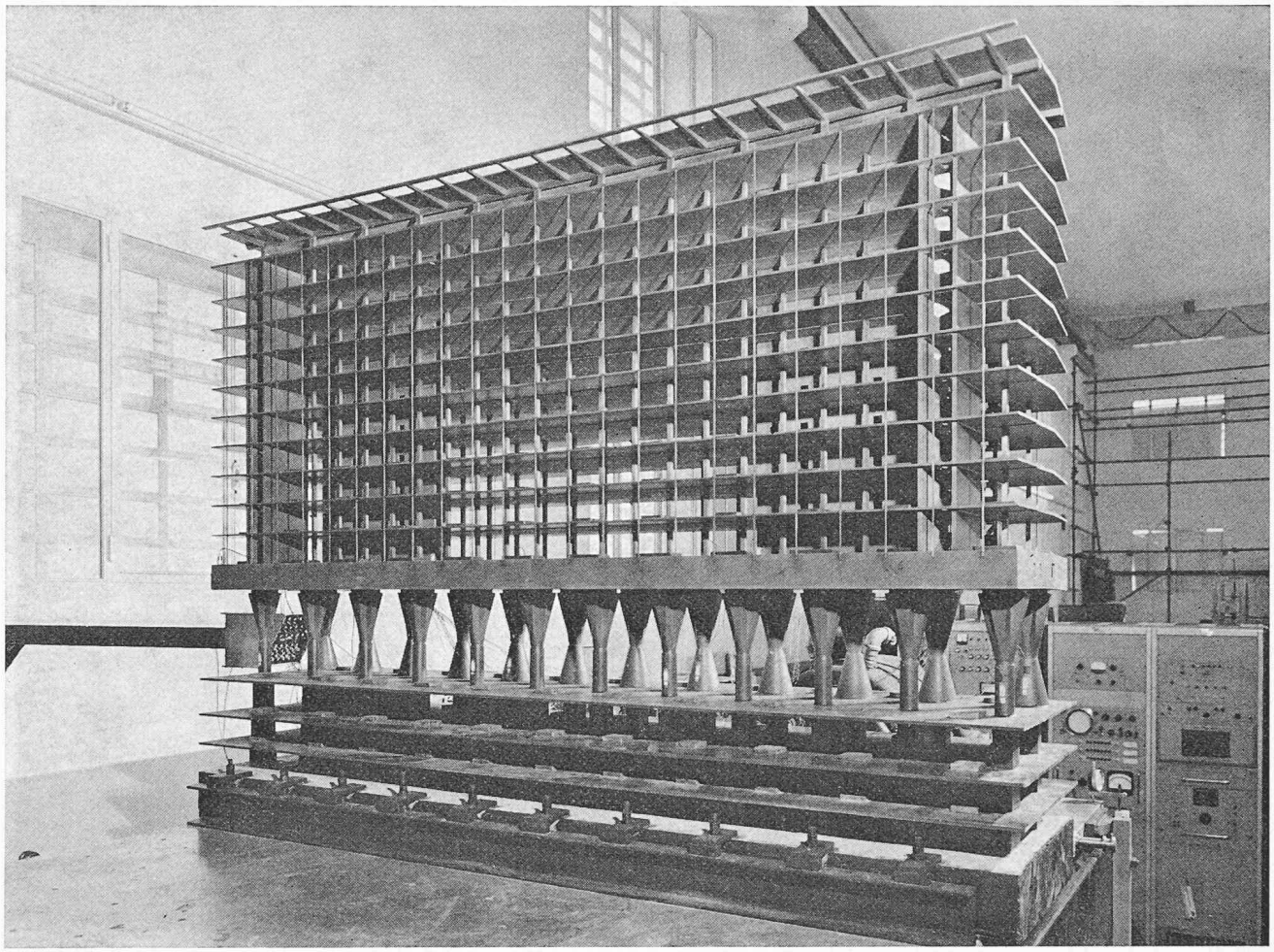

Fig. 4. — Action d'un séisme. Essais sur maquette du nouveau siège du Bureau International du Travail, Genève. Partie centrale sur portique, longueur 84 m, hauteur sur fondations 59,40 m (18 niveaux réels). Vue d'ensemble de la maquette, échelle 1 : 40. Laboratoire de l'ISMES, Bergame.

Il est intéressant de reproduire certains résultats pour les comparer à certaines indications contenues dans la Norme SIA 160/1970 concernant les charges. La figure 2 indique les diagrammes des pressions dues à des vents perpendiculaires aux façades du bâtiment principal dit du « Secrétariat », à mi-hauteur, soit au niveau du 5e étage (voir section transversale du bâtiment fig. 30). La figure 3 indique le diagramme des pressions au même niveau sous des angles de 30° et de 60°. Les essais montrent que le coefficient c_p pour la pression est environ égal à 1 et que le coefficient c_p pour la dépression est aussi égal à 1. L'interprétation de la Norme SIA indique 0,9, respectivement 0,5 à 0,6. Cependant, la combinaison la plus défavorable donne dans l'essai un coefficient de 1,42 pour la résultante et la Norme SIA 1,4 à 1,5. Ce sont les dépressions verticales qui accusent les plus grands écarts avec des coefficients c_p de 4,5 au maximum.

Pour les dépressions horizontales dans les façades, certains points sont soumis à des pressions 2,3 fois plus grandes que celles indiquées dans la Norme SIA.

Le vent est une action directe et les sollicitations engendrées doivent être combinées avec celles des autres actions directes, sauf avec celles engendrées par les charges exceptionnelles, telles que les séismes. Dans un calcul de l'état-limite de rupture de la structure, le coefficient de sécurité partielle s_1 est pris égal à 1,4 (Suisse) ou à 1,5 (CEB-FIP).

2.2 *Action des séismes*

Les séismes constituent des phénomènes vibratoires avec oscillations entretenues. D'une manière générale, les oscillations horizontales sont déterminantes. Ces dernières provoquent des déplacements de masse dus à l'accélération de la pesanteur g ($g = 9{,}81$ m/sec^2). Une première approximation pour le calcul statique ou « calcul de figuration » est de remplacer l'action des séismes par des forces horizontales qui sont des fractions de la pesanteur des différents éléments de la structure, des charges permanentes et éventuellement des charges utiles ou d'exploitation. Cette représentation statique simple est décrite dans les différentes normes techniques, mais elle ne correspond guère à la réalité du phénomène vibratoire.

De nouvelles méthodes de calcul sont proposées pour tenir compte des oscillations et des caractéristiques des séismes (fréquence, amplitude, impulsion, etc.) afin d'estimer la résistance des structures aux efforts dynamiques. Les fréquences des séismes sont de l'ordre de 1 à 4 Hertz, ou moins et les problèmes de résonance sont ainsi posés pour la structure. Il apparaît, en conséquence, indispensable d'estimer par le calcul la valeur de la fréquence propre des structures. Au point de vue de la conception de ces dernières, il faut rappeler l'importance primordiale des liaisons entre les éléments résistants verticaux et horizontaux.

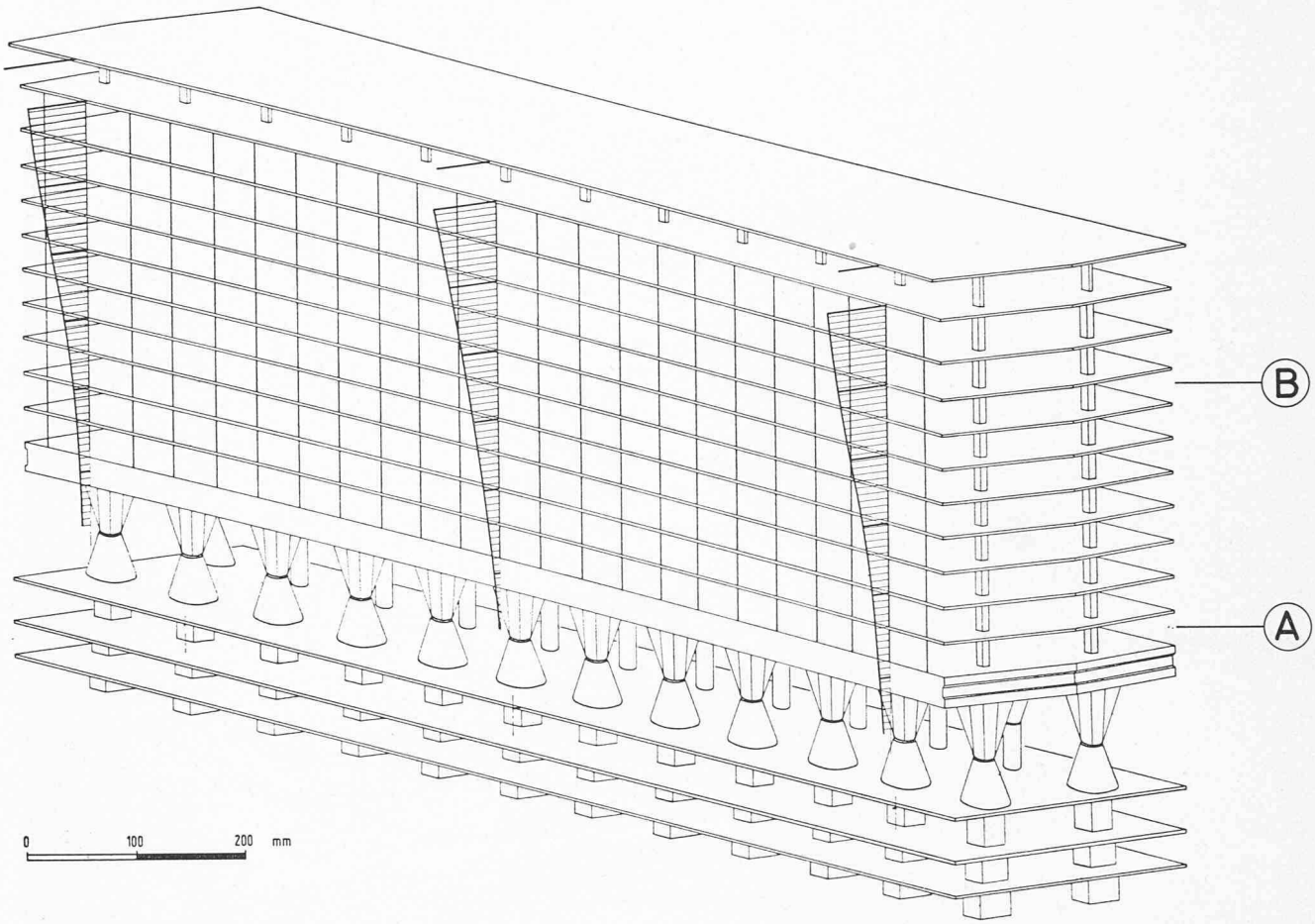

Fig. 5. — Action d'un séisme. Essais sur maquette du nouveau siège du Bureau International du Travail, Genève. Partie centrale. Déformations pour une fréquence propre $f = 0{,}69$ Hz.

La Norme SIA 160/1970 concernant les charges indique les accélérations horizontales pour les classes d'intensité VII et VIII selon la classification de Rossi-Forel. Ces valeurs varient de 0,02 g à 0,05 g. Pour les bâtiments élevés, le coefficient d'augmentation de 40 % devrait être appliqué. D'une manière générale, la classe VII avec 0,02 g plus 40 % est à envisager.

Les sollicitations calculées au moyen de cette méthode statique doivent être combinées avec celles des autres actions, à l'exclusion de l'action du vent. Il se pose alors la question d'appliquer le coefficient partiel de sécurité s_1 affectant les sollicitations dans un calcul à l'état-limite de rupture. La Norme SIA 162/1968 concernant les ouvrages en béton, en béton armé et en béton précontraint indique d'une manière réaliste dans une directive les coefficients de sécurité globaux s relatifs à deux groupes d'exigence par rapport aux dommages quant aux actions de charges exceptionnelles ou extraordinaires. Le groupe I comprend les dommages réparables avec $s = 1{,}5$ (rupture ductile) et $s = 2{,}0$ (rupture fragile). Le groupe II comprend les dommages graves rendant l'ouvrage ou l'un de ses éléments inutilisables avec $s = 1{,}2$ (rupture ductile) et $s = 1{,}4$ (rupture fragile). Le coefficient s_1 n'est pas indiqué et l'auteur rend attentif au fait que le coefficient s_2 affectant les matériaux ne devrait pas être modifié puisqu'il est basé sur la résistance caractéristique de ces derniers. En conséquence, et en utilisant les coefficients partiels de sécurité s_2 des Recommandations Internationales CEB-FIP, l'auteur estime que le coefficient s_1 est égal à 1,3 environ pour le Groupe I (dommages réparables) et à 1,0 pour le Groupe II (dommages irréparables).

Dans le cas d'ouvrages importants, des essais sur maquette permettent de vérifier le comportement des structures sous l'action des séismes. Pour le bâtiment du Bureau International du Travail, nouveau siège, à Genève, l'ingénieur a proposé des essais sur maquette de deux parties du bâtiment principal dit du « Secrétariat ».

Cette proposition a été acceptée par le maître de l'ouvrage et les essais ont été exécutés à l'Institut Expérimental des Matériaux et des Structures, ISMES, à Bergame, en 1969. Deux maquettes en résine synthétique à l'échelle 1 : 40 ont été essayées. L'une représente la partie sud et l'autre la partie centrale des structures (voir fig. 30, 31 et 32). Ces essais délicats ont été exécutés avec une haute compétence sous la direction du très regretté Dr ing. Lauletta. Les déformations, les contraintes et les fréquences propres ont été déterminées et comparées aux résultats des calculs statiques. Il était important de vérifier les déformations dans les joints à cause du problème des façades en éléments « Alcast » (fonte d'aluminium), de déterminer les fréquences propres pour juger des résonances avec les fréquences de certains séismes et d'estimer l'efficacité des structures verticales quant aux actions horizontales. Les problèmes du passage des charges dans l'étage technique, les rez-de-chaussées et les sous-sols étaient complexes.

La figure 4 représente la maquette de la partie centrale en laboratoire ; la figure 5 reproduit l'allure des déformations sous la fréquence propre de 0,69 Hertz. La

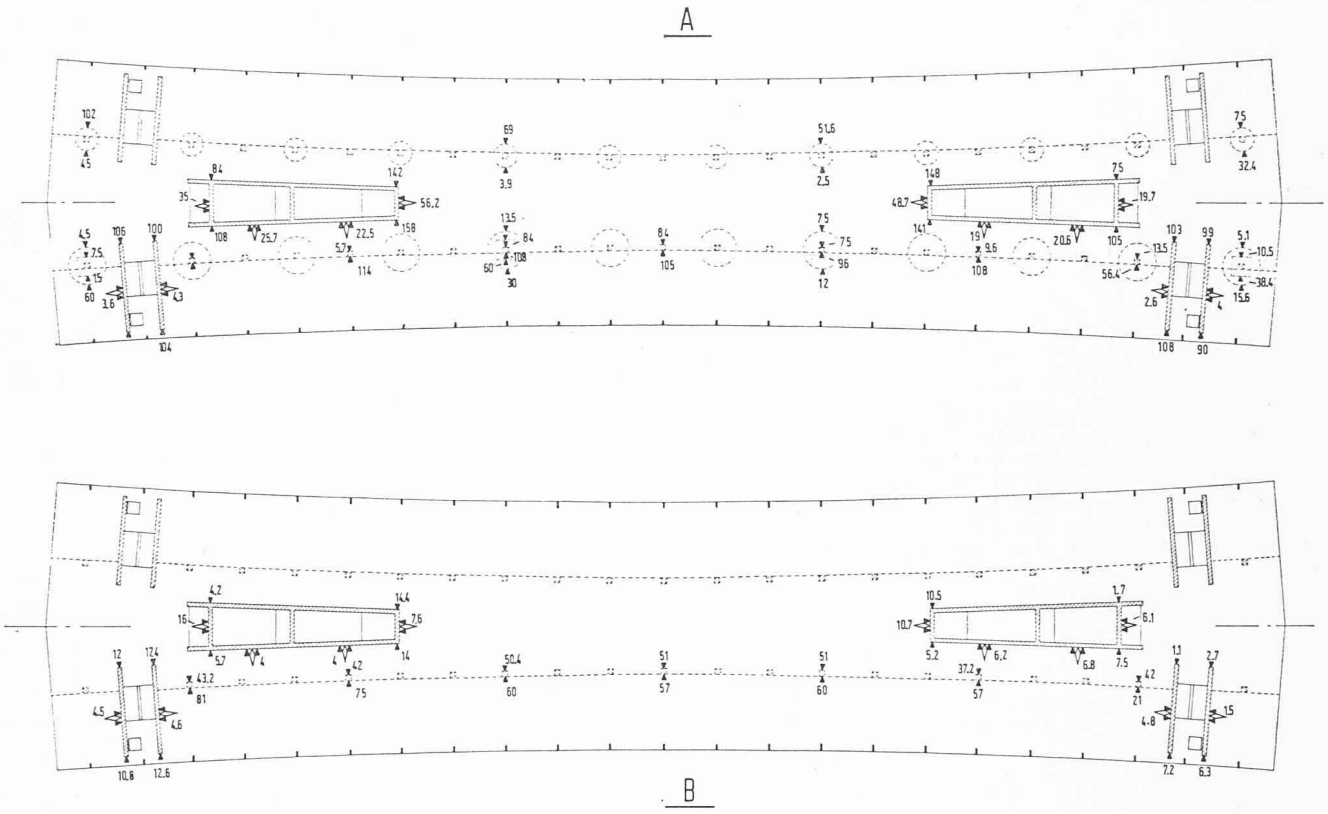

Fig. 6. — Action d'un séisme. Essais sur maquette du nouveau siège du Bureau International du Travail, Genève. Partie centrale. Contraintes normales et contraintes de cisaillement horizontal dans les parois pour une fréquence $f = 0{,}69$ Hz.
Section A : au niveau du premier étage.
Section B : au niveau du huitième étage.

figure 6 indique les valeurs des contraintes normales et de cisaillement dans les parois et les noyaux verticaux au niveau du 1er et du 8e étage. Les valeurs des contraintes normales et de cisaillement sont très élevées au niveau du 1er étage et ne correspondent pas au calcul statique. De même, la répartition des sollicitations entre le petit noyau constitué par les ascenseurs centraux et les parois d'extrémité n'est pas conforme à l'inertie statique de ces parties. Il faut remarquer que les contraintes normales atteignent 158 kg/cm^2 à l'extrémité des petites parois et seulement 108 kg/cm^2 à l'extrémité des grandes parois. La concordance au niveau du 8e étage est meilleure et les contraintes sont faibles. Par rapport à la maquette basée sur les dimensions de l'avant-projet, la partie centrale du projet d'exécution a été ramenée à une longueur totale de 72 m au lieu de 84 m.

3. Types de structures

3.1 Les matériaux ont déterminé les sollicitations qui pouvaient être reprises par ces derniers, sous l'action des forces horizontales. La pierre naturelle utilisée dans les structures gothiques permettait de réaliser l'équilibre au moyen d'efforts normaux N ou d'efforts inclinés R. L'ensemble des forces s'équilibrait au moyen d'une « triangulation spatiale » sur la base de la création géniale des voûtes gothiques et des arcs-boutants. Le système complexe de ces triangulations constituait la base scientifique des grands constructeurs du Moyen Age. Le même Jean Mignot, maître architecte français qui prétendait que « sans science, il n'y a pas d'art », déclarait aussi aux maîtres lombards : « Il retto ordine del triangolo, che non può essere abandonnato senza errore. » Il voulait rendre attentifs ces derniers à certaines dispositions purement techniques lors de la construction de la cathédrale de Milan. Cette nécessité de la triangulation impeccable a été reconnue par le maître italien Guido della Croce et le maître allemand Henri de Gnund.

Grâce à l'utilisation de la « pierre reconstituée », soit le béton, coulé dans des moules et renforcé par des armatures en acier, il est possible de réaliser le monolithisme d'une structure. Les sollicitations qui équilibrent les actions horizontales sont des efforts normaux et des moments de flexion (flexion composée et déviée), d'une part, des efforts tranchants et des moments de torsion, d'autre part.

La figure 7 illustre la comparaison entre une structure gothique, la cathédrale de Beauvais (voir fig. 19 et 20) et une structure moderne, l'un des immeubles d'habitation Le Lignon, Genève (voir fig. 33, 34 et 35 pour l'immeuble de 30 étages). La hauteur libre de la cathédrale de Beauvais permettrait d'y insérer un immeuble moderne de 17 niveaux! Aucun bâtiment élevé moderne n'a atteint une hauteur libre de 48 m. Une telle hauteur n'est atteinte que fort rarement pour des hangars d'avion ou des halles d'exposition. Les deux hangars pour dirigeables d'Orly, exécutés en 1921 sur un projet de E. Freyssinet, ont une flèche de 56 m au-dessus du sol pour une portée de 80 m et ils ont été détruits durant la seconde guerre mondiale.

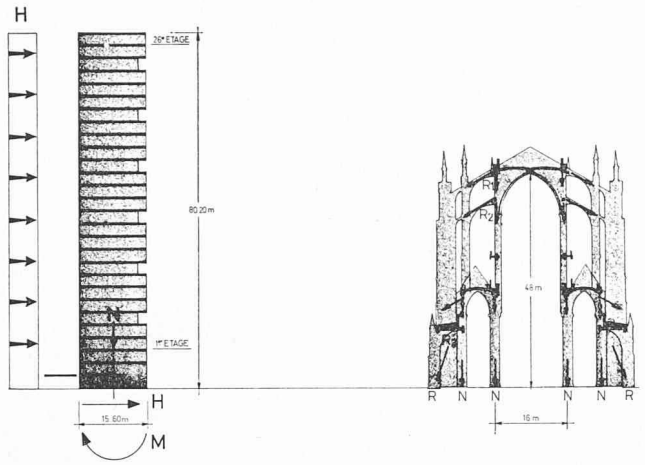

Fig. 7. — Comparaison des sollicitations entre une structure moderne et une structure gothique ou ogivale.

a) Structure moderne : stabilité assurée par les sollicitations de flexion composée ou déviée, effort normal et effort tranchant. Matériau béton armé ou béton précontraint. Exemple : Immeuble du Lignon, Genève, 1965.

b) Structure gothique ou ogivale : stabilité assurée par triangulation spatiale. Sollicitations : effort normal et force résultante inclinée engendrant des poussées. Matériau : maçonnerie de pierre naturelle. Exemple : Cathédrale de Beauvais, 1332.

Le Palais du Centre National des Industries et des Techniques (CNIT), place de la Défense, à Paris, exécuté en 1957/1958 sur un projet de N. Esquillan, est couvert d'un voile mince alvéolé à fuseaux sur plan triangulaire avec une flèche de 46,3 m pour une portée entre culées de 205,5 m.

3.2 Les types de structures verticales conçues pour résister à l'action des forces horizontales, en combinaison avec les autres actions verticales, peuvent être distingués de la manière suivante, prenant pour exemple un même bâtiment de 19×42 m de surface horizontale :

— structure linéaire sous la forme de cadres multiples à étages, figure 8 ;

— structure plane sous la forme de poutres-cloisons ou parois, figure 9 ;

— structure plissée sous la forme de noyaux intérieurs (éventuellement extérieurs) dans lesquels sont aménagées les liaisons verticales et les installations techniques, figure 10 ;

— structure plissée sous la forme d'un tuyau de grandes dimensions, dont les parois sont les façades elles-mêmes, figure 11. Ce type de structure pose des problèmes statiques de passage des charges au rez-de-chaussée, selon le plan de ce dernier. Il est possible aussi de constituer des tuyaux multiples en disposant des parois complètes transversales et des tuyaux alvéolés.

Dans les applications, les types décrits ci-dessus sont souvent combinés.

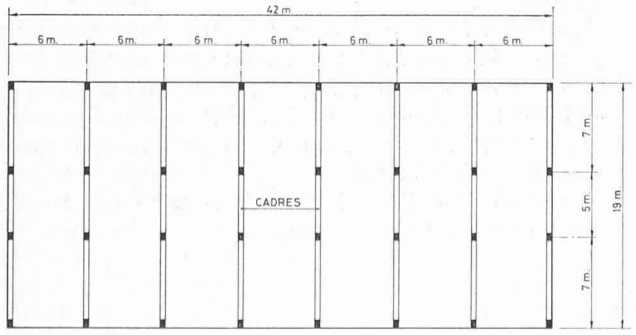

Fig. 8. — Structure linéaire : cadres multiples à étages. Disposition en plan.

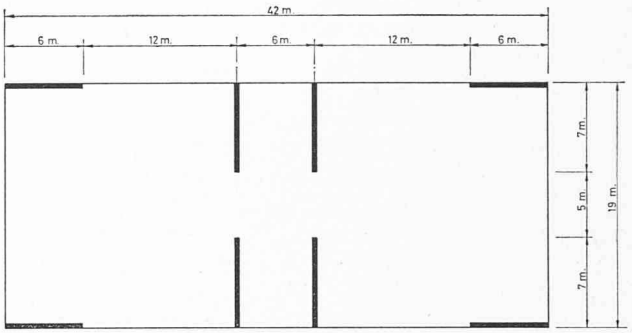

Fig. 9. — Structure plane : poutres-cloisons ou parois. Disposition en plan.

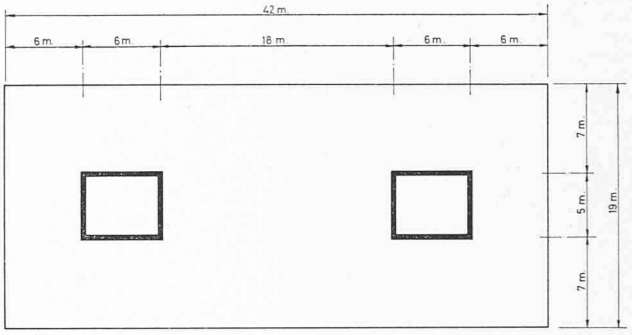

Fig. 10. — Structure plissée : noyaux. Disposition en plan.

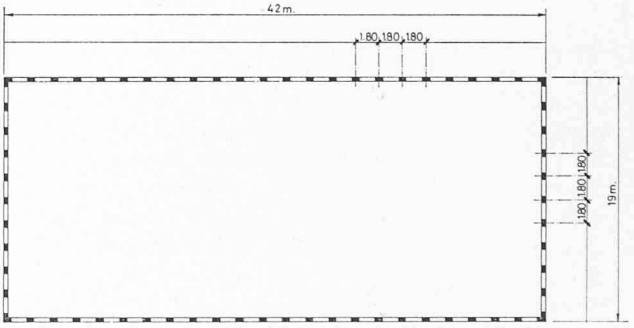

Fig. 11. — Structure plissée : tuyau. Disposition en plan.

4. Exemples

4.1 *Temple d'Héra dit de Poséidon à Paestum*, Italie, Ve siècle avant J.-C., figures 12, 13 et 17, hauteur libre de la cella : 11 m environ.

Ce temple, parmi deux autres au même endroit (temple d'Athéna et la « Basilique »), est une admirable construction de l'architecture grecque et un exemple de structure linéaire en pierre naturelle. Les colonnes doriques reçoivent en tête les poutres horizontales taillées d'un seul bloc jusqu'à l'axe vertical, le joint étant parfaitement visible sur la figure 13. Les Anciens ne craignaient pas de solliciter la pierre naturelle en flexion simple !

4.2 *Cathédrale de Chartres* (cathédrale Notre-Dame), 1194-1220, figures 14, 15, 16 et 17, ainsi que 18, hauteur libre de la nef : 37 m.

Les cathédrales offrent d'admirables exemples de bâtiments élevés en pierre naturelle. La construction de Chartres a été reprise totalement en 1194 après l'incendie et le gros œuvre a été achevé en 1220, soit en vingt-six ans seulement ! La consécration de l'édifice a eu lieu en 1260. La cathédrale offre un exemple génial de contreventement au moyen de tours de blocage (fig. 15 et 16) et de dispositions des arcs-boutants (fig. 14, 15 et 16). Le maître architecte et les constructeurs ont utilisé pour la section transversale des piliers l'inversion de la croix celtique (fig. 17), ce qui conduit à placer de la matière à l'extérieur du cercle inscrit. De cette manière, la résistance au flambement par rapport à un pilier de section circulaire est augmentée dans une grande proportion.

4.3 *Cathédrale de Beauvais* (cathédrale Saint-Pierre), 1225-1284-1332, figures 19 et 20, hauteur libre du chœur : 48 m.

L'histoire de cet édifice est extraordinaire. Il détient le record de la hauteur libre après deux effondrements et il n'est pas achevé. C'est une cathédrale tronquée, car elle n'a jamais reçu sa nef et le transept n'a été entrepris qu'au début du XVIe siècle.

Après la cathédrale de Paris (1163-1190, gros œuvre du chœur et de la grande nef achevé), avec une hauteur libre de 32,5 m, il vient Chartres en 1220 avec une hauteur de 37 m, puis Amiens (1218-1236, gros œuvre de la grande nef terminé) avec une hauteur de 42,5 m. Dès après l'incendie de 1225, la construction est reprise avec l'idée ambitieuse du maître architecte d'exécuter une hauteur libre plus grande qu'à Amiens et d'amincir les structures des murs, contreforts et arcs-boutants pour permettre de grands vitraux et l'entrée maximum de la lumière naturelle. C'est ainsi que la hauteur a été fixée primitivement à 46 m, soit 3,5 m de plus qu'à Amiens (!) et que les arcs-boutants sont fort réduits par rapport à ceux de Chartres (comparer les figures 14 et 19). Le gros œuvre du chœur s'effondre pour la première fois en 1272. La construction est reprise immédiatement en augmentant encore la hauteur initiale de 2 m pour la porter à 48 m, puisque les arcs-boutants devaient être renforcés par suite de l'effondrement. A l'achèvement du gros œuvre en 1284, le chœur s'effondre à nouveau à la suite d'une nouvelle insuffisance quant à la résistance des contreforts et des arcs-boutants. Rien n'arrête l'enthousiasme et la foi des constructeurs, qui reprennent l'exécution en renforçant les contreforts. Le chœur s'élève véritablement en 1332 environ à la hauteur libre de 48 m, celle que l'on admire aujourd'hui encore avec une indicible émotion.

4.4 *Tour Pirelli, Milan*, 1956, figures 21, 22 et 23. Structure : Pier Luigi Nervi et A. Danusso.

La structure verticale comprend des noyaux aux extrémités longitudinales du plan et des parois centrales et d'extrémité. Ces dernières sont incorporées aux noyaux. La section horizontale des parois montre l'épaississement aux extrémités, lequel est fonction des nécessités de résistance et de stabilité. L'élévation, figure 22, montre que les parois horizontales se divisent en de grands piliers à partir d'un certain niveau. Les planchers de grande portée sont conçus sous la forme de poutres en T (portée 13,3 et 24 m, élancement 1/33). Le comportement de la structure a été étudié et vérifié par des essais sur maquette réalisés au Laboratoire de l'ISMES, à Bergame.

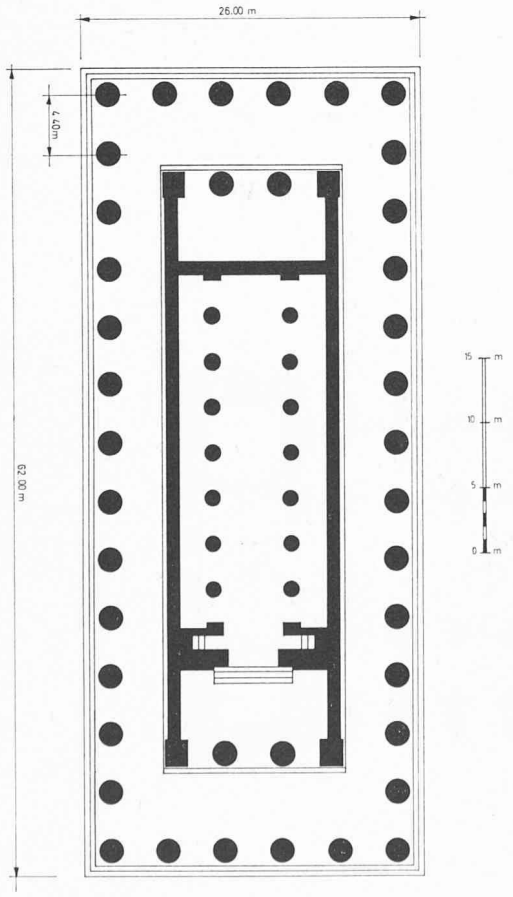

Fig. 12. — Temple de Héra dit de Poséidon à Paestum, Ve siècle avant J.-C. Vue en plan. Hauteur totale environ 18 m depuis le sol, avec une cella de 11 m environ à 2 étages. Colonnade extérieure avec 6 et 14 poteaux, diamètre 180 cm.

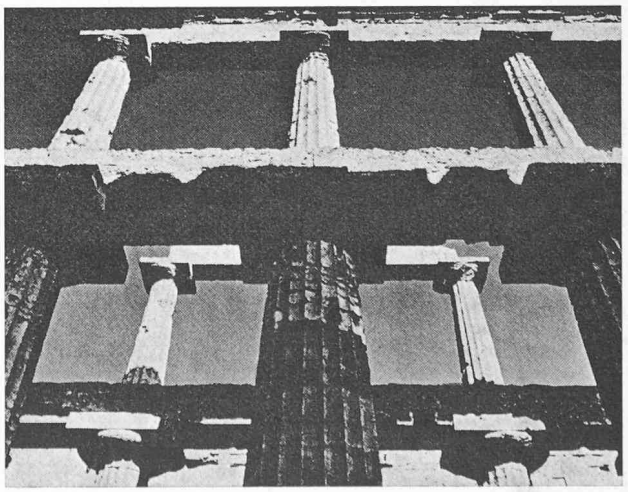

Fig. 13. — Temple de Héra dit de Poséidon à Paestum, Ve siècle avant J.-C. Vue de la cella à 2 étages avec double colonnade intérieure divisant la section transversale en 3 nefs. Admirable exemple de structure linéaire pure avec poutres et poteaux.

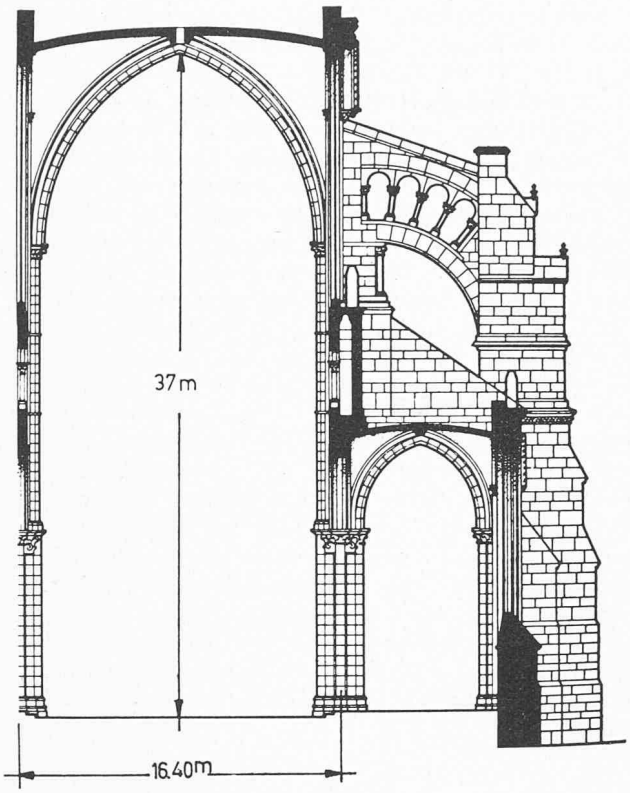

Fig. 14. — Cathédrale de Chartres, 1194-1220. Elévation. Remarquer la robustesse, la largeur et la conception, ainsi que les dimensions massives des piles et arcs-boutants destinés à reprendre les poussées des voûtes de la nef.

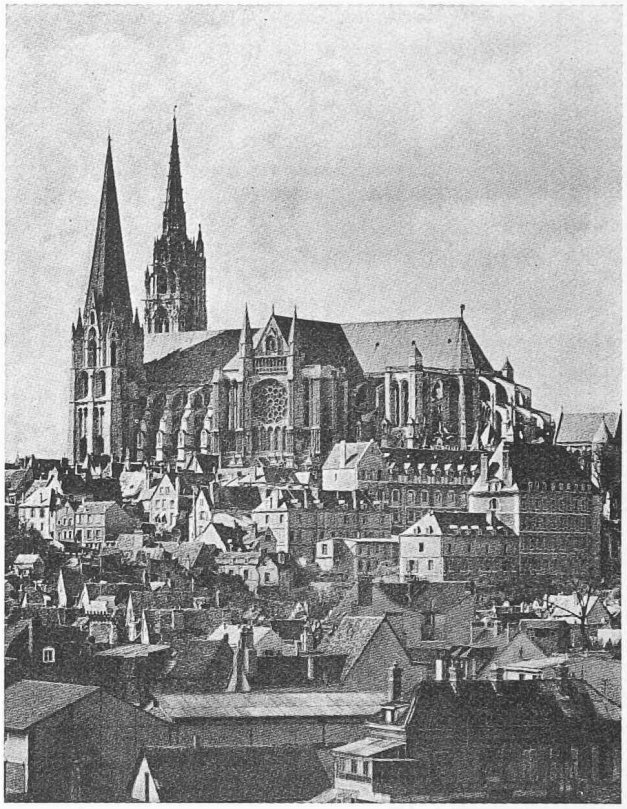

Fig. 16. — Cathédrale de Chartres, 1194-1220. Vue générale. Remarquer les tours de blocage indiquées à la figure 15 et les arcs-boutants.

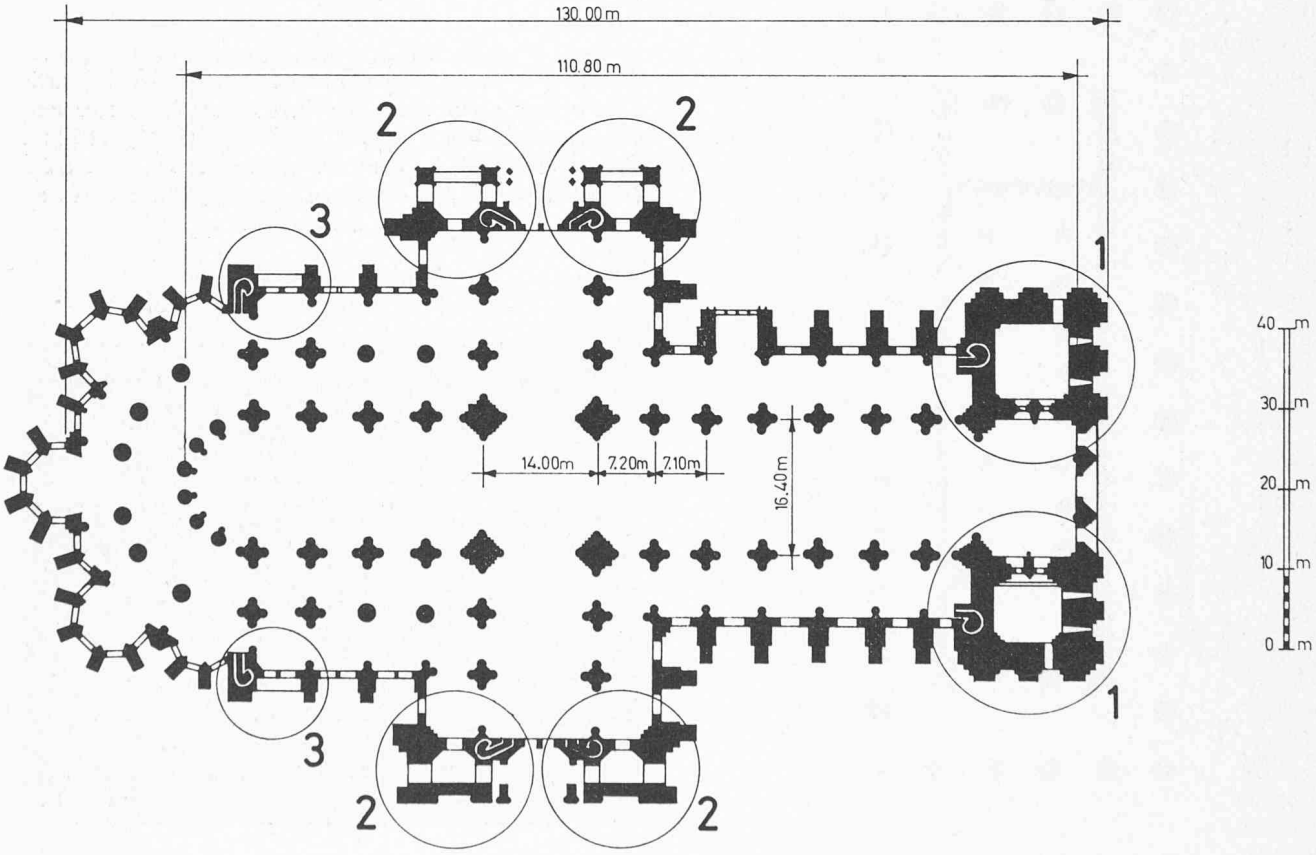

Fig. 15. — Cathédrale de Chartres, 1194-1220. Vue en plan, surface totale 6038 m². Remarquer les poteaux, en particulier à la croisée du transept et les « tours de blocage » pour la stabilité générale :
1 : Tours de la façade principale avec clochers. 2 : Tours à l'extrémité du transept. 3 : Tours à l'amorce de l'abside.

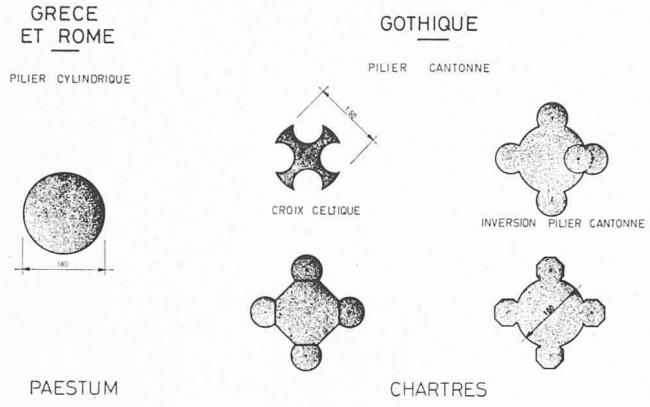

Fig. 17. — Comparaison des porteurs verticaux entre les piliers de l'Antiquité et ceux du Moyen Age (cathédrales). A Chartres, la solution géniale du pilier cantonné a été adoptée afin d'augmenter dans une grande proportion la résistance au flambement, disposition de matériau en périphérie.

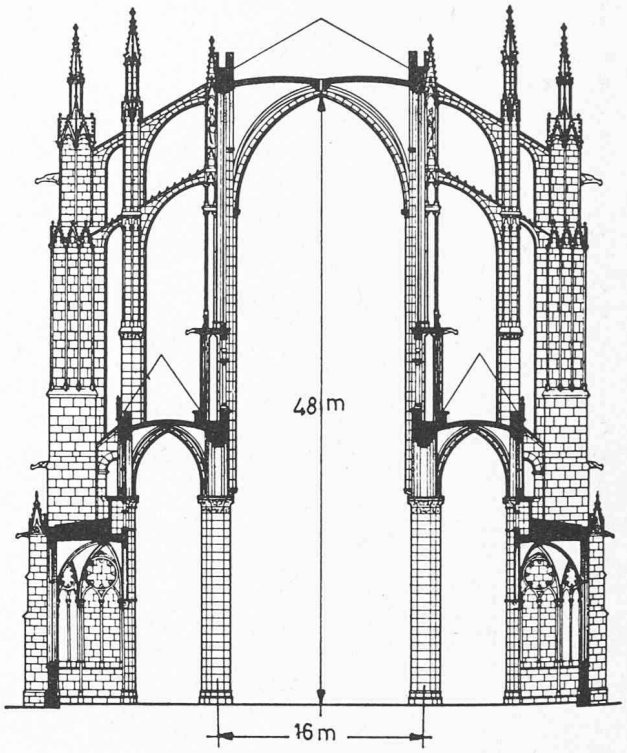

Fig. 19. — Cathédrale Saint-Pierre de Beauvais, 1332. Elévation. Remarquer la finesse des arcs-boutants et piles sur la hauteur par rapport à ceux de la Cathédrale de Chartres, figure 14.

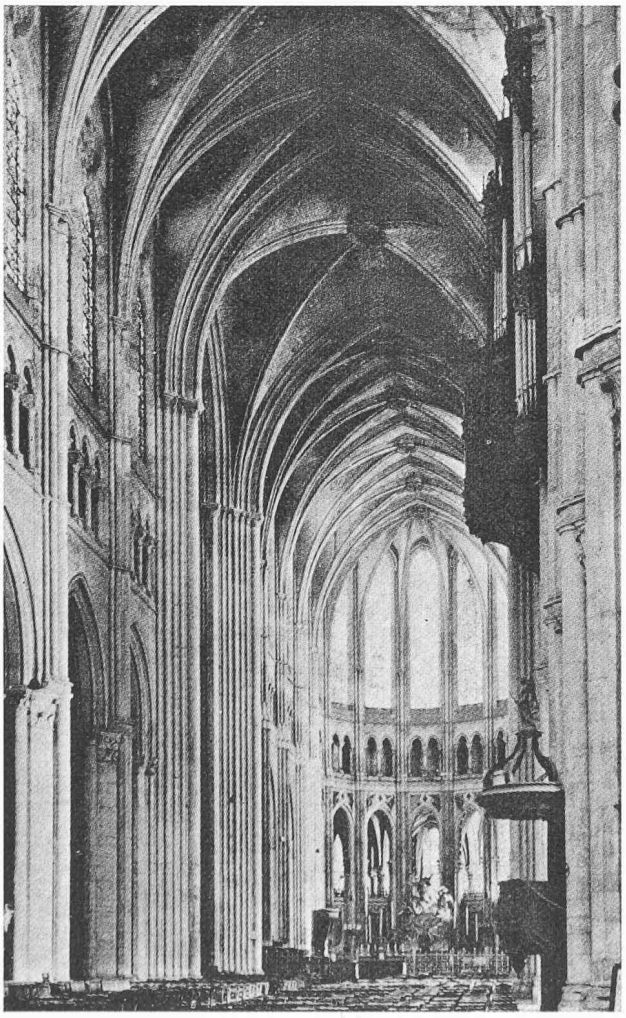

Fig. 18. — Cathédrale de Chartres, 1194-1220. Vue intérieure. Remarquer les piliers cantonnés.

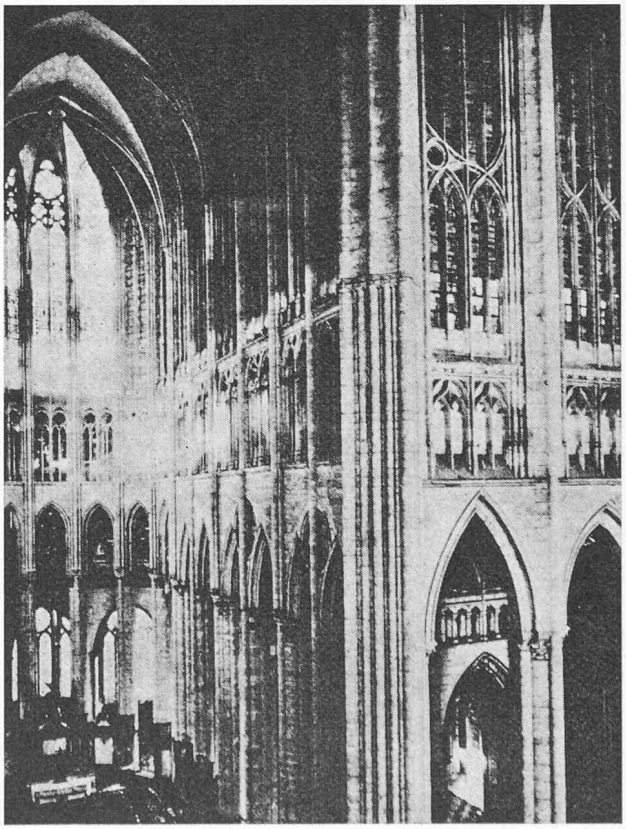

Fig. 20. — Cathédrale Saint-Pierre de Beauvais, 1332. Vue intérieure du chœur et bras sud du transept.

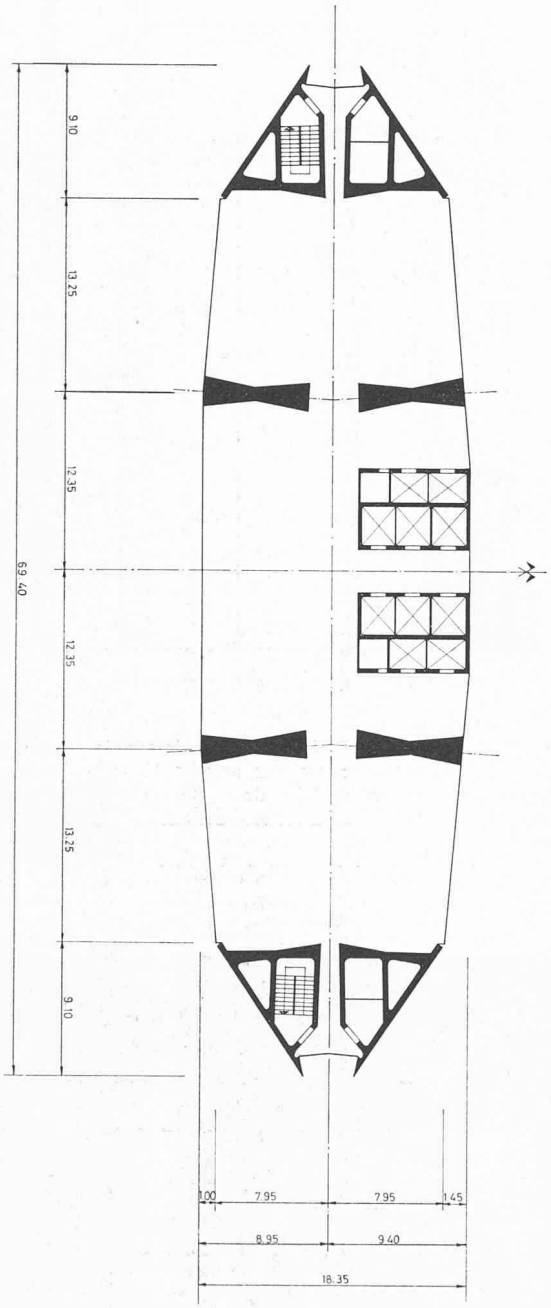

Fig. 21. — Tour Pirelli, Milan 1956. Vue en plan. Structure avec noyaux d'extrémité et parois intérieures.

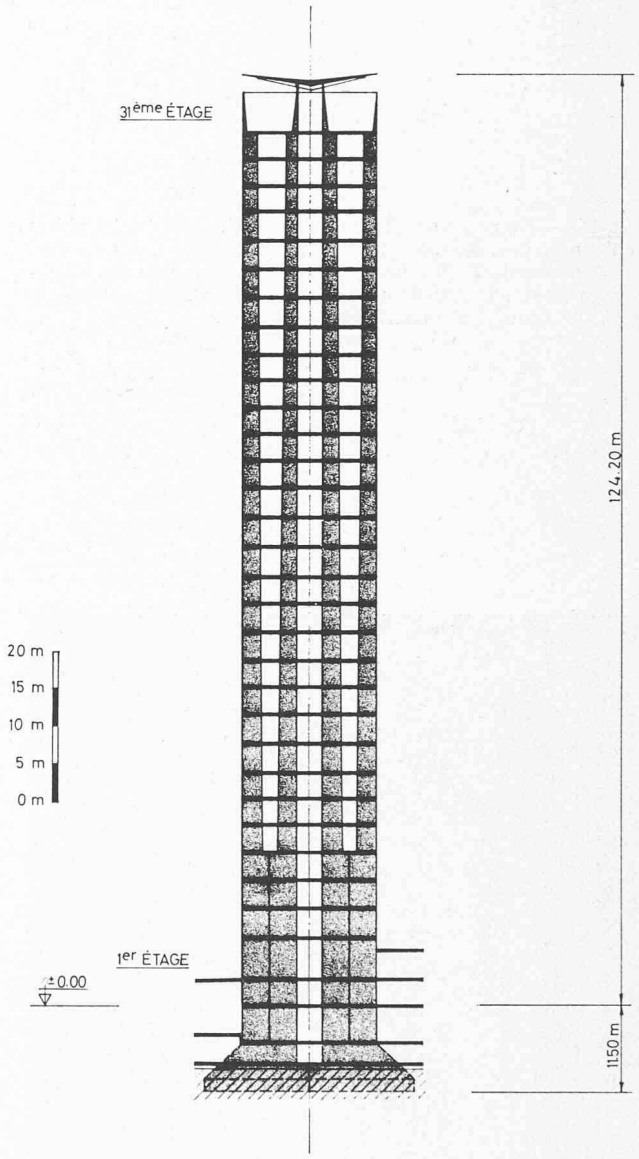

Fig. 22. — Tour Pirelli, Milan 1956. Elévation ; remarquer la division des parois sous la forme d'un diapason.

4.5 *Tour Place Victoria, Montréal*, 1967, figures 24, 25 et 26. Structure : Pier Luigi Nervi, Rome.

La structure verticale comprend deux parois centrales disposées selon les diagonales de la tour sur un plan sensiblement carré. Les poteaux à l'extrémité des parois et les poteaux périphériques en façades portent les planchers. Les poteaux d'angle ont une fonction bien particulière, car ils sont reliés par de grandes poutres-cloisons disposées dans les trois étages techniques aux parois croisées centrales. Ils assument un rôle de béquille et cet effet contribue à diminuer dans une large mesure les déformations horizontales. Ce dispositif est la conséquence parfaitement claire et simple d'un raisonnement basé sur le fonctionnement statique d'une structure. Les planchers sont des panneaux d'environ 14,2 m de côté constitués par des nervures croisées de 46 cm environ de hauteur totale. Le comportement de la structure a été étudié et vérifié par des essais sur maquette réalisés au Laboratoire de l'ISMES, à Bergame.

Fig. 23. — Tour Pirelli, Milan 1956. Vue.

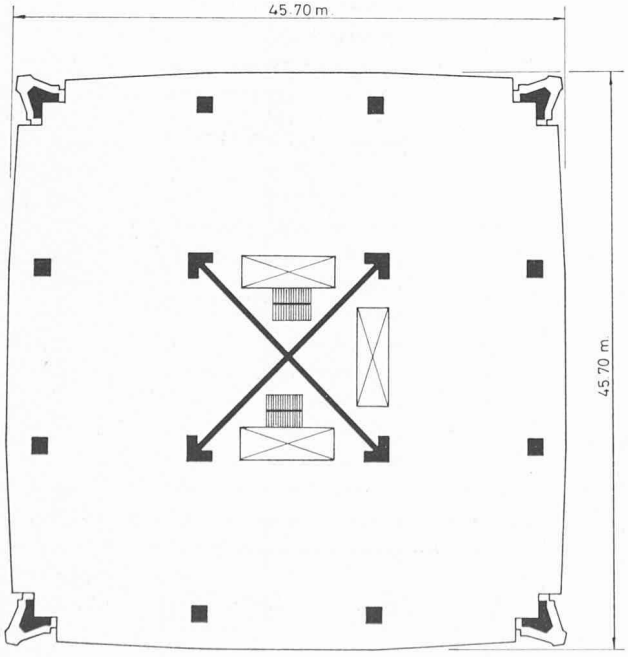

Fig. 24. — Tour place Victoria, Montréal 1967. Vue en plan. Structure avec parois croisées.

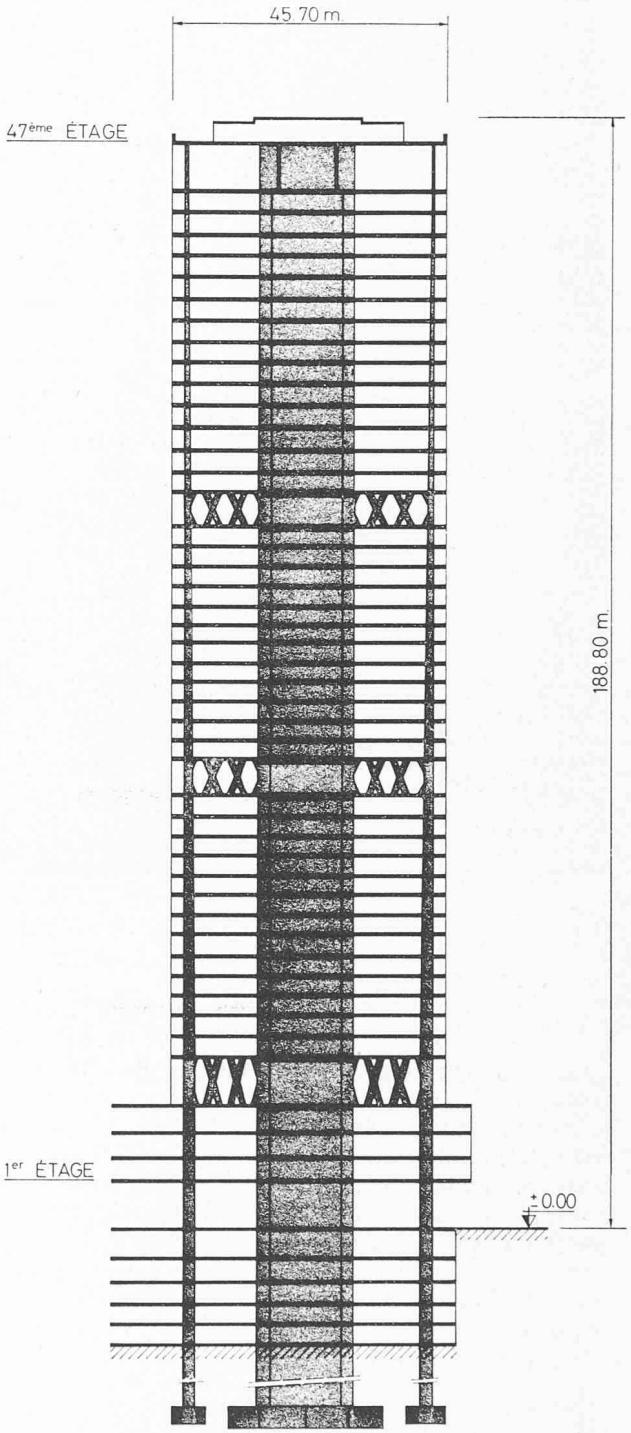

Fig. 25. — Tour place Victoria, Montréal 1967. Elévation. Remarquer les liaisons entre les parois et les piliers d'angle au niveau des étages techniques afin de diminuer les déformations par effet de béquille.

4.6 *Tour Maine-Montparnasse, Paris*, 1972, figures 27, 28 et 29. Structure : C. A. Morse, New York, et le GETOMM, Groupement d'entreprises Tour Maine-Montparnasse, Paris (Campenon Bernard, Compagnie Française d'Entreprises, Citra-France et Moisant-Laurent-Savey).

La structure verticale est un noyau central à alvéoles multiples. Les éléments porteurs des planchers et les

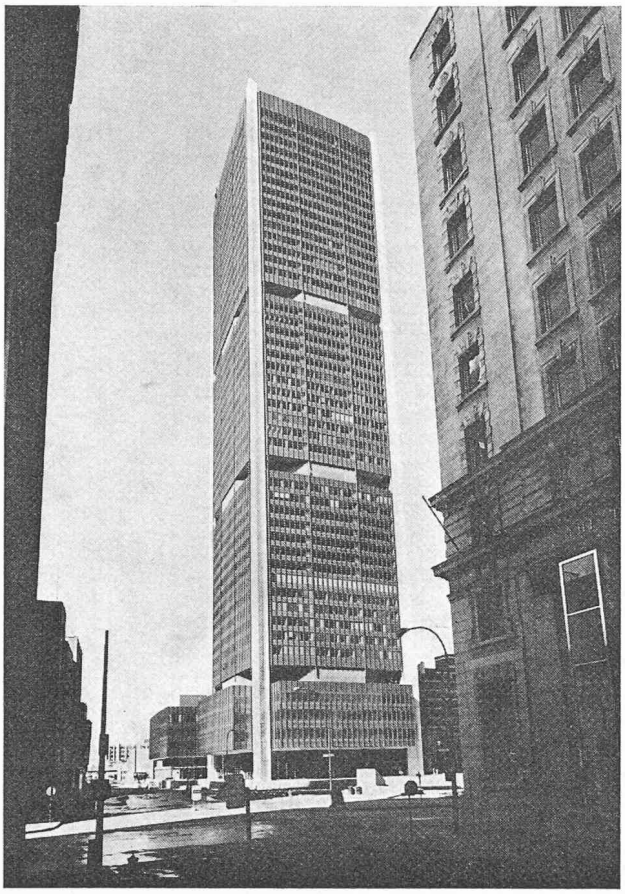

Fig. 26. — Tour place Victoria, Montréal 1967. Vue.

poteaux périphériques sont en acier. La dalle de béton, peau des planchers, a une épaisseur de 6 cm et elle est coulée sur des doubles-caissons métalliques. La stabilité est uniquement assurée par le noyau en béton armé. La structure résistante aux actions horizontales est en conséquence une tour illustrant parfaitement les bâtiments élevés en béton ! Des essais sur maquette pour les études aérodynamiques et aéroélastiques ont été réalisés au Centre Expérimental de Recherches et d'Études du Bâtiment, Paris, sous la direction de J. Wianecki.

4.7 *Nouveau siège du Bureau International du Travail*, Genève, 1972, figures 30, 31 et 32. Structure : G. A. Steinmann, Genève.

Le bâtiment principal dit du « Secrétariat » est divisé en trois parties sur la longueur totale de 190 m environ. Les deux parties nord et sud de 59 m de longueur possèdent des structures verticales composées de noyaux. La partie centrale, la plus intéressante au point de vue statique, de 72 m de longueur, est conçue avec des noyaux et des parois pour la structure verticale, éléments qui sont encastrés dans une poutre alvéolée précontrainte constituant un étage tech-

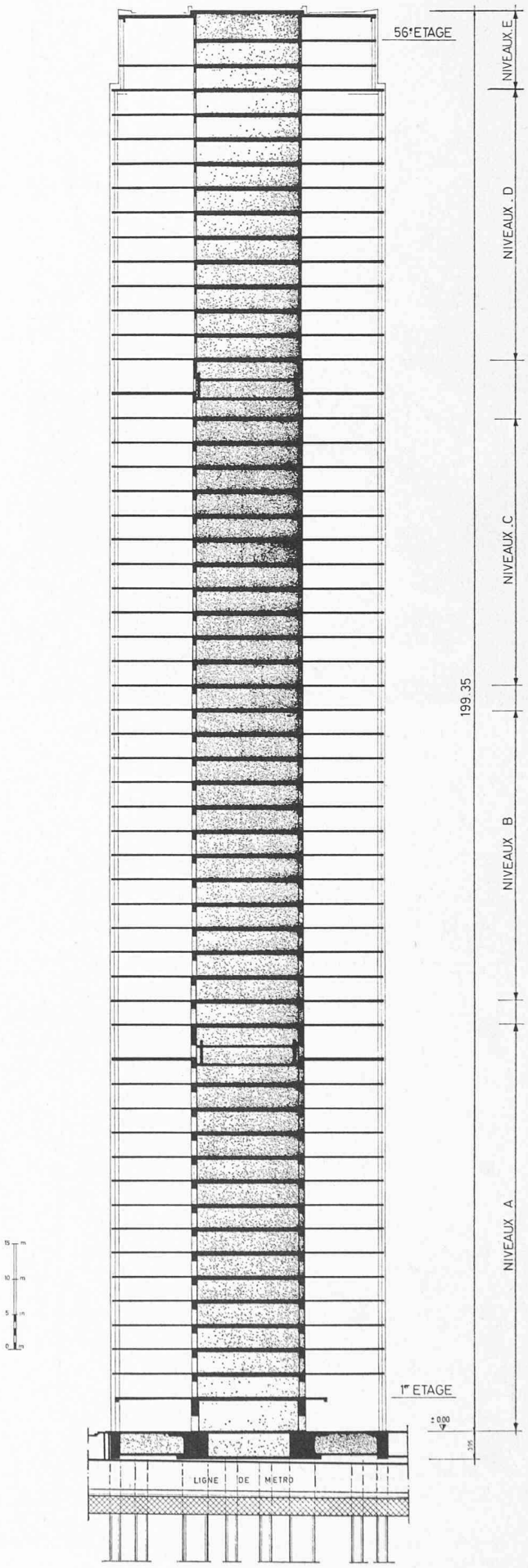

Fig. 28. — Tour Maine-Montparnasse, Paris 1972. Elévation. Dans le sens longitudinal, la dimension du noyau est réduite à partir du 42e étage et passe de 37,90 m à 22,80 m.

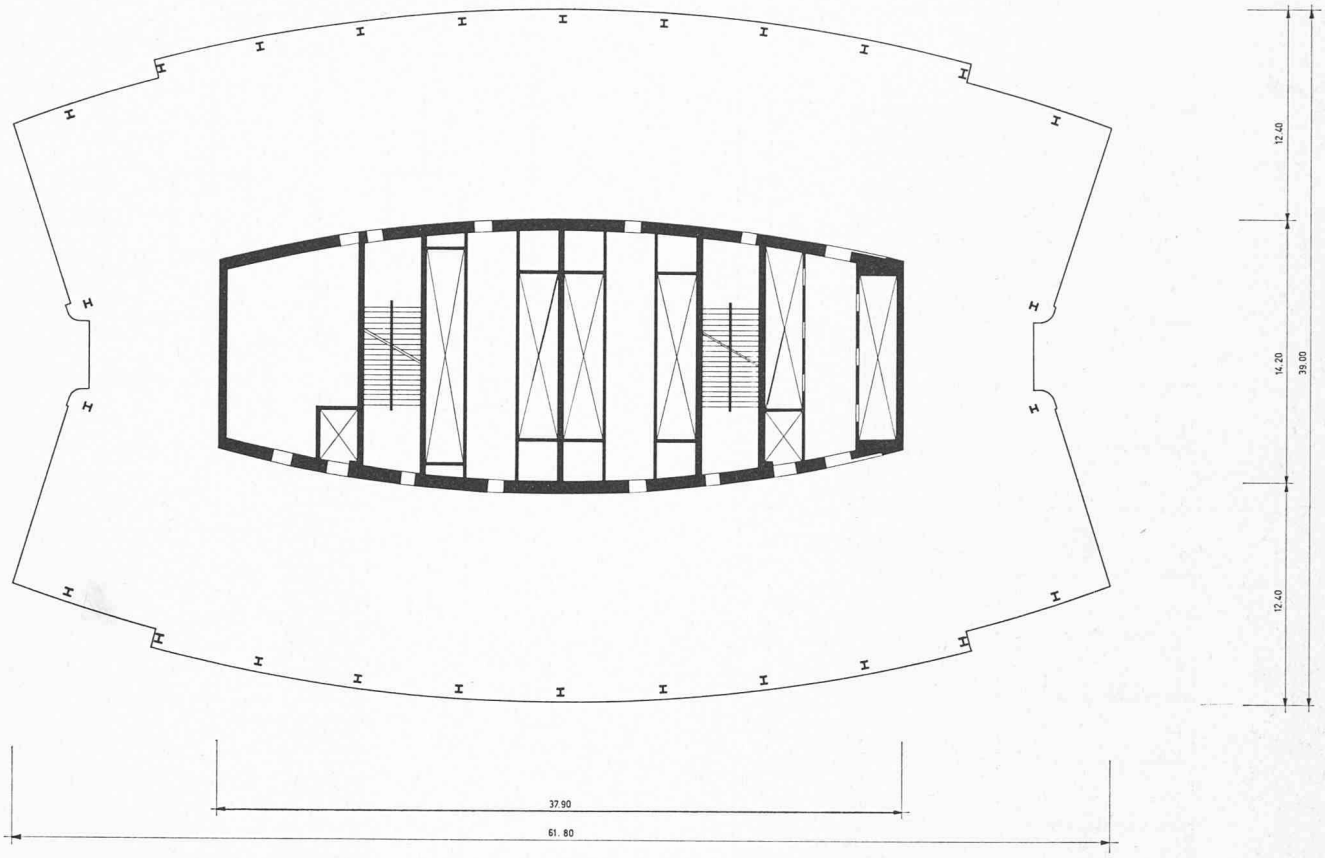

Fig. 27. — Tour Maine-Montparnasse, Paris 1972. Vue en plan. Structure avec noyau central.

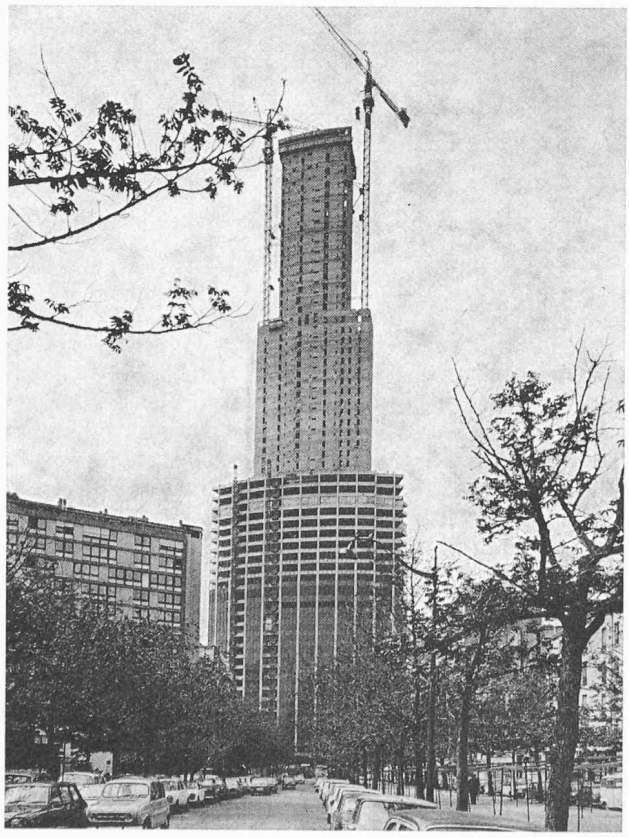

Fig. 29. — Tour Maine-Montparnasse, Paris 1972. Vue. Remarquer la diminution du noyau dès le 42e étage.

nique. La structure verticale, suite à la condition de dégagement du grand hall central du rez-de-chaussée, subit donc une modification sous la forme de cadres simples dans le sens transversal et de cadres multiples dans le sens longitudinal. Les piliers de 9,65 m de hauteur sont en béton de marbre blanc avec ciment blanc et sont constitués par des surfaces réglées. Ces dernières ont une directrice inférieure sous la forme d'une ellipse et une directrice supérieure sous la forme d'une croix asymétrique avec angles rentrants arrondis selon un segment de circonférence. Les piliers sont conçus selon une proposition de Pier Luigi Nervi et les surfaces sont piquées au marteau afin de faire ressortir les graviers des agrégats de marbre blanc, le béton ayant une granulométrie discontinue. Des essais sur maquette pour l'étude du vent et des séismes ont été exécutés (voir chiffre 2).

4.8 *Immeuble d'habitation Le Lignon*, Genève, 1965, figures 33, 34 et 35. Structure : H. Weisz, collaborateur W. Heerde, Genève.

La structure verticale est composée de noyaux et de parois, ces dernières reposant directement sur des pieux. Des études spéciales ont été établies quant à l'action du vent et à l'effet des vibrations.

5. Conclusions

L'acte de construire est une synthèse entre l'art, la science et la technique. Il exige une collaboration efficace, franche, directe et compétente entre les différents spécialistes chargés de la conception, de l'établissement du projet

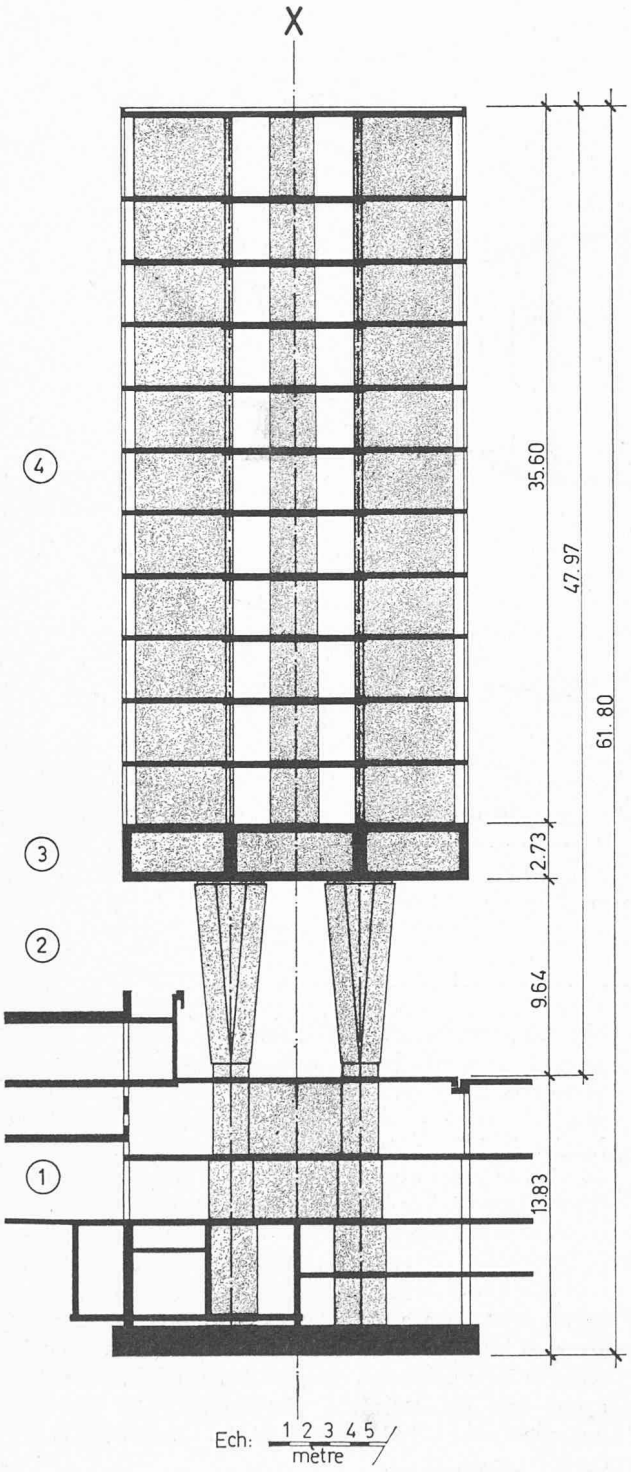

Fig. 30. — Nouveau siège du Bureau International du Travail, Genève 1972. Elévation. Structure avec cadre simple dans la partie inférieure à cause du dégagement du hall principal, parois et noyaux encastrés dans la traverse du cadre pour les étages supérieurs du bâtiment du secrétariat.

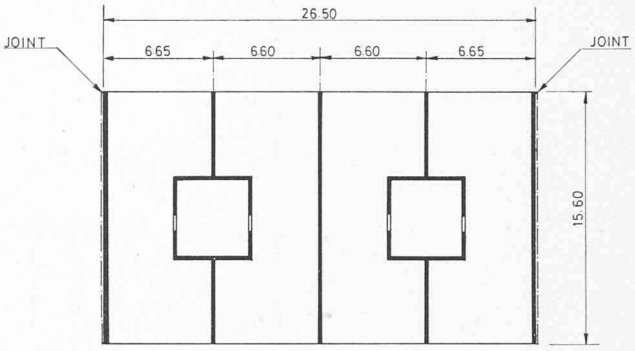

Fig. 33. — Immeuble d'habitation du Lignon, Genève 1965. Vue en plan. Structure avec noyaux et parois.

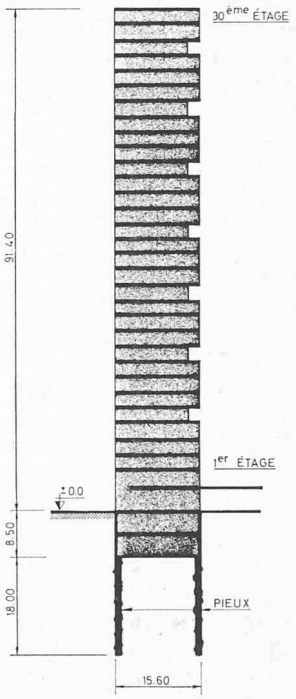

Fig. 34. — Immeuble d'habitation du Lignon, Genève, 1965. Elévation.

définitif et de l'exécution. Dans les bâtiments élevés, la conception structurale et le choix des matériaux sont déterminants. En conséquence, l'ingénieur civil avec les autres ingénieurs spécialisés doit être associé aux premières études d'une manière particulièrement étroite. Il ne doit pas être purement et simplement subordonné à l'architecte. Sa science est primordiale et il devra connaître avec une précision suffisante les nouvelles méthodes d'exécution. Il déterminera les valeurs des actions horizontales dues au vent et aux séismes et demandera suffisamment tôt au maître de l'ouvrage l'exécution d'essais sur maquette, le cas échéant. Il jugera des sécurités et pourra améliorer les états de contrainte de service par l'application des précontraintes. En effet, un élément vertical de la structure soumis à des efforts de flexion peut supporter des contraintes de service élevées lorsqu'il est soumis à des efforts de précontrainte judicieusement choisis. L'utilisation des bétons légers pour les structures permet de diminuer les charges dues au poids propre. En liaison avec les précontraintes, la résistance des structures verticales aux actions horizontales peut être améliorée. A part le choix des matériaux, il fixera leur qualité, soit les résistances caractéristiques du béton et de l'acier d'armature. L'ingénieur civil doit également être associé à l'exécution elle-même par un mandat de surveillance ou de direction des travaux de sa spécialité.

L'exemple des constructeurs de cathédrales doit rendre modestes les architectes et les ingénieurs vis-à-vis de leurs propres créations.

Une étude plus systématique serait sans aucun doute du plus haut intérêt. L'auteur cite à ce propos certaines décou-

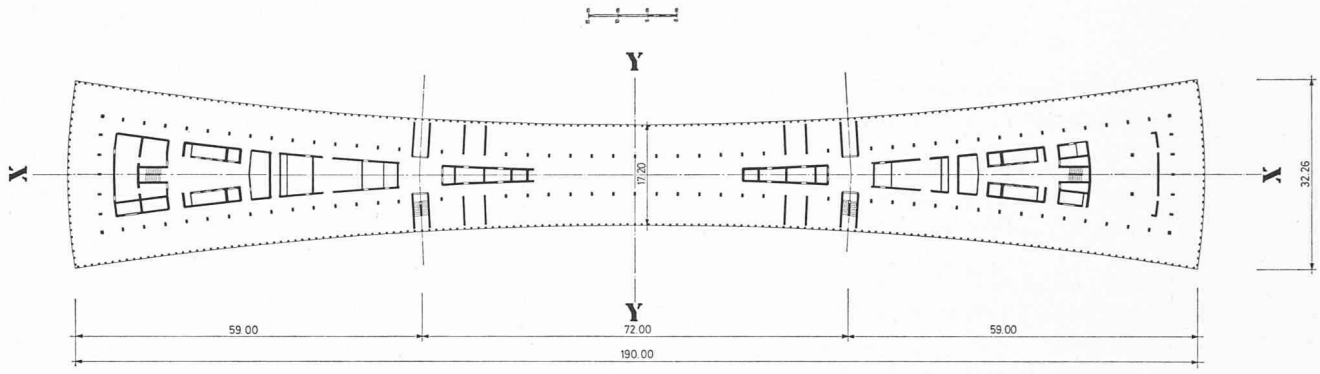

Fig. 31. — Nouveau siège du Bureau International du Travail, Genève 1972. Vue en plan de l'étage courant. Structure avec parois et noyaux. Longueur 190 m divisée en trois parties de 59 + 72 + 59 m par deux joints de dilatation.

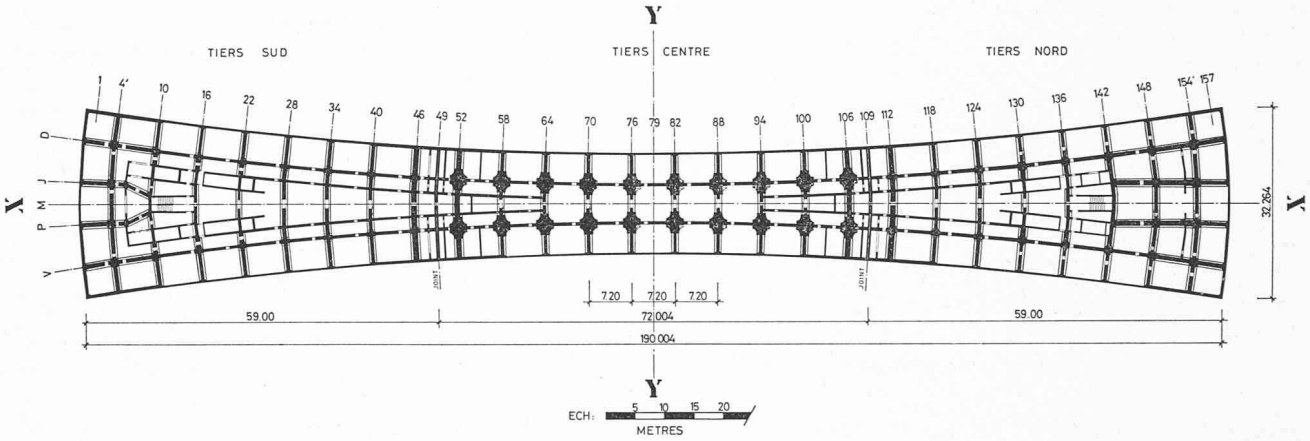

Fig. 32. — Nouveau siège du Bureau International du Travail, Genève 1972. Vue en plan de l'étage technique, traverse des cadres. Structure alvéolée partiellement précontrainte.

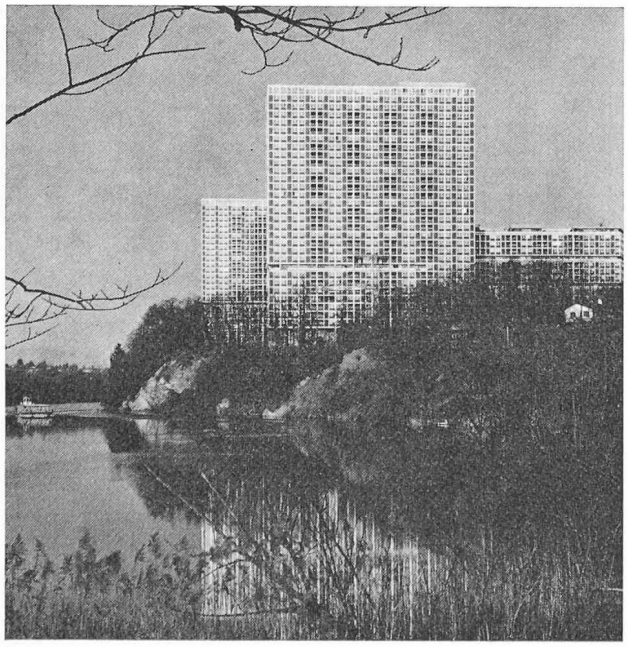

Fig. 35. — Immeuble d'habitation du Lignon, Genève 1965. Vue des tours de 30 et 26 étages.

vertes faites à la cathédrale de Milan sur la base d'essais sur maquette, afin de contrôler la stabilité générale et celle de certains piliers, en particulier, essais réalisés à l'ISMES. Il faut citer également dans ce sens les essais de R. Mark, réalisés à l'Université de Princeton sur des maquettes de cathédrales françaises étudiées en photo-élasticité, en particulier celle d'Amiens.

L'auteur remercie toutes les personnes et les organismes qui ont bien voulu lui communiquer les documents demandés, soit Pier Luigi Nervi et le Bureau d'études, l'Agence d'Architecture de l'Opération Maine-Montparnasse (MM. Beaudouin, Cassan, de Marien et Saubot), J. Wianecki du CEBTP, H. Weisz et W. Heerde, ainsi que le Bureau des architectes du BIT (MM. Beaudouin, Camenzind et Nervi). Il remercie plus particulièrement les organes responsables du nouveau siège du Bureau International du Travail pour l'autorisation d'utiliser certains résultats des essais sur maquette effectués sur la structure.

Adresse de l'auteur :
M. Georges A. Steinmann
ingénieur civil SIA, dipl. EPFZ
professeur au Centre des Hautes Etudes de la Construction
Paris, chargé de cours du 3e cycle à l'EPFL
2, rue Pedro-Meylan, 1208 Genève