Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 80 (1962)
Heft: 47

Artikel: Le projet "Place Ville Marie" à Montréal, Canada
Autor: Crivelli, G.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-66270

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: 04.12.2025

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

ORGAN DES SCHWEIZERISCHEN INGENIEUR- UND ARCHITEKTEN-VEREINS S.I.A. UND DER GESELLSCHAFT EHEMALIGER STUDIERENDER DER EIDGENÖSSISCHEN TECHNISCHEN HOCHSCHULE G.E.P.

Le projet «Place Ville Marie» à Montréal, Canada

DK 72.012.322:624.93
Annexe: planches 49/50

Par **G. Crivelli**, Ingénieur, Berne (Suisse)

I. Description de l'ouvrage

Au centre de la ville de Montréal, un gratte-ciel, faisant partie d'un ouvrage nommé «Place Ville Marie», est en voie d'achèvement (fig. 1). Ce projet s'étend sur une aire d'environ 2,83 hectares, il est délimité par les quatre rues: Dorchester, University, Cathcart et Mansfield. Il vient se placer à l'endroit où précédemment se trouvait une grande tranchée offrant un espace aux voies du chemin de fer «Canadien National» (fig. 2 et 3). Les voies partant de la gare souterraine adjacente convergent vers un tunnel passant sous le Mont-Royal, fameuse colline de Montréal. Les voies débouchant des quais ont dicté un espacement des colonnes de 7,65 m. Cette mesure a été naturellement choisie comme module de base pour l'étude architecturale et statique du projet.

Cet ouvrage, qui est une réalisation de *Webb & Knapp* (Canada) Limited, est divisé en cinq parties: l'esplanade, l'édifice de la Banque Royale du Canada, les quatre pavillons de la Banque Royale, le bâtiment «Cathcart» et le bâtiment «Mansfield».

L'esplanade

L'esplanade couvre plus de la moitié de la surface de l'ouvrage, au niveau de la rue Dorchester (fig. 4). Au-dessous de l'esplanade se trouve un étage, offrant aux piétons des promenoirs chauffés, climatisés, flanqués des deux côtés de magasins et de boutiques.

Les deux étages susmentionnés offrent une voie d'accès importante aux différents hôtels, édifices commerciaux et magasins avoisinants le projet «Place Ville Marie». Entre le niveau des promenoirs et celui des voies ferrées se trouvent deux étages, offrant la possibilité de garer 1500 voitures, et celle de se rendre à l'hôtel se trouvant au sud de la rue Dorchester par l'intermédiaire d'une rampe d'accès. Les camions venant livrer à «Place Ville Marie» ont une rampe d'accès séparée au sous-sol.

L'édifice de la Banque Royale du Canada

Le gratte-ciel est en forme de croix, il se compose de 42 étages. La coupe de la figure 5 indique les niveaux: du toit principal, du local d'observation pour touristes (qui ne se trouve que dans le cœur du bâtiment), des étages supérieurs pour installations mécaniques, des 40 étages pour bureaux, de l'étage inférieur pour installations mécaniques et du hall d'entrée, qui a une hauteur de 17,45 m. La coupe indiquée passe dans le voisinage du cœur du bâtiment, afin de montrer les passerelles à travers le hall d'entrée reliant

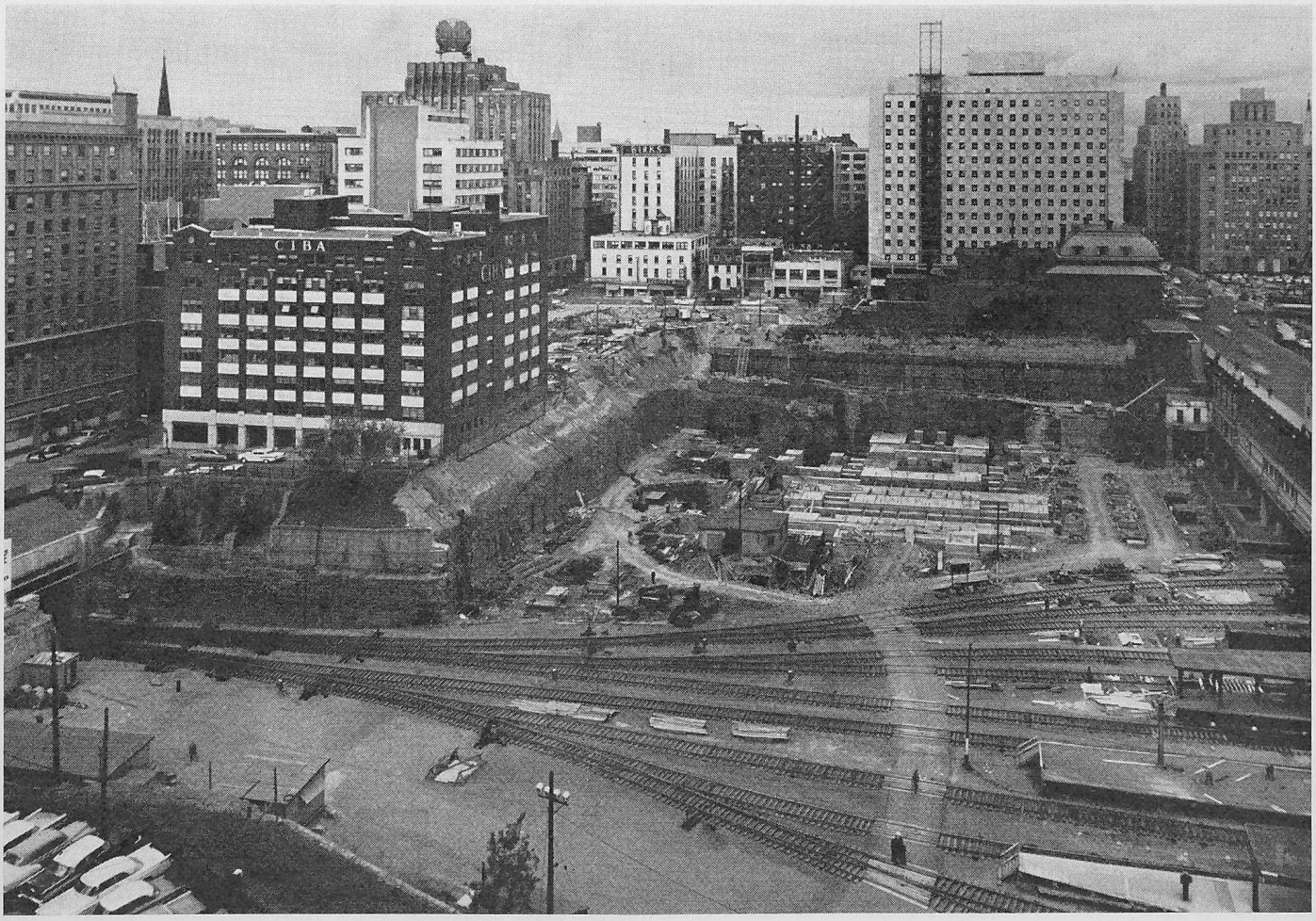


Fig. 2. Vue du chantier au début de la construction (septembre 1959). On peut encore y voir le bâtiment CIBA et, dans le fond, le Club St. James. Ces deux bâtiments ont été démolis plus tard

deux pavillons. La forme en croix de l'édifice a dicté la localisation des ascenseurs, des escaliers de secours et des conduits pour installations, qui sont groupés dans le cœur (fig. 8). Les branches de la croix, qui ont une largeur approximative de 25,28 m, sont en porte-à-faux sur 4,97 m à partir des axes des colonnes extérieures et ceci sur les trois côtés; il en résulte une grande surface libre et, par conséquent, une flexibilité dans le choix de la disposition des bureaux.

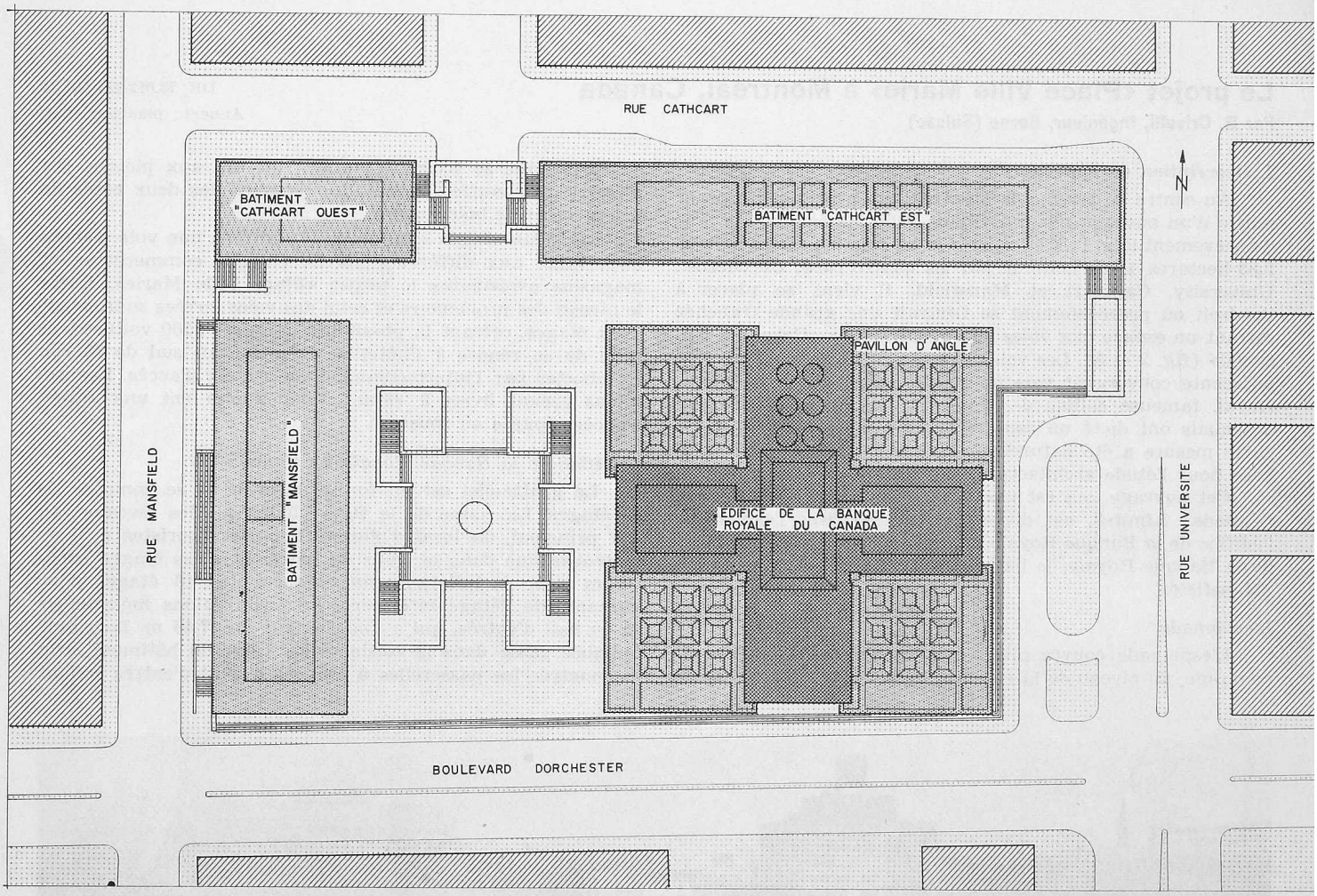


Fig. 4. Plan de situation du projet au niveau de l'esplanade. Echelle 1:1600

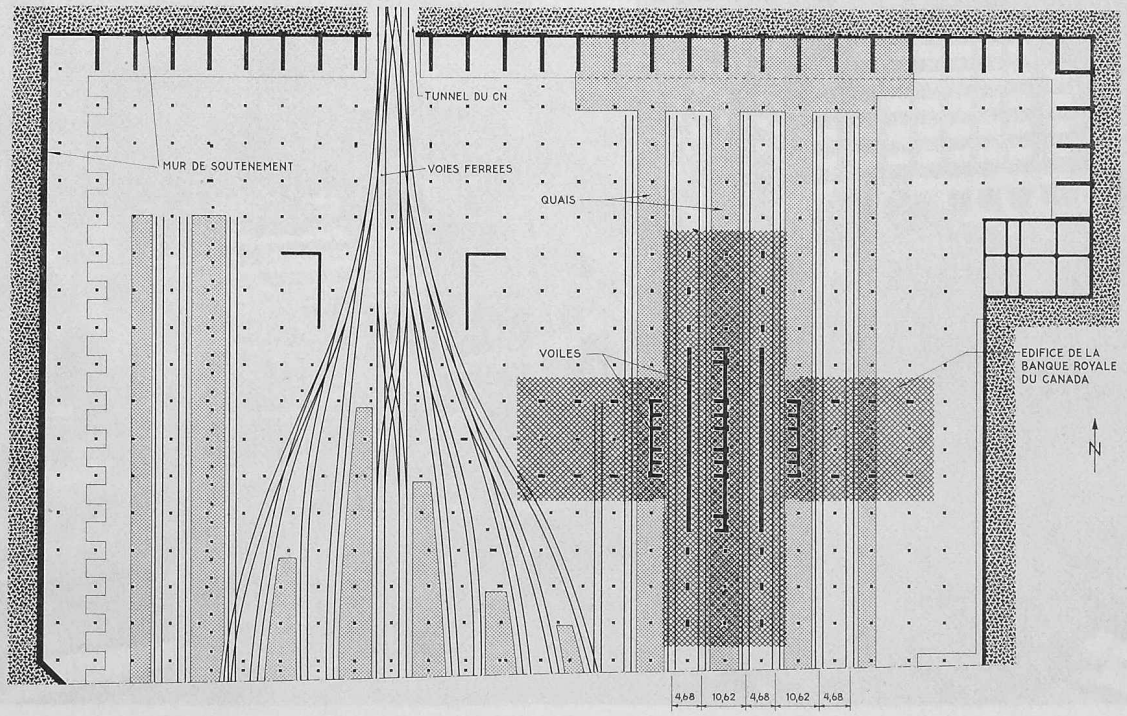


Fig. 3. Plan du projet à son niveau inférieur, montrant les fondations, les murs de soutènement, les voiles raidisseurs ainsi que les voies ferrées. Echelle 1:1600

Les façades sont du type mur-rideau. Les meneaux et les cadres de fenêtre en aluminium sont fixés aux poutres extérieures de façon à permettre tout mouvement dû aux variations thermiques. Ainsi la charpente principale du bâtiment n'est ni supportée, ni raidie par la carapace d'aluminium. La surface brute d'un étage est approximativement de 3716 m² et la surface totale nette à louer dans l'édifice de la Banque Royale du Canada est de 0,13 km².

Les pavillons de la Banque Royale

A la base de la tour, aux quatre points cardinaux, se trouvent les pavillons de la Banque Royale, offrant une surface de 9290 m². Les deux pavillons ouest sont réservés au public, alors que les deux pavillons est sont réservés aux bureaux et aux coffres-forts. Le hall de la banque s'étend sur une longueur d'environ 91 m. Les quatre pavillons ne sont pas reliés à la structure de la tour. Chaque pavillon repose sur quatre colonnes principales espacées de 22,94 m (fig. 11). Cette disposition offre une surface libre de plus de 520 m². Les dalles d'étage des pavillons sont en porte-à-faux sur une longueur de 7,39 m à partir du carré reliant les colonnes (5,86 m sur les côtés adjacents à la tour). Les murs sont composés de plaques de calcaire vers l'extérieur et de plaques de marbre vers l'intérieur.

Le bâtiment «Cathcart»

Le côté nord de l'esplanade est délimité par deux bâtiments de 3 étages, longeant la rue Cathcart. Le plus long des deux s'étend sur 137 m et l'autre sur environ 46 m. Les deux bâtiments ont été calculés de manière à permettre l'addition de 3 étages.

Le bâtiment «Mansfield»

Sur le côté ouest de l'esplanade, le long de la rue Mansfield, un bâtiment de 12 étages sera érigé dans le futur. Un calcul préliminaire a été exécuté, afin de permettre une évaluation des dimensions des fondations et de la structure au-dessous de l'esplanade, qui font partie du projet actuel.

II. Etude statique de l'édifice de la Banque Royale du Canada

Disposition des colonnes

L'espacement des voies ferrées a dicté le choix du module de 7,65 m, utilisé pour la disposition de la charpente de l'édifice. Les branches de la croix sont supportées par deux cadres multiples, orientés perpendiculairement aux axes de symétrie de la croix (fig. 8). Chacun des ces cadres multiples consiste en deux colonnes reliées par une poutre maîtresse d'une portée de 15,30 m, avec de chaque côté 4,97 m en porte-à-faux. Dans le cœur de l'édifice les cages d'ascenseur ne permettent pas de disposer des colonnes aux points d'intersection des abscisses et des ordonnées d'une grille de module 7,65 m. Des contreventements sont placés autour des cages d'ascenseur jusqu'au 27me étage. Les colonnes dans le cœur ont une double fonction: supporter le poids propre et les surcharges — agir comme membrure du système de contreventement.

Dalle d'étage

Après étude approfondie, une solution consistant en une dalle formée de tôle ondulée a été choisie pour tous les étages commerciaux; elle permet de placer les câbles téléphoniques et électriques à n'importe quel endroit. Afin de raidir latéralement les branches de la croix, une tôle continue a été soudée à la base de la tôle ondulée, dans l'aire limitée par les colonnes principales (fig. 6). La tôle ondulée reçoit toutes les charges verticales.

Pour augmenter horizontalement la rigidité des dalles d'étage, une couche de 10 cm de béton du type «Haydite» (poids spécifique 1,84 t/m³, résistance à la compression sur cylindre 211 kg/cm²) a été coulée. L'emploi de ce béton léger a considérablement réduit le poids total de la construction. Afin d'éviter des fissures dues au retrait, un treillis d'armature a été placé sur toute la surface de la dalle. Des fers d'armature ont été introduits au-dessus des poutres, car à ces endroits, la dalle prend une courbure convexe. Un revêtement d'amiante sur la face inférieure des dalles assure la

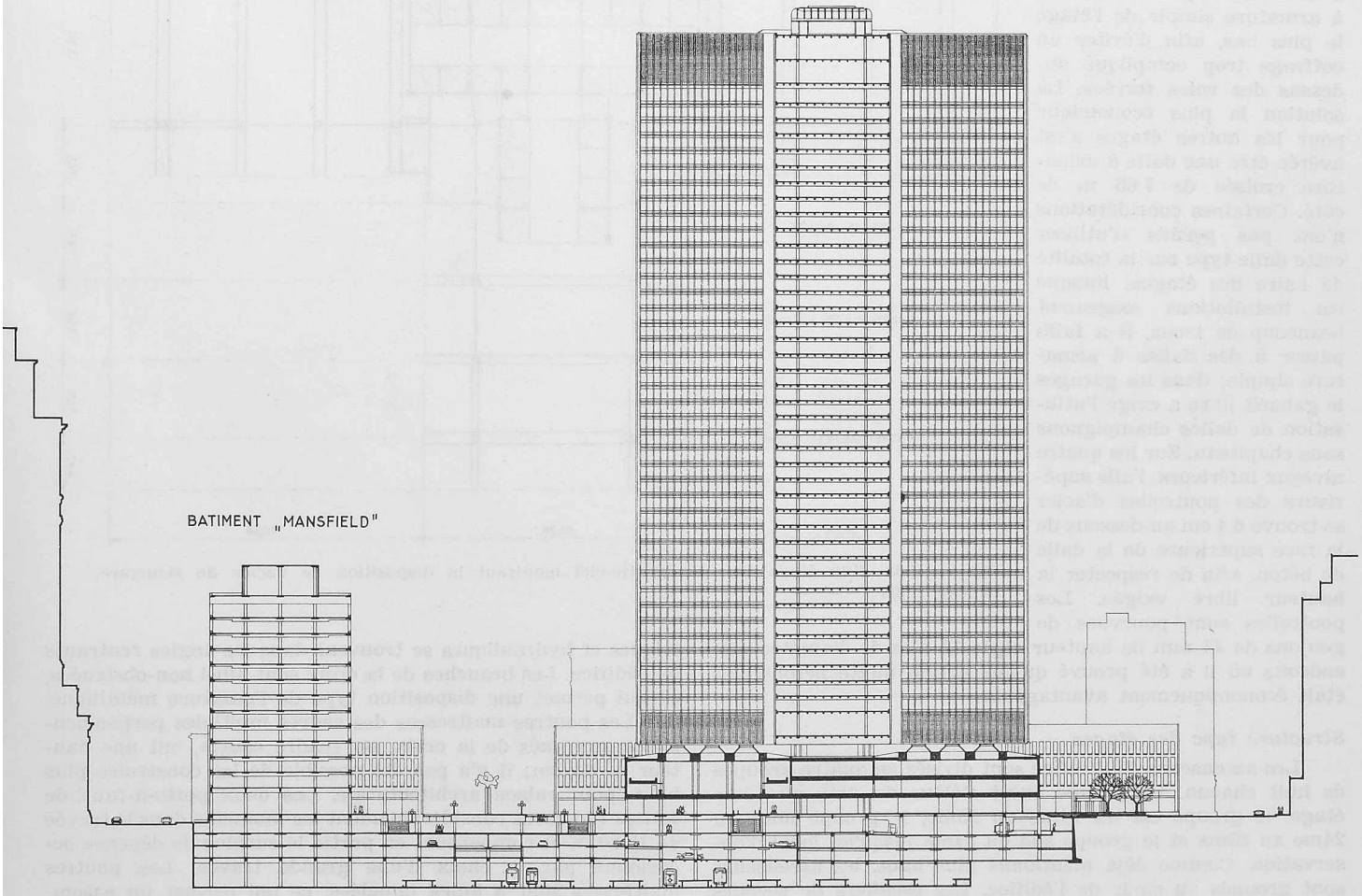


Fig. 5. Coupe ouest-est du projet, passant près du cœur de l'édifice. Echelle 1:1600

protection du bâtiment contre le feu. Le cœur du bâtiment est composé de dalles en béton «Haydite». L'étage inférieur pour installations mécaniques ainsi que le second étage (fig. 9) ont la fonction de résister à de grandes forces de cisaillement dues au vent; cela a exigé l'utilisation de dalles en béton «Haydite» ayant jusqu'à 34 cm d'épaisseur dans le cœur du bâtiment.

Les étages supérieurs pour installations mécaniques ainsi que le toit sont aussi formés de dalles de béton «Haydite».

La hauteur libre à disposition entre étages a permis de placer l'aile supérieure des poutrelles au niveau de la face inférieure des dalles, permettant ainsi un calcul des poutres d'acier en construction mixte. Des goujons de 64 mm de hauteur et de 13mm de diamètre ont été utilisés pour assurer l'adhérence du béton à l'acier. Aux étages sujets à des vibrations dues aux machines, on a ajouté une protection à la couche d'amiante, consistant de ciment et d'eau. Les dalles de l'esplanade et des étages au-dessous de la rue Dorchester sont en béton ordinaire (fig. 7). Une portée de 2,55 m a été choisie pour les dalles à armature simple de l'étage le plus bas, afin d'éviter un coffrage trop compliqué au-dessus des voies ferrées. La solution la plus économique pour les autres étages s'est avérée être une dalle à armature croisée de 7,65 m de côté. Certaines considérations n'ont pas permis d'utiliser cette dalle type sur la totalité de l'aire des étages: lorsque les installations exigeaient beaucoup de trous, il a fallu passer à des dalles à armature simple; dans les garages le gabarit libre a exigé l'utilisation de dalles champignons sans chapiteau. Sur les quatre niveaux inférieurs, l'aile supérieure des poutrelles d'acier se trouve 6,4 cm au-dessous de la face supérieure de la dalle de béton, afin de respecter la hauteur libre exigée. Les poutrelles sont pourvues de goujons de 44 mm de hauteur et de 13 mm de diamètre aux endroits où il a été prouvé qu'une action mixte béton-acier était économiquement avantageuse.

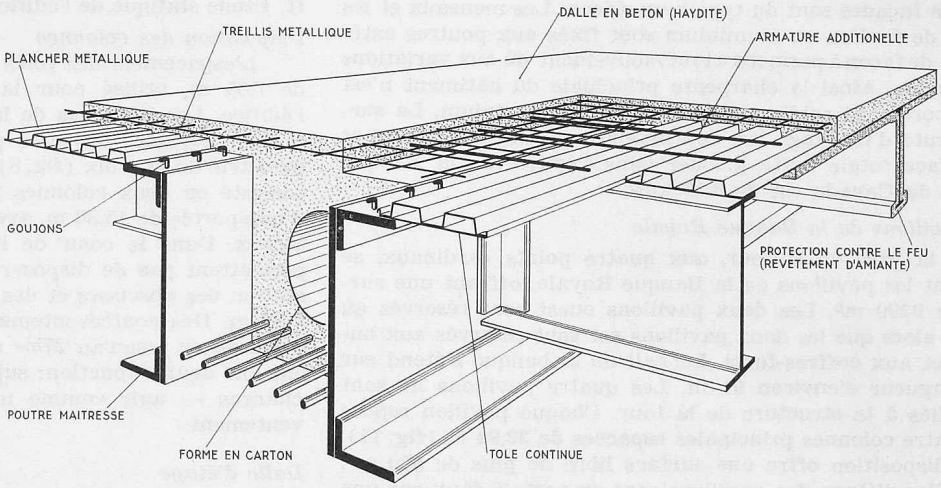


Fig. 6. Détail type d'une dalle d'étage et d'une poutre maîtresse avec poutrelle secondaire

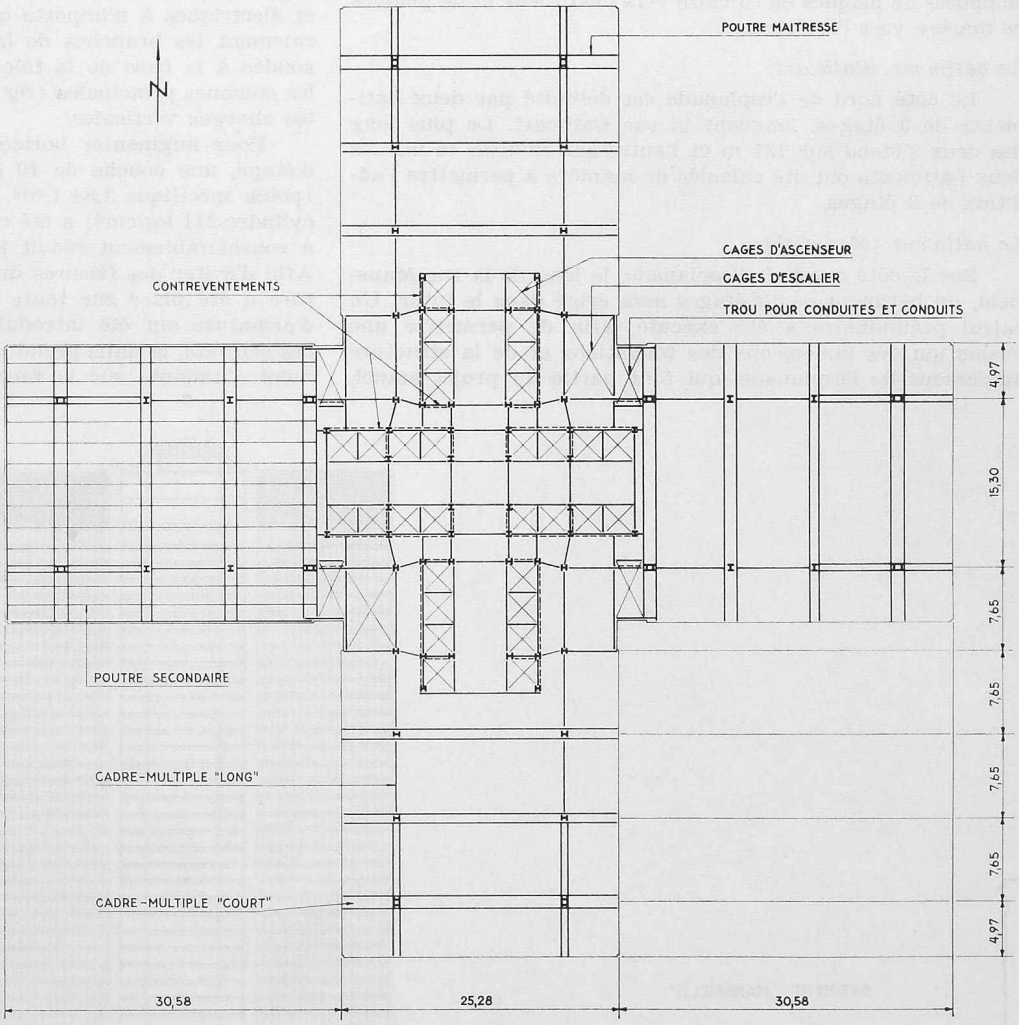


Fig. 8. Plan d'un étage type du gratte-ciel montrant la disposition de l'acier de structure. Echelle 1:700

Structure type des étages

Les ascenseurs de l'édifice sont divisés en quatre groupes de huit chacun. Le groupe ouest s'élève du 2me au 13me étage, le groupe est du 14me au 23me, le groupe nord du 24me au 33me et le groupe sud du 34me jusqu'au local d'observation. Comme déjà mentionné plus haut, les ascenseurs sont groupés au cœur de l'édifice. Les escaliers de secours et la plupart des conduits pour installations mécaniques, électriques et hydrauliques se trouvent dans les angles rentrants de l'édifice. Les branches de la croix sont ainsi non-obstruées, ce qui permet une disposition type de l'ossature métallique.

Les poutres maîtresses des cadres multiples perpendiculaires aux axes de la croix, ou «cadre court», ont une hauteur de 61 cm; il n'a pas été possible de les construire plus haut, pour raison architecturale. Les deux porte-à-faux de 4,97 m réduisent considérablement les moments dans la travée de 15,30 m et compensent en partie le surplus de dépense occasionné par le choix d'une grande travée. Les poutres maîtresses sont à âmes jumelées, ce qui permet un assemblage facile aux colonnes (fig. 6). Dans l'espace entre les

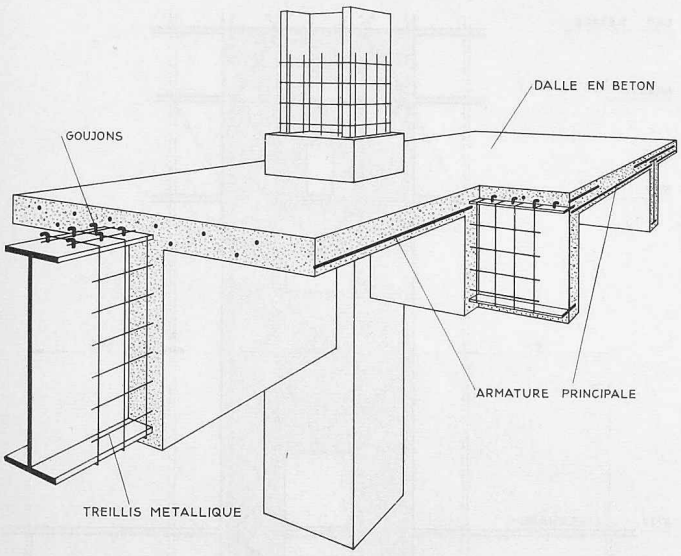


Fig. 7. Détail type d'une dalle d'un étage inférieur à l'esplanade

âmes on a placé des fers d'armature et du béton (Haydite), afin d'augmenter la rigidité des poutres (jusqu'à 40 % dans les étages inférieurs). Une forme cylindrique en carton a été placée dans le voisinage de la fibre neutre de la poutre, afin de réduire le poids propre. Là où l'architecte l'a permis et tout spécialement aux étages inférieurs de l'édifice, la hauteur des poutres maîtresse a été augmentée (jusqu'à 1,83 m) afin d'obtenir une rigidité supérieure.

Dans les directions parallèles aux axes de la croix, on a placé des poutrelles reliant les colonnes. Ces poutrelles ne supportent que dans une petite mesure les charges verticales; mais étant assemblées rigidement aux colonnes pour former des cadres, elles résistent à la majeure partie des efforts horizontaux dus aux vents et aux séismes.

Etudes des colonnes et de la stabilité de l'édifice

La grande surface des bureaux dans les branches de la croix et le petit nombre de colonnes ont pour résultat que les porteurs verticaux sont grandement sollicités. Par exemple les colonnes à l'extrémité de la branche ouest ont une réaction excédant 6000 t au niveau des fondations. Après étude approfondie, il a été décidé d'utiliser des colonnes économiques composées de poutrelles à larges ailes du type «14 WF 320» et des lamelles n'excédant pas 29 mm d'épaisseur chacune. De l'acier A-7 a été utilisé, excepté dans le hall d'entrée, où l'acier A-242, plus léger, a simplifié le problème de l'érection. Les éléments des colonnes ont une longueur d'environ 6,71 m, correspondant à la hauteur entre deux étages. Les couvre-joints se trouvent à 60 cm au-dessus des dalles d'étage, ils ne sont pas soumis à des efforts calculés, leur fonction ne consiste qu'à tenir les éléments des colonnes ensemble. Aucun joint n'est permis à mi-hauteur des colonnes au-dessus de l'esplanade.

L'un des aspects les plus remarquables de l'étude de cet édifice a été l'analyse de la stabilité de la structure. L'édifice est suffisamment rigide pour prévenir toute instabilité de la structure ou d'un quelconque de ses éléments, lorsqu'il est soumis à une translation horizontale. Les éléments qui contribuent à sa rigidité sont: les cadres multiples parallèles à ses axes ou cadres «longs», les contreventements allant jusqu'au 27me étage, le système de voiles raidisseurs entourant les cages d'ascenseurs et montant jusqu'au 2me étage, ainsi que toutes les dalles d'étage.

Toutefois, la forme de l'édifice ainsi que la disposition des éléments résistants tels que cadres «longs» et système de contreventements, asujettissent la structure à une instabilité à la torsion. Les éléments résistants ont en effet une excentricité faible par rapport au centre de gravité des étages. Une analyse approximative du comportement d'un étage, en supposant que les colonnes ont un point d'inflexion à mi-hauteur, a confirmé que les cadres «courts», lorsque l'édifice est soumis à la torsion, ne sont soulagés que très

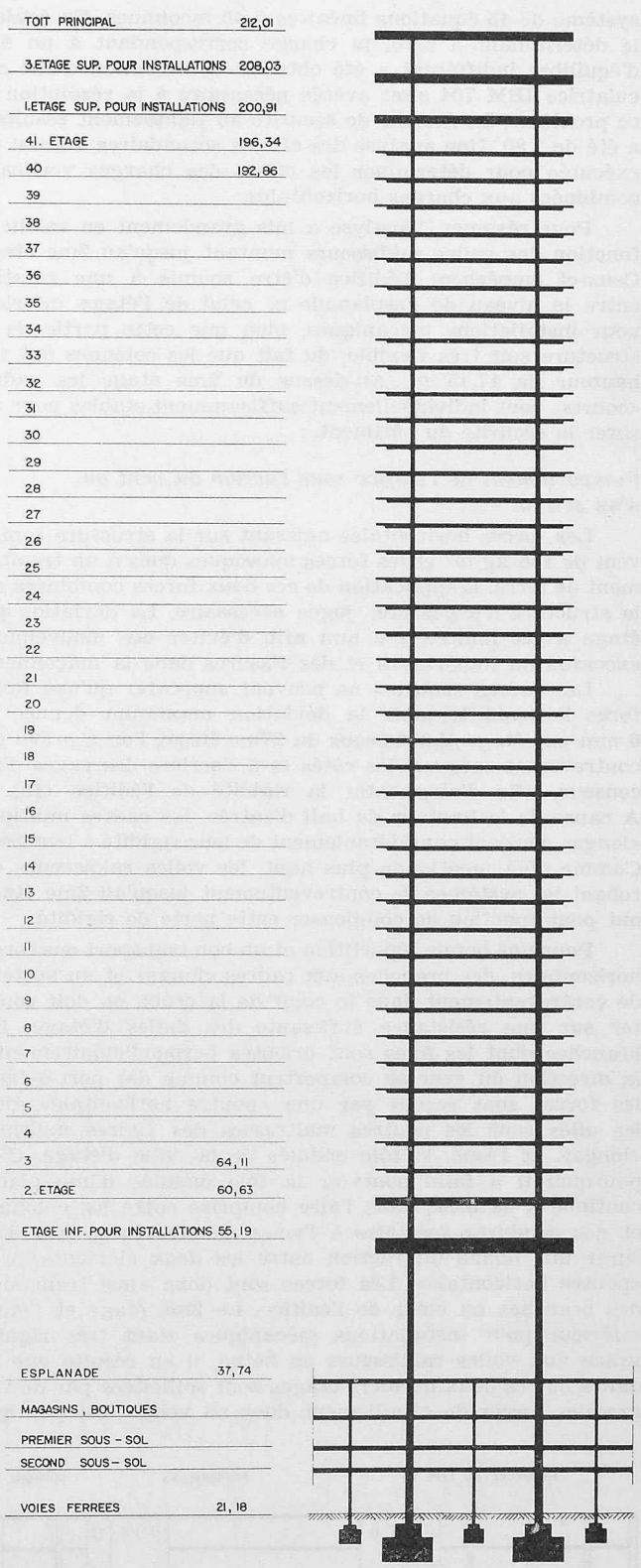


Fig. 9. Elévation d'un cadre multiple «court» dans une des branches de la croix. Echelle 1:1000

faiblement par les cadres «longs» et par les contreventements. Il a donc été décidé d'étudier le comportement au flambement d'un cadre multiple perpendiculaire aux axes de la croix ou cadre «court» (fig. 9). La très grande rigidité du système de voiles entourant les cages d'ascenseur, a pour effet d'offrir, pour ainsi dire, un support latéral complet du 2me étage et de l'étage inférieur pour installations mécaniques. De plus, pour le calcul, il a été supposé un support latéral complet pour les étages au niveau et au-dessous de l'esplanade.

La méthode des déformations a été utilisée pour le calcul de la charge critique de la structure. Il en a résulté un

système de 45 équations linéaires à 45 inconnues. En égalant le déterminant à zéro, la charge correspondant à un état d'équilibre indifférent a été obtenue. L'utilisation d'une calculatrice IBM 704 s'est avérée nécessaire à la résolution de ce problème. Le facteur de sécurité au flambement résultant a été de 1,80. Une analyse des efforts secondaires à aussi été exécutée pour déterminer les effets des charges verticales combinées aux charges horizontales.

Pour résumer, l'analyse a mis grandement en valeur la fonction des voiles raidisseurs montant jusqu'au 2me étage. Ceux-ci empêchent l'édifice d'être soumis à une rotation entre le niveau de l'esplanade et celui de l'étage inférieur pour installations mécaniques, bien que cette partie de la structure soit très flexible, du fait que les colonnes ont une hauteur de 17,45 m. Au-dessus du 2me étage les cadres «courts» sont individuellement suffisamment stables pour assurer la sécurité du bâtiment.

Comportement de l'édifice sous l'action du vent ou d'un séisme

Les forces horizontales agissant sur la structure sont le vent de 146 kg/m² et les forces massiques dues à un tremblement de terre. L'application de ces deux forces combinées sur la structure n'a pas été jugée nécessaire. La déviation par étage a été limitée à 6 mm afin d'éviter des mouvements excessifs du mur-rideau et des fissures dans la maçonnerie.

Les cadres «courts» ne peuvent supporter qu'une faible force horizontale pour la déviation maximum donnée de 6 mm par étage. Au-dessous du 27me étage, l'on a prévu des contreventements sur les côtés et à l'arrière des cages d'ascenseur, afin d'augmenter la rigidité de l'édifice (fig. 8). A cause de la hauteur du hall d'entrée, les cadres multiples «longs», perdent considérablement de leur rigidité à leur base. Comme déjà mentionné plus haut, les voiles raidisseurs enrobant les systèmes de contreventement jusqu'au 2me étage, ont pour fonction de compenser cette perte de rigidité.

Pour une bonne répartition et un bon transport des forces horizontales, des branches aux cadres «longs» et au système de contreventement dans le cœur de la croix, on doit compter sur une résistance suffisante des dalles d'étage. Les branches dont les axes sont orientés perpendiculairement à la direction du vent se comportent comme des port-à-faux; les forces sont reçues par une «poutre horizontale», dont les ailes sont les poutres maîtresses des cadres multiples «longs», et l'âme, la tôle ondulée de la dalle d'étage. C'est pourquoi il a fallu pourvoir la tôle ondulée d'une plaque continue à sa base, dans l'aire comprise entre les colonnes, et des soudures spéciales à l'acier de structure, afin d'assurer une bonne interaction entre les deux éléments de la «poutre horizontale». Les forces sont donc ainsi transmises des branches au cœur de l'édifice. Le 2me étage et l'étage inférieur pour installations mécaniques étant très rigides, grâce aux voiles raidisseurs en béton, il en résulte que les dalles de ces deux derniers étages sont sollicitées par de très grandes forces de cisaillement dues au vent, c'est pourquoi elles sont constituées de béton «Haydite» ayant une épaisseur allant jusqu'à 34 cm.

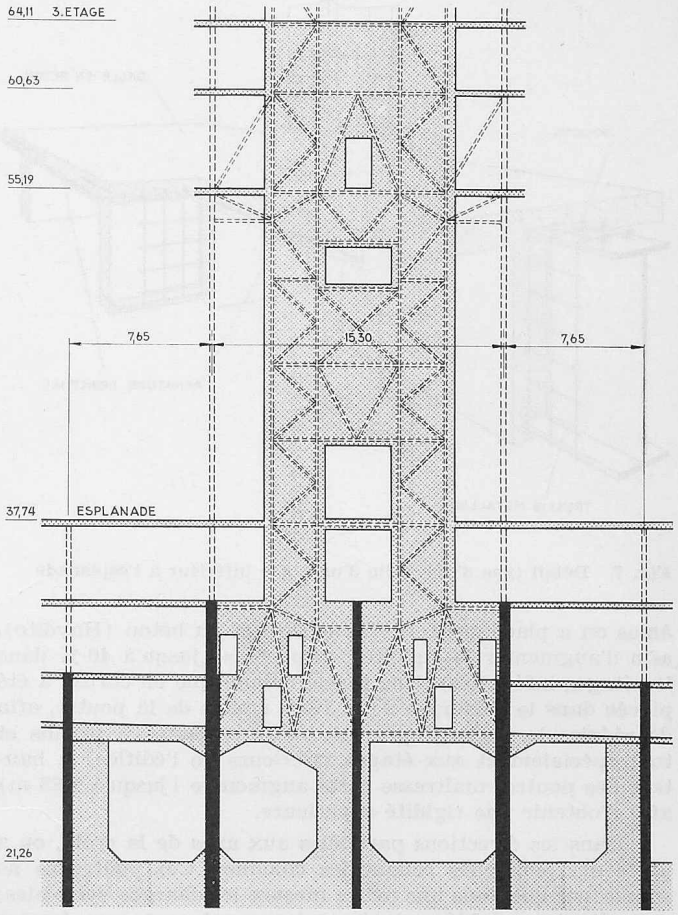


Fig. 10. Elévation des voiles raidisseurs dans la direction ouest-est, montrant les contreventements et les cadres massifs de béton enjambant les voies ferrées. Echelle 1:400

L'évaluation d'une distribution exacte des efforts de cisaillement entre tous les éléments résistants, tels que: cadres multiples «courts», contreventements, etc., au moyen d'une méthode approximative généralement utilisée aux Etats-Unis, s'est révélée être trop complexe. Les rigidités de chaque élément de la structure ont été d'abord établies en soumettant l'édifice à des déviations unitaires. En posant la condition d'équilibre — somme des réactions à chaque étage égale à la charge appliquée — ainsi que la condition de compatibilité — la déviation de tous les porteurs à chaque étage identique — on a obtenu un système de 128 équations linéaires à 128 inconnues. Ce problème a été résolu par une calculatrice IBM 704.

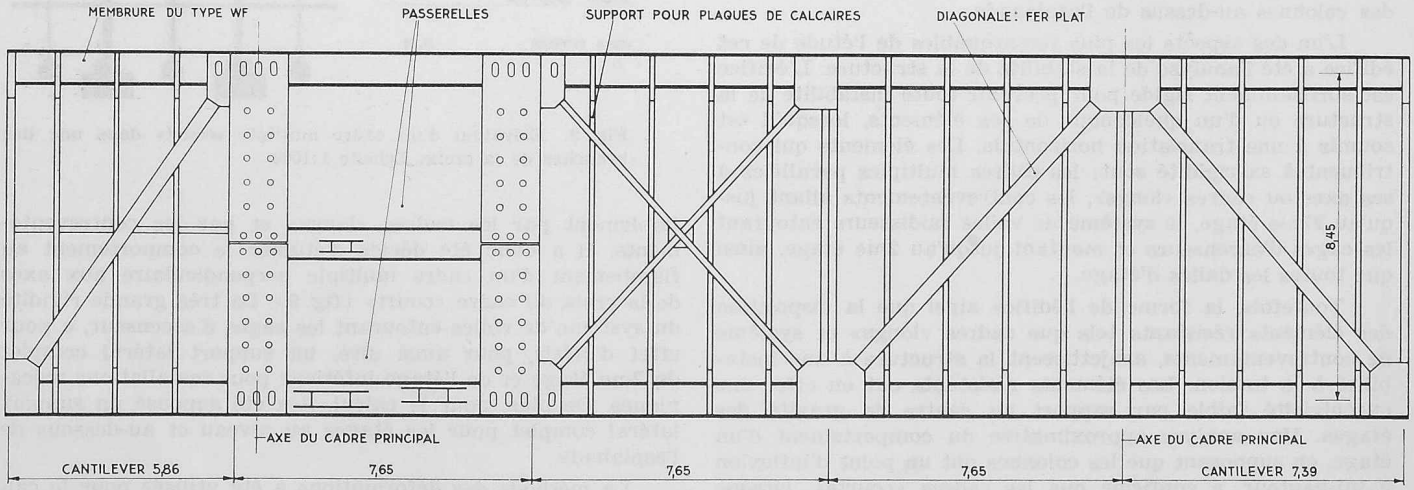


Fig. 12. Elévation d'une poutre triangulée supportant le revêtement intérieur et extérieur des façades des pavillons. Echelle 1:200

Fig. 1. Vue du projet «Place Ville Marie», prise en mai 1962

Fig. 15. Vue du projet en avril 1961, montrant la progression de l'érection et la disposition des derricks

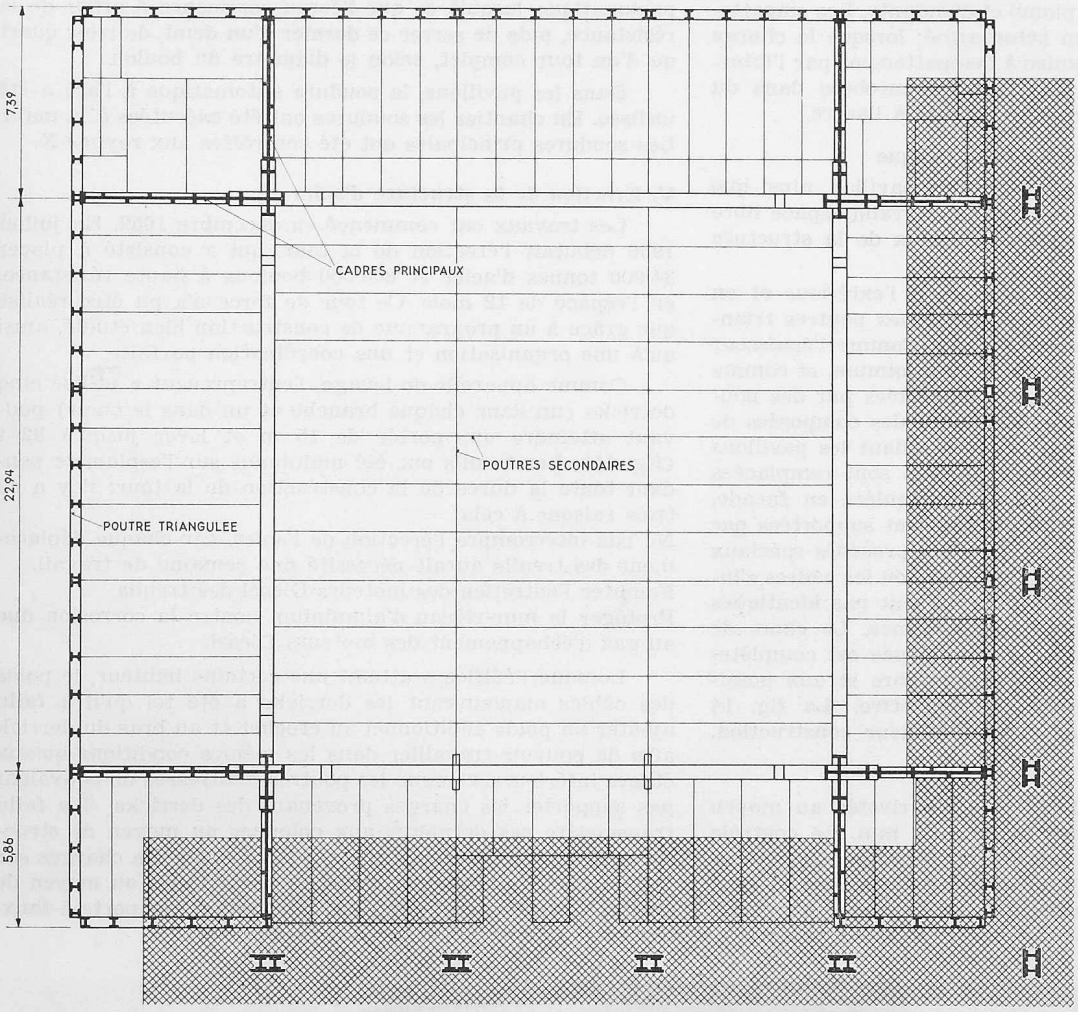


Fig. 11. Plan du premier étage du pavillon nord-ouest de la Banque Royale, montrant l'acier de structure. Echelle 1:300

hauteur (deux étages), afin de transmettre les charges aux colonnes de module 7,65 m. Les surfaces des colonnes et des diagonales en contact ont dû être dressées pour appui complet afin de permettre l'assemblage de ces membrures, qui sont sollicitées par des efforts considérables. Les contreventements autour des cages d'ascenseur ne sont pas dans des plans dont les traces coïncident avec la grille de coordonnées de module 7,65 m. Le transfert des forces de cisaillement à des porteurs situés sur la grille a été facilité, dans la direction nord-sud, par les voiles raidisseurs ainsi que par un renforcement des dalles du cœur de la croix. Dans la direction est-ouest, les voies ferrées ne permettaient pas un ancrage direct des contreventements dans les fondations. Il a fallu construire des cadres massifs en béton armé, qui respectaient le gabarit d'espace libre du chemin de fer «Canadien National» (fig. 10). Il est à mentionner que dans cette direction, les voiles raidisseurs ont grandement contribué à ce transfert. Les forces dues au vent sont donc reprises par la structure d'acier au-dessus du 2me étage, par la structure de béton (voiles) au-dessous du 2me sous-sol, et par une structure d'acier et de béton entre ces deux niveaux.

Un essai aérodynamique en soufflerie a été exécuté, afin de contrôler si la forme particulière du bâtiment pouvait donner lieu à un changement dans l'application des forces, qui ne serait pas couvert par les normes. Cela n'a pas été le cas; il a aussi été établi qu'il n'y aurait aucune apparition de vibrations en torsion, même pour des vélocités de vent dépassant celles prescrites par les normes.

Transfert des charges aux étages inférieurs

Les colonnes du cœur du bâtiment ne se trouvent pas aux points d'intersection de la grille ayant un module de 7,65 m. Entre le 2me sous-sol et l'étage à magasins, on a dû construire de lourdes poutres triangulées, ayant 12 m de

Fondations

Les voies ferrées du «Canadien National», existant avant la construction de «Place Ville Marie» reposaient sur un rocher sain. L'excavation a mis à découvert du calcaire sain sur toute la surface du chantier. La capacité portante du rocher a été évaluée à 14,66 t/m². Afin d'éviter que les vibrations des trains ne se répercutent dans la structure du bâtiment, les bases des colonnes ont été munies de couches

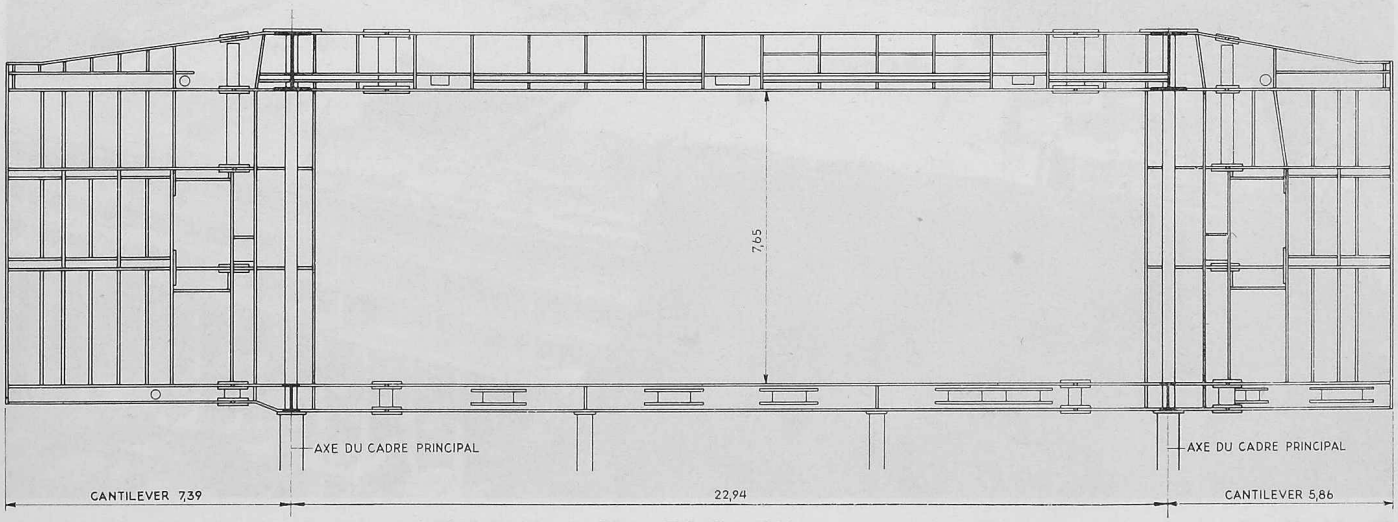


Fig. 13. Elévation d'un des 4 cadres principaux d'un pavillon. Echelle 1:200

amortissantes composées de plomb et d'amiante. Les empattements des fondations sont en béton armé; lorsque la charge dépasse 1370 t, elle est transmise à l'empattement par l'intermédiaire de deux couches de poutrelles enrobées dans du béton et orientées à 90° l'une par rapport à l'autre.

III. Etude statique des pavillons de la banque

La fig. 11 montre la disposition d'un pavillon, ainsi que la portion de la dalle en porte-à-faux. Le grand espace libre exigé par le propriétaire a orienté le choix de la structure vers un système peu usité.

Les façades, consistant en calcaire à l'extérieur et en marbre à l'intérieur, sont supportées par des poutres triangulées du type représenté sur la fig. 12. Comme l'épaisseur de la structure doit être maintenue à un minimum, et comme les plaques de calcaire doivent être supportées par des poutrelles, il a été décidé d'utiliser des diagonales composées de fers plats. A l'endroit où les passerelles reliant les pavillons pénètrent dans la structure, les diagonales sont remplacées par des cadres rigides. Les poutres triangulées en façade, la structure du toit et des dalles d'étage sont supportées par les quatre cadres principaux (fig. 13). Des procédés spéciaux de soudure ont dû être employés à l'endroit où les cadres s'interpénètrent, vu que les porte-à-faux ne sont pas identiques et que les charges concentrées sont énormes. Le choix de cette structure peu économique et compliquée est complètement justifié quand on pense à l'espace libre et aux possibilités d'aménagement intérieur qu'elle offre. La fig. 14 montre les deux pavillons ouest pendant leur construction.

IV. Rivetage et soudure

La majeure partie de l'édifice a été rivetée au moyen de boulons à haute résistance de 22 à 32 mm. Le contrôle du serrage des boulons a été exécuté par la méthode du «turn-of-the-nut» développée par la compagnie «Bethlehem Steel». Cette méthode consiste à tourner l'écrou au moyen d'une clef pneumatique jusqu'à ce que l'écrou commence à offrir de la résistance, puis de serrer ce dernier d'un demi, de trois quart ou d'un tour complet, selon le diamètre du boulon.

Dans les pavillons, la soudure automatique à l'arc a été utilisée. En chantier les soudures ont été exécutées à la main. Les soudures principales ont été contrôlées aux rayons X.

V. Erection de la structure d'acier

Les travaux ont commencé en décembre 1959. En juillet 1960 débutait l'érection de la tour, qui a consisté à placer 34 000 tonnes d'acier et 800 000 boulons à haute résistance, en l'espace de 12 mois. Ce tour de force n'a pu être réalisé que grâce à un programme de construction bien étudié, ainsi qu'à une organisation et une coordination parfaite.

Comme appareils de levage, l'entrepreneur a utilisé cinq derricks (un dans chaque branche et un dans le cœur) pouvant atteindre une portée de 15 m et lever jusqu'à 32 t (fig. 15). Les treuils ont été maintenus sur l'esplanade pendant toute la durée de la construction de la tour; il y a eu trois raisons à cela:

Ne pas interrompre l'érection de l'acier, car chaque déplacement des treuils aurait nécessité une semaine de travail.

Faciliter l'entretien des moteurs Diesel des treuils.

Protéger le mur-rideau d'aluminium contre la corrosion due au gaz d'échappement des moteurs Diesel.

Lorsque l'édifice a atteint une certaine hauteur, le poids des câbles manœuvrant les derricks a été tel qu'il a fallu ajouter un poids additionnel au crochet et au bras du derrick afin de pouvoir travailler dans les mêmes conditions qu'aux étages inférieurs. Comme les poutres maîtresses ne pouvaient pas supporter les charges provenant des derricks, il a fallu transmettre ces dernières aux colonnes au moyen de structures additionnelles temporaires, et distribuer les charges sur trois étages, en rendant trois poutres solidaires au moyen de membres verticaux fixés aux extrémités des porte-à-faux.

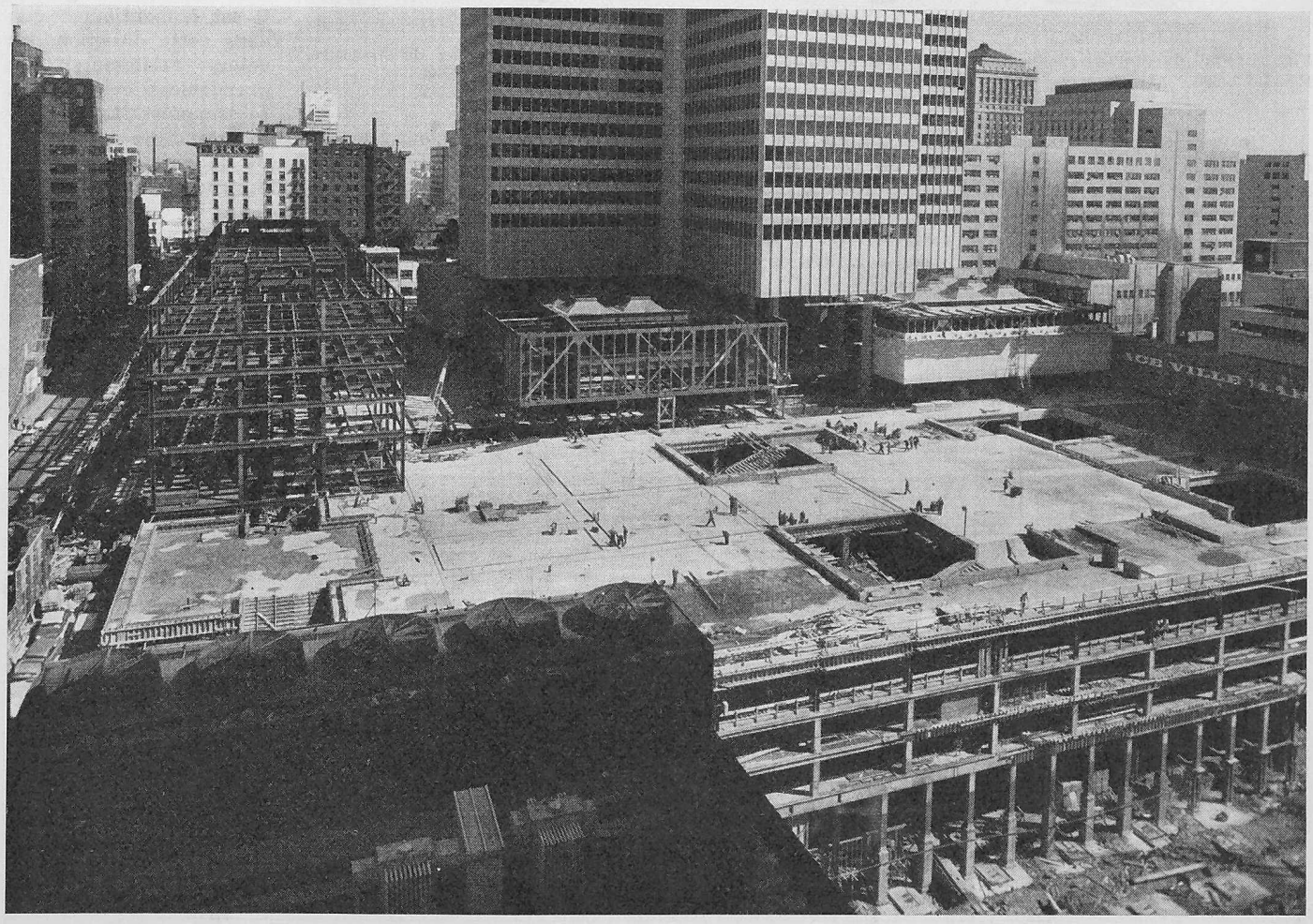


Fig. 14. Vue du projet en septembre 1961, montrant la construction des pavillons ouest à différents stades

Afin de ne pas mettre en danger la stabilité du bâtiment, l'érection de l'acier du cœur fut maintenue deux étages au-dessus de celle des branches et au maximum six étages au-dessus du dernier plancher bétonné (fig. 15).

VI. Conclusion

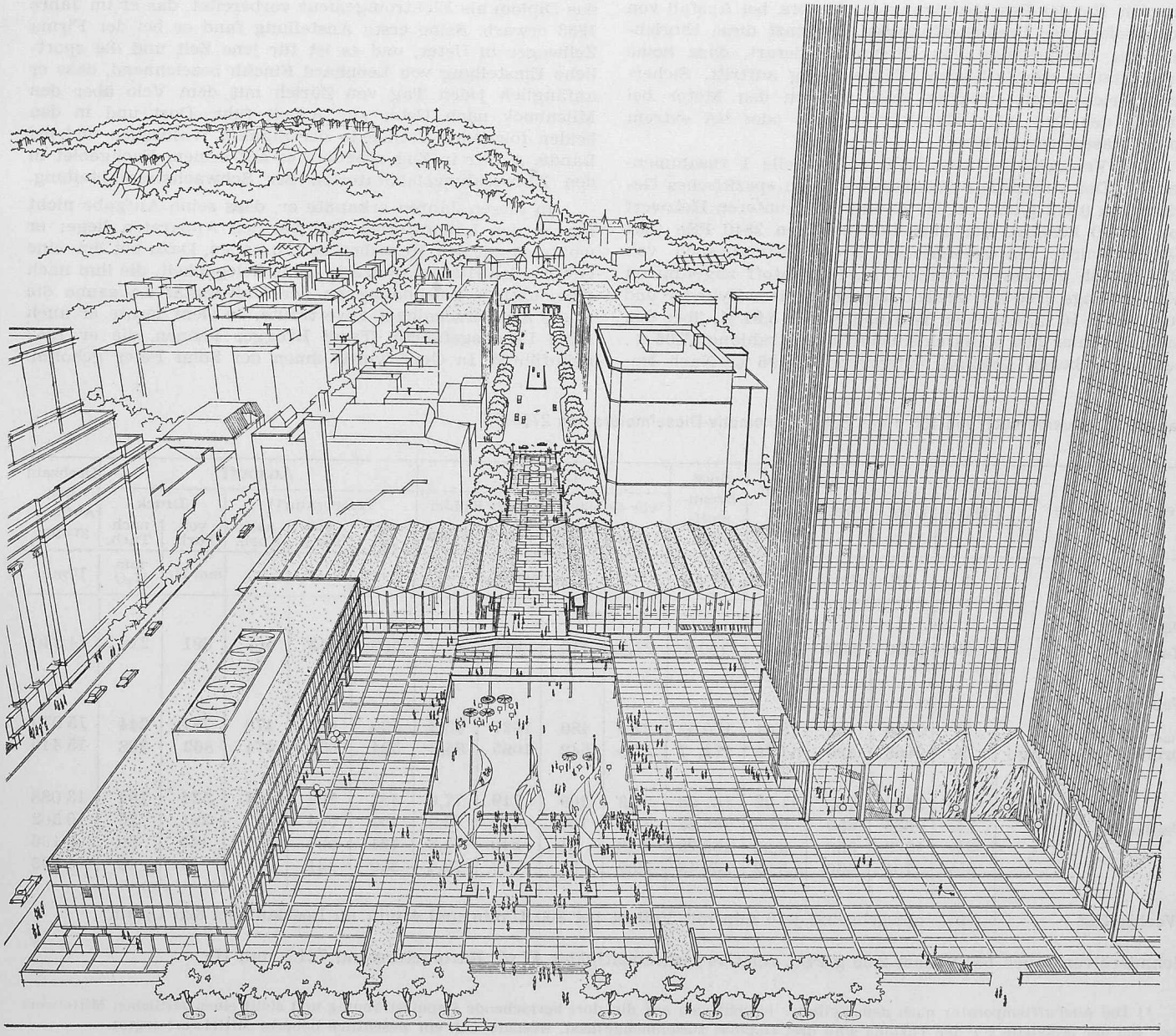
Le tonnage total d'acier utilisé à l'érection de ce projet est de 54 000 t. Ce tonnage n'est dépassé au Canada que par le pont de Québec. Le nombre de boulons utilisés est supérieur à 1,4 millions. Environ la moitié de l'acier du gratte-ciel a été érigée pendant les mois d'hiver. La progression maximum a été d'environ deux étages complets par semaine. Pendant les mois de mai et juin 1961, 9750 tonnes d'acier ont été placées, ce qui semble être un record pour un seul chantier.

Le projet «Place Ville Marie» coûte 80 000 000 de dollars, il est unique au Canada. Il doit son existence à:

	Webb & Knapp (Canada) Limited
Architectes et urbanistes	I. M. Pei & Associates
Architecte en chef	Henry N. Cobb
Architectes collaborateurs	Affleck, Desbarats, Dimakopoulos, Lebensold, Michaud, Sise
Ingénieurs en structure	Brett, Ouellette, Blauer, Associates
Ingénieur en chef	Roger R. Nicolet
Ingénieur assistant-chef	Angelo Pozzi
Conseils en structure	Severud, Elstad, Krueger, Associates
Expert en structure	Prof. Dr. Bruno Thürlimann

Adresse de l'auteur: Ing. G. Crivelli, Eigerplatz 5, Berne (Suisse)

Im Anschluss an diese Darstellung eines am Bau mitarbeitenden Ingenieurs zeigen wir eine Perspektive, die allerdings zum Vorprojekt gehört und daher in Einzelheiten unvollständig und nicht der Ausführung entsprechend ist. Besser als die Photographien zeigt aber diese Zeichnung den städtebaulichen Zusammenhang des Zentrums «Place Ville Marie» mit seiner Umgebung: rechts das Bankhochhaus, links das Mansfield-Gebäude, in Bildmitte die zwischen den beiden Cathcart-Gebäuden wurzelnde, nach Norden weisende Axe. Wir entnehmen das Bild einem Aufsatz von Arch. W. R. Hunziker in der Zeitschrift «Plan» 1962, Nr. 3 (Verlag Vogt-Schild, Solothurn).

Ueber die bereits von Ing. G. Crivelli gemachten Angaben hinaus bieten noch folgende Zahlen Interesse: der ganze Gebäudekomplex hat eine Bruttofläche von 300 000 m², und die öffentliche Freifläche misst 15 000 m². Das Einkaufszentrum mit Kino, Restaurant usw. nimmt 26 000 m² in Anspruch.

Ganz im Sinne der in Heft 45, S. 765 in Erinnerung gerufenen Anregungen von H. Marti kommt W. R. Hunziker zum Schluss, dass unsere schweizerischen Bauordnungen und Zonenpläne nicht nur Verbote aufstellen, sondern Belohnungen in Aussicht stellen sollten für solche grosszügige Ueberbauungen, deren mannigfache Vorteile gegenüber der konventionellen Ueberbauungsweise der Verfasser des zitierten Aufsatzes im «Plan» ausführlich darlegt. Red.