

LA FLECHE DU GENIE CIVIL, AU HEYSEL

par

A. PADUART

Professeur à l'U.L.B. - Ingénieur-Conseil

J. VAN DOOSSELAERE

Architecte

Extrait des
ANNALES DES TRAVAUX PUBLICS DE BELGIQUE
No 1 -- 1958

LEDEBERG-GAND
IMPRIMERIE N. I. C. I.
DREEF DE MIL

1958

LA FLECHE DU GENIE CIVIL, AU HEYSEL

par

A. PADUART

Professeur à l'U.L.B. - Ingénieur-Conseil

J. VAN DOOSSELAERE

Architecte

A. — Introduction

La construction, qui est décrite ci-dessous et qui a été érigée en 1957 à l'occasion de l'Exposition Universelle et Internationale de Bruxelles 1958, représente la réponse qu'ont pu donner un architecte et un ingénieur au désir exprimé par le Président du Groupe 36, le Professeur G. WILLEMS, Secrétaire Général du Ministère des Travaux Publics et de la Reconstruction, pour représenter la victoire du Génie Civil Belge sur la nature.

Ce désir consistait à créer une construction en béton armé en voile mince destinée à soutenir une passerelle permettant aux visiteurs de l'Exposition de voir en détail et à vol d'oiseau une carte en relief de Belgique présentée au sol et à ciel ouvert.

Cette construction en béton armé devait aussi constituer un signal, une attraction, qui pouvait être obtenue grâce à une originalité technique et esthétique et nous donnait l'occasion de ce fait de répondre aux principes qui régissent l'architecture d'une exposition.

La carte en relief dont l'échelle est de 1/3500 pour les distances horizontales et de 1/350 pour les hauteurs, complétée des maquettes d'ouvrages d'art et des documents exposés dans le Hall où aboutit la passerelle suspendue, constitue l'élément servant à développer le thème choisi : « l'activité et le développement du Génie Civil Belge pour le bien du pays ».

Le projet qui a été exécuté est le fruit d'une collaboration extrêmement étroite née depuis le début des

études entre les deux soussignés, auxquels une aide précieuse a été apportée par MM. J. MOESCHAL, sculpteur et G. MOUSSIAUX, à l'époque élève-ingénieur à l'Université Libre de Bruxelles.

Les auteurs du projet sont redevables d'une profonde reconnaissance envers les nombreuses personnes qui ont joué un rôle important dans la réalisation de ce projet et nous tenons à mentionner tout spécialement :

- Monsieur le Président WILLEMS pour la confiance qu'il nous a témoignée en nous chargeant d'un travail aussi particulier,
- Le maître de l'ouvrage, l'A.S.B.L. CONSTRUCTION 58, pour toute l'assistance qu'il nous a accordée,
- Monsieur le Commissaire Général du Gouvernement près l'Exposition ainsi que Monsieur l'Architecte en Chef M. VAN GOETHEM et Monsieur l'Ingénieur en Chef E. VALCKE, qui ont accepté les plans de cette construction si peu traditionnelle,
- Les Entrepreneurs Belges de Travaux de Génie Civil qui ont solidairement assuré le financement de la Flèche à l'initiative de leur Président, M. T. CERFONTAINE,
- Les Entreprises Ed. FRANÇOIS & Fils qui, sans hésiter, se sont engagés à exécuter les travaux et ont pris toutes les mesures nécessaires pour les mener à bonne fin,

— Le Bureau SECO qui nous a fait bénéficier d'un contrôle particulièrement utile,

— Les industriels, qui, à des titres divers, ont fourni gratuitement les matériaux nécessaires à la construction.

B. — Evolution du projet

Qu'il nous soit, tout d'abord, permis d'insister sur le fait que la forme de la Flèche est le fruit d'une suite logique d'idées basées sur des possibilités structurales

valables pour le béton armé. L'évolution du projet en est un témoignage.

La première idée qui nous vint à l'esprit fut de réaliser un pont en arc dont la portée aurait été comprise entre 120 et 150 m. Un tel ouvrage aurait pu répondre aux conditions de l'esthétique et de l'audace, mais certainement pas à celle de l'originalité.

Désireux, pour répondre au souhait exprimé par le Président du Groupe 36, d'apporter une contribution à l'utilisation des voiles minces en béton armé, l'ingénieur-conseil dessina l'avant-projet représenté par les figures 1 et 2.

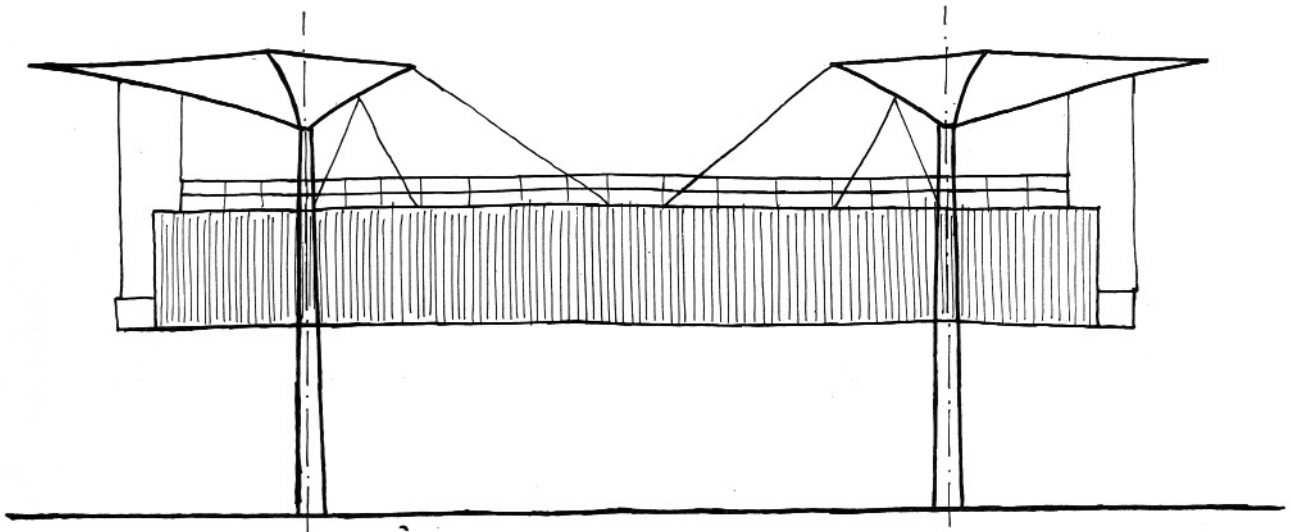


Fig. 1. — Elévation du premier projet.

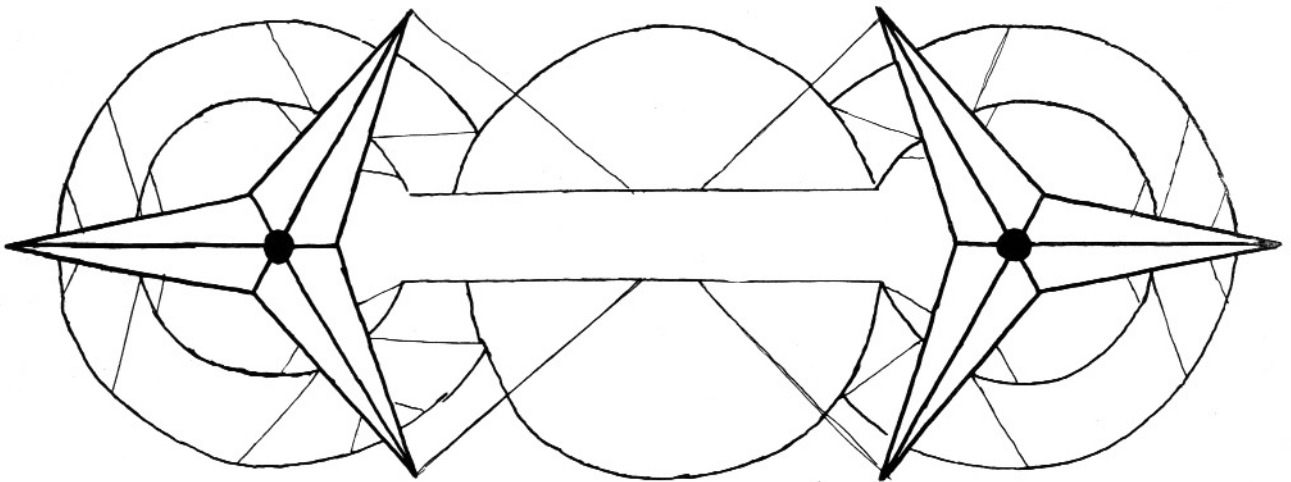


Fig. 2. — Plan du premier projet.

Il s'agissait de deux mâts de 12 m de hauteur portant chacun trois bras dont la section transversale était constituée par deux voiles formant un V et dont la longueur atteignait environ 10 m. Ces deux mâts étaient écartés d'une vingtaine de mètres et l'ensemble supportait des passerelles circulaires situées à divers niveaux.

Reprenant l'idée, l'architecte jugea intéressant de supprimer l'un des mâts de façon à concentrer davantage l'attention et il établit le croquis perspectif représenté à la figure 3.

L'ingénieur estimant qu'il était possible d'allonger assez fortement l'une des pointes, le croquis fut modifié suivant la figure 4.

Ainsi apparaît pour la première fois dans cette évolution, une flèche oblique dont la longueur était d'environ 45 m.

Les deux autres pointes restent inchangées; le mât est supprimé et est remplacé par la retombée de la

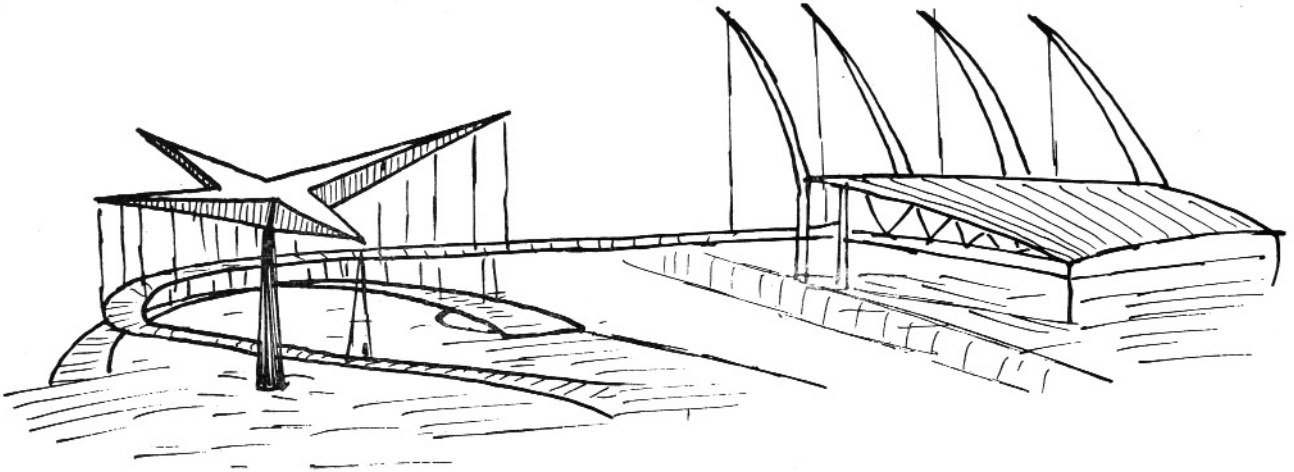


Fig. 3. — Perspective du deuxième projet.

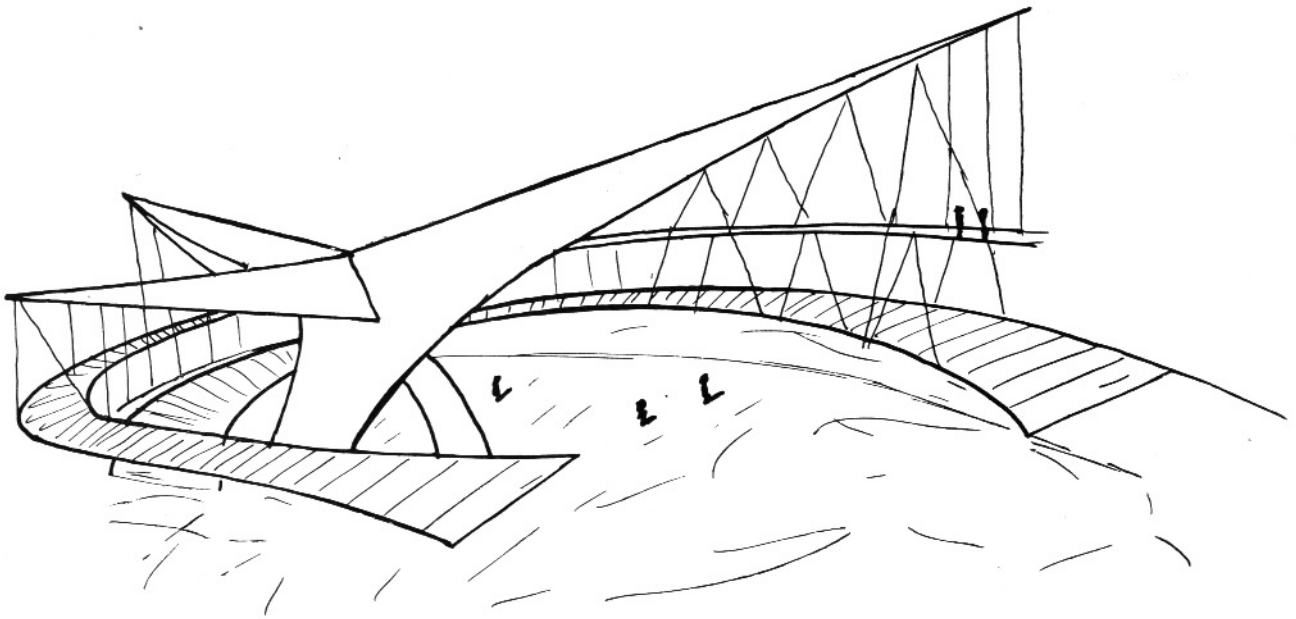


Fig. 4. — Perspective du troisième projet.

flèche complétée par une béquille augmentant la stabilité longitudinale de l'ensemble.

Les proportions et les formes furent encore remaniées à la suite de nouveaux échanges de vues entre les auteurs de projet, qui conduisirent aux dessins de l'architecte reproduits aux figures 5 et 6.

C'est principalement la figure 6 qui a servi de base à l'ingénieur-conseil pour l'établissement du projet définitif

dont la figure 7 représente la coupe longitudinale.

A ce stade, diverses modifications furent cependant encore apportées à la construction. La portée de la flèche fut augmentée de 15 m. Le pied central formé par la retombée verticale de la flèche fut notablement allégé. La béquille fut dédoublée pour former un trépied auto-stable. La forme de la coupole fut modifiée de façon à profiter des avantages des surfaces à double courbure. Deux tirants obliques furent ajoutés pour soutenir les coins de la salle suspendue.

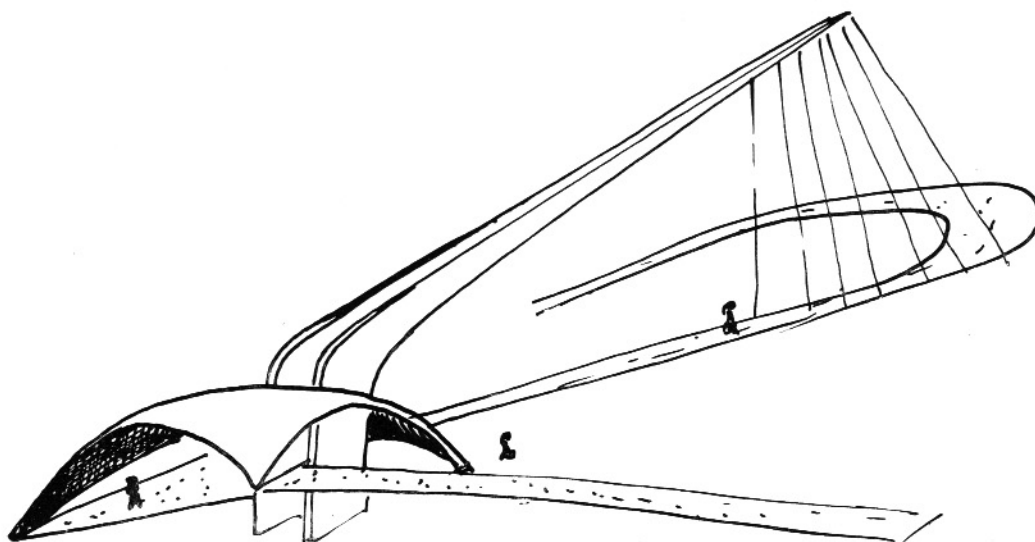


Fig. 5. — Perspective du quatrième projet.

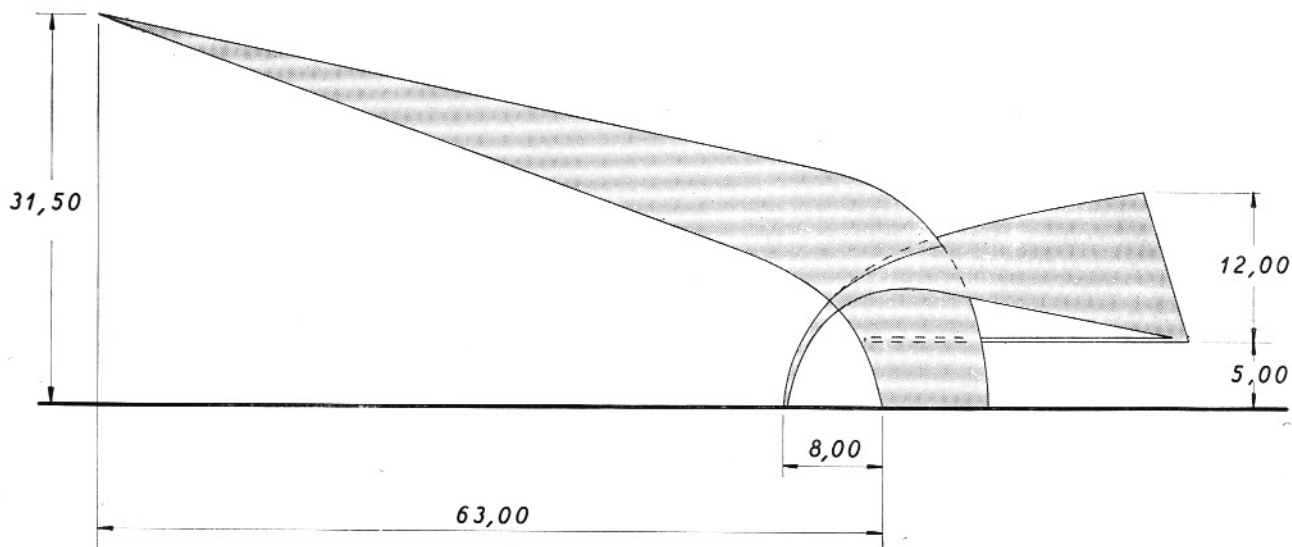


Fig. 6. — Elévation du quatrième projet.

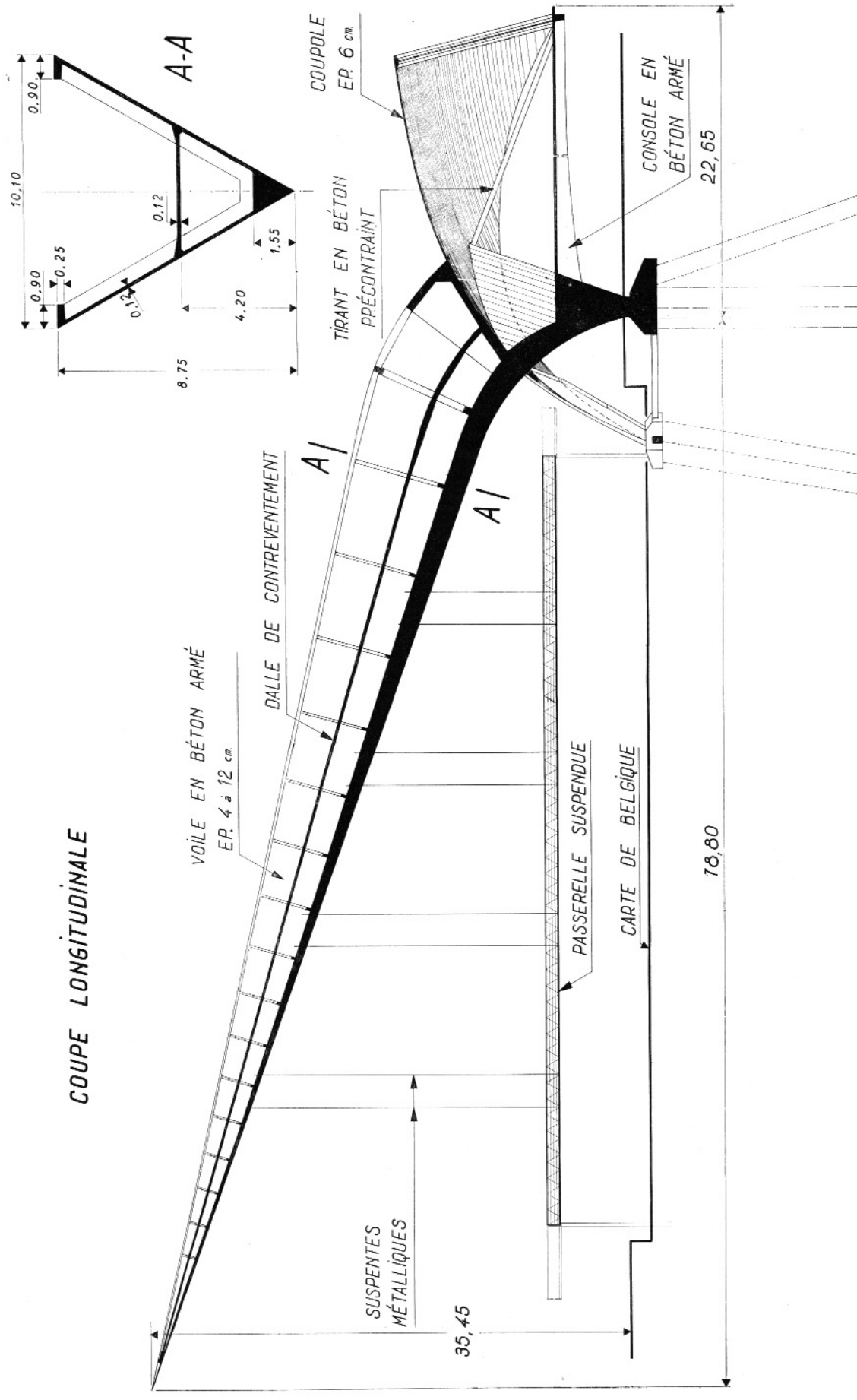


Fig. 7. — Coupe longitudinale d'ensemble.

C. — Description générale de la construction

La passerelle suspendue dont le tracé est en ligne brisée (voir figure 8) franchit la carte de Belgique entre une passerelle d'accès en béton armé et une plateforme attenante au hall d'exposition.

Elle est accrochée par l'intermédiaire de 16 suspentes métalliques à l'arête inférieure de la flèche.

Le couple de renversement ainsi créé est équilibré par une salle suspendue de forme triangulaire couverte par une coupole dont le prolongement vers l'avant forme deux béquilles. Les trois côtés de la salle sont fermés par des vitrages situés dans des plans obliques rejoignant la coupole.

D. — Parti architectural (Voir figure 8).

Le terrain qui a été mis à la disposition du Groupe 36 a une superficie d'environ 9.000 m². Il se situe le long de l'avenue de la Construction qui monte vers l'Esplanade en prolongation de la passerelle lancée à travers la vallée du parc d'Osseghem.

La représentation à ciel ouvert de la Carte de Belgique en relief constituait l'élément principal du programme imposé; aussi cette carte occupe-t-elle le tiers de la surface totale du terrain. Pour pouvoir l'installer sur un plan horizontal, il a fallu réaliser un important remblai retenu le long de l'avenue de la Construction par un talus gazonné et du côté du pavillon du Groupe 37, par un mur de soutènement de trois mètres de haut, élément qui, vu de l'avenue de l'Atomium, constitue le socle de l'ensemble du Pavillon. Les deux tiers de la surface du terrain restant sont occupés principalement par une circulation piétonne entourant la vaste cuve destinée à contenir le relief et le tracé de la carte, et par le Hall d'exposition à trois niveaux qui occupe un terrain de 1.250 m².

Les différentes constructions qui font partie de l'ensemble du pavillon ont toutes été composées non seulement pour répondre à leur fonction propre mais aussi pour permettre aux visiteurs de contempler sous des angles divers et à des niveaux variables la mosaïque à la fois instructive et décorative que constitue la Carte de Belgique.

Cette dernière nous montre, en effet, par des éléments hauts en couleurs, les principales agglomérations du pays, les routes, les cours d'eau, les canaux, les lignes de chemin de fer, les centres industriels et certains ouvrages d'art.

La construction en béton armé dénommée « Flèche » a comme fonction première, de soutenir la passerelle allant d'Anvers à Arlon.

La salle suspendue sous coupole qui constitue le contrepois du porte-à-faux devait servir de Hall d'accueil, et contenir une documentation donnant aux visiteurs la signification du Génie Civil.

La seconde fonction de la Flèche est d'occuper l'espace et de constituer à la fois un signal et un symbole des possibilités du Génie Civil Belge.

Dans le domaine de l'art, il a été tenté de montrer qu'il était possible de tirer de la technique des voiles minces en béton armé des effets architecturaux valables en créant des formes soumises à la logique du calcul et en laissant aux matériaux mis en œuvre leur expression propre. Le fait de laisser le béton à l'état brut de décoffrage est intentionnel. Les auteurs du projet estiment que les traces laissées en surface du travail de coffrage et du sens de son voligeage, exécuté sous leur direction avec l'aide précieuse d'un chef-charpentier de grande habileté, donnent au béton armé toute sa signification architecturale et concourent à la mise en valeur des formes.

Les deux fonctions que la Flèche du Génie Civil remplit déterminent son implantation et son orientation. Afin de ne pas altérer l'effet attractionnel des porte-à-faux, l'ouvrage prend appui en dehors du tracé de la carte sur un espace dégagé. La nappe d'eau représentant la mer du Nord reflète les formes mouvementées du béton de la passerelle et de la salle suspendue.

La participation au Groupe 36 d'Industries importantes du pays telles que les Cimenteries, la Sidérurgie, les Mines et Carrières, etc... ainsi que les conditions financières limitées imposaient l'usage du béton armé et de la charpente métallique.

Il a été tenté de varier les techniques applicables aux mêmes matériaux et de combiner ces derniers en fonction de leurs qualités propres. L'architecture a été inévitablement influencée par les conditions précitées et montre une grande sobriété dans les détails du parachèvement.

Le tracé en ligne brisée de la passerelle est déterminé à la fois en fonction des possibilités techniques et de la position des régions intéressantes de la carte qu'elle surplombe.

Cette circulation à vol d'oiseau aboutit à l'extrémité de la façade de poutrelles et de verre du Hall d'exposition, sur un ensemble de paliers et d'escaliers qui avec

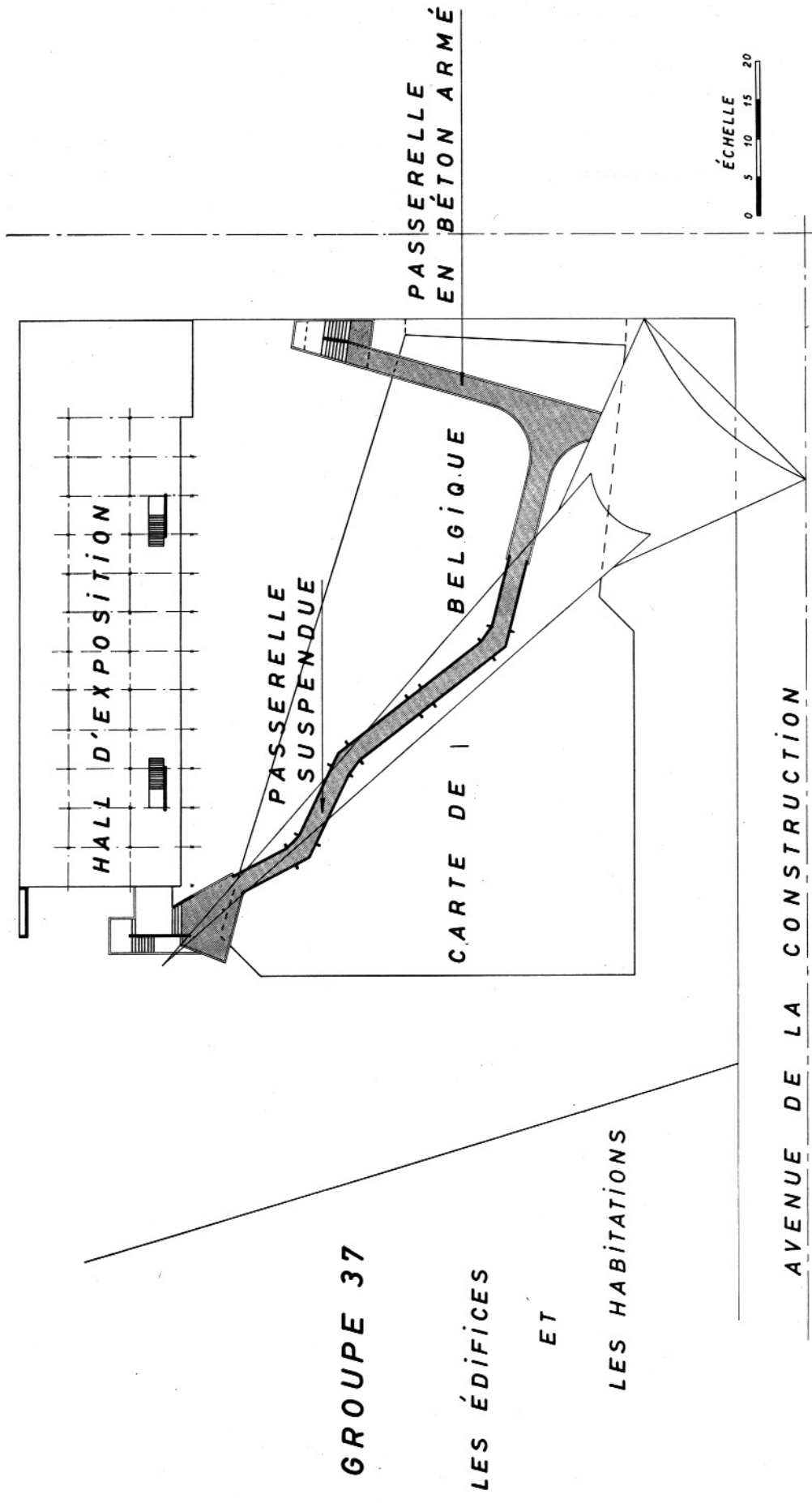


Fig. 8. — Vue en plan d'ensemble.

ceux apparaissant en cette même façade constituent un rappel de la technique du béton armé employée pour l'escalier et la passerelle conduisant à la salle suspendue sous coupole de la Flèche.

E. — Sollicitations de la construction

La passerelle suspendue, élément destiné à la circulation de la foule, a été calculée en observant les prescriptions relatives au calcul des ponts. La surcharge qui a été adoptée dans les calculs est égale à 400 kg/m² et a été affectée d'un coefficient dynamique de 1,25.

D'autre part, la salle est en grande partie remplie de panneaux photographiques ce qui empêche la concentration d'une foule aussi dense. C'est la raison pour laquelle une surcharge de 300 kg/m² a été considérée comme suffisante pour l'entièreté de la surface, une valeur de 500 kg/m² étant cependant envisagée localement.

Une autre sollicitation importante est constituée par le vent soufflant sur la Flèche et la coupole.

Comme nous ne disposons pas des valeurs des coefficients de traînée et de portance relatifs à un profil en cornière ouvert à 60°, des essais furent effectués au Centre National d'Etudes et de Recherches Aéronautiques. Les composantes ont été déterminées pour diverses orientations de l'axe de la cornière et de son plan de symétrie par rapport au vent. Les coefficients c_z et c_x correspondent respectivement à la composante verticale et à la composante dans la direction du vent. De plus, le coefficient c_m donne le couple par rapport au centre de gravité du triangle.

Ces coefficients sont donnés à la figure 9 en fonction des angles d'inclinaison α et β .

Les efforts réels s'obtiennent à l'aide des formules :

$$Z = c_z \frac{\delta v^2}{2g} \cdot l \cdot a$$

$$X = c_x \frac{\delta v^2}{2g} \cdot l \cdot a$$

$$M = c_m \frac{\delta v^2}{2g} \cdot l \cdot a^2$$

Dans ces relations, les notations suivantes sont utilisées :

- δ poids spécifique de l'air,
- v vitesse du vent,
- g accélération de la pesanteur,
- l longueur de la cornière,
- a côté du triangle équilatéral.

La portance maximum n'apparaît cependant pas sur les graphiques; elle a été obtenue en faisant souffler le vent perpendiculairement au plan de symétrie de la cornière.

Les valeurs des coefficients déduits des essais et considérés dans les calculs des sollicitations sont les suivantes :

$$c_z = 1,12 \quad c_x = 1,36 \quad c_m = - 0,175.$$

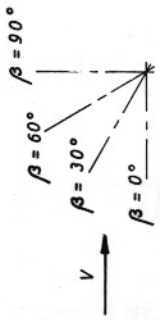
Etant donné les dimensions de la poutre, un coefficient de réduction ρ a été appliqué aux efforts du vent. Ce coefficient dépend de la longueur de la surface frappée que l'on considère et varie comme suit :

longueur =	10 m	20 m	30 m	40 m	50 m	60 m
ρ	= 0,86	0,81	0,78	0,76	0,75	0,74

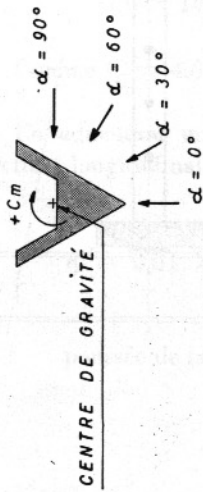
En plus de ces sollicitations variables, il y a lieu de tenir compte des effets du poids propre qui, ainsi qu'on peut le deviner facilement, sont loin d'être négligeables. Il résulte des calculs dont les résultats sont reproduits ci-après, que dans la valeur du moment d'encastrement de la flèche, la charge du béton seul intervient pratiquement pour les deux tiers. C'est dire que dans l'étude des formes et des épaisseurs, il fallait absolument supprimer tout volume qui n'était pas absolument indispensable et étudier les sections successives de la poutre comme celles d'un solide d'égale résistance.

F. — Passerelle et suspentes

La passerelle qui est située à environ 5 m au-dessus de la carte de Belgique a une largeur utile de 2,50 m. Le tracé en plan, qui apparaît à la figure 8, est en ligne brisée et présente une longueur développée de 58,60 m. La passerelle comporte une dalle en béton armé de 8 cm d'épaisseur portée par des poutres métalliques en treil-



ANGLE DE L'AXE LONGITUDINAL
ET DU VECTEUR VITESSE DU VENT



ANGLE DE ROTATION DU
PROFILÉ AUTOUR DE SON
AXE LONGITUDINAL

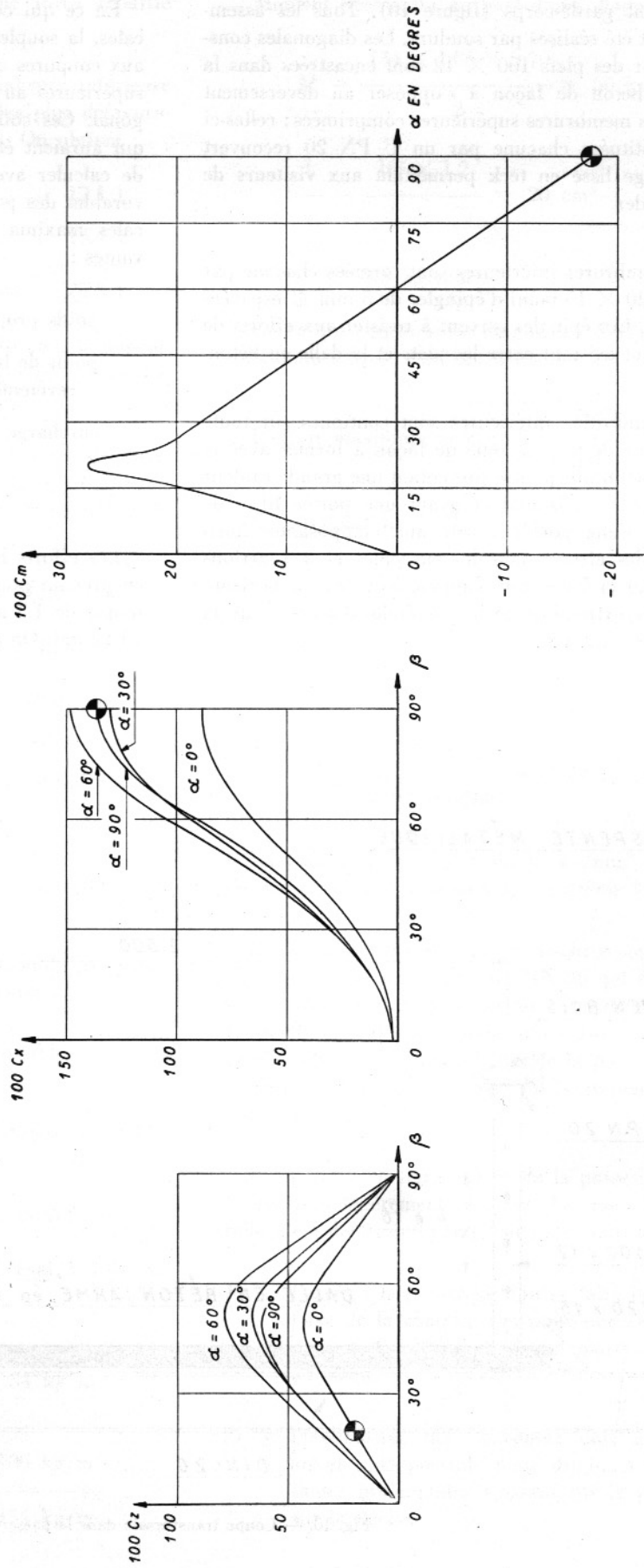


Fig. 9. — Coefficients aérodynamiques de la flèche.

lis formant garde-corps (figure 10). Tous les assemblages ont été réalisés par soudure. Les diagonales constituées par des plats 100×12 sont encastrées dans la dalle en béton de façon à s'opposer au déversement latéral des membrures supérieures comprimées; celles-ci sont constituées chacune par un U PN 20 recouvert d'une large lisse en teck permettant aux visiteurs de s'y accouder.

Les membrures inférieures sont formées chacune par un plat 120×15 muni d'épingles de $5 \text{ mm } \varnothing$ espacées de 12 cm . Ces épingles servent à résister aux efforts de cisaillement existant entre les plats et la dalle en béton.

Les membrures inférieures sont continues sur toute la longueur de la passerelle de façon à former avec la dalle en béton une poutre présentant une grande raideur dans le plan horizontal et ayant une portée libre de $55,60 \text{ m}$. Cette poutre résiste aux composantes horizontales des efforts dans les suspentes et aux actions du vent sur la foule; elle s'appuie dans le sens horizontal sur les extrémités de la passerelle d'accès et de la plateforme d'arrivée.

En ce qui concerne la résistance aux charges verticales, la souplesse de la passerelle est augmentée grâce aux coupures qui ont été réalisées dans les membrures supérieures au droit de chaque sommet du tracé polygonal. Ces coupures suppriment les efforts de torsion qui auraient été transmis par continuité et permettent de calculer avec précision les réactions les plus défavorables des poutres en garde-corps. Les charges verticales maxima agissant sur une poutre sont les suivantes :

pois propre du garde-corps	71 kg/m
pois de la dalle en béton et du revêtement asphaltique	415 kg/m
surcharge mobile	625 kg/m
total :	1.111 kg/m

Les efforts horizontaux dus au vent ont été calculés en prenant pour les suspentes un coefficient aérodynamique de $1,3$ avec une pression dynamique de base de 75 kg/m^2 . On a supposé, en outre, que l'action du vent

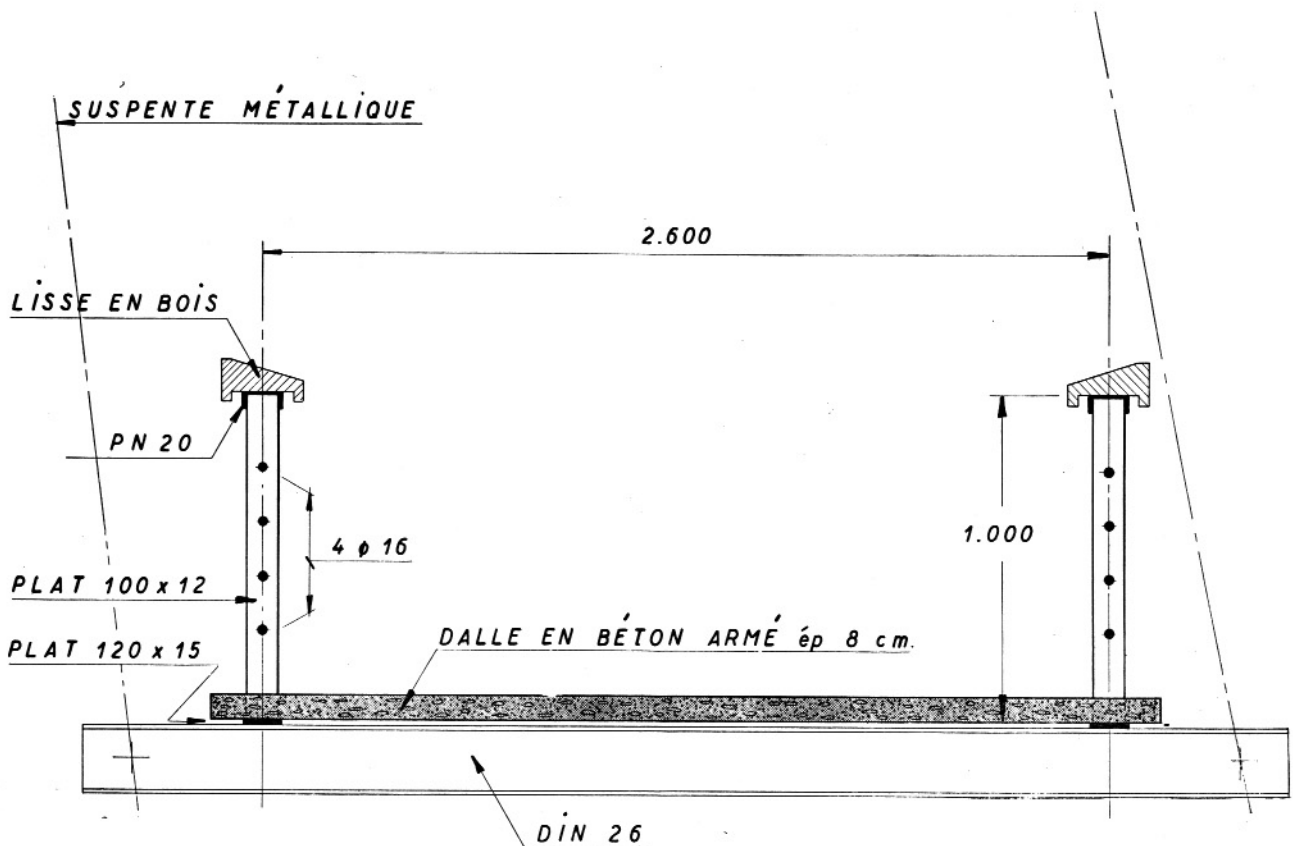


Fig. 10. — Coupe transversale dans la passerelle.

sur la foule pouvait représenter une force répartie égale à 100 kg par mètre courant.

La traction maxima dans une membrure inférieure s'obtient en superposant les actions les plus défavorables des charges verticales et du vent. On obtient :

effet des charges verticales	12,1 t
effet du vent	13,4 t
	total : 25,5 t.

La section d'un plat étant égale à 18 cm², la tension maximum dans l'acier atteint 14,2 kg/mm², ce qui est inférieur aux 16 kg/mm² autorisés.

Pour les membrures supérieures, l'effort de compression maximum est égal à 13,6 t. La résistance au flambement dans le plan vertical entre deux nœuds de diagonales se détermine comme suit :

section de UPN 12	Ω = 17,0 cm ²	
rayon de giration	i = 1,59 cm	
longueur de flambement	l _{f1} = 70,0 cm	

d'où $\frac{l_{f1}}{i} = 44$ $\varphi = 0,847$

$$\sigma = \frac{13.600}{0,847 \times 1700} = 9,45 \text{ kg/mm}^2$$

D'autre part, la stabilité latérale des membrures supérieures a été contrôlée de la façon suivante.

Coefficient de réduction limite admissible

$$\varphi = \frac{13.600}{17,0 \times 1400} = 0,57, \text{ ce qui donne } \frac{l_{f1}}{i_x} = 87.$$

Comme $i_x = 4,63$ cm, on trouve $l_{f1} = 405$ cm.

En admettant un effort transversal égal à 1% de l'effort longitudinal, on obtient :

$$q = 0,01 \times \frac{13.600}{4,05} = 34 \text{ kg/m}$$

poussée de la foule =	100 kg/m
	total : 134 kg/m

Moment fléchissant au pied d'une diagonale :

$$M = \frac{134 \times 1,06 \times 0,70}{2} = 50 \text{ kg/m}$$

$$\frac{I}{v} = \frac{10^2 \times 1,2}{6} = 20 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_a = 2,5 \text{ kg/mm}^2.$$

En ce qui concerne les diagonales, l'effort tranchant maximum auquel elles ont à résister est égal à 6,50 t.

$$\text{L'effort maximum vaut donc : } \frac{6,50}{0,941} = 6,91 \text{ t.}$$

$$\text{D'autre part } l_{f1} = 17,45 \text{ cm}$$

$$i = 0,346 \text{ cm}$$

$$\frac{l_{f1}}{i} = 50,5 \quad \varphi = 0,804$$

$$\sigma = \frac{6910}{0,804 \times 1200} = 7,17 \text{ kg/mm}^2$$

En y ajoutant la tension de 2,5 kg/mm² indiquée ci-dessus, on obtient comme valeur extrême 9,67 kg/mm²

Les appuis des poutres en garde-corps sont constitués par des traverses métalliques DIN 26 qui sont supportées à chaque extrémité par une suspente métallique. L'attache est faite au moyen d'une broche de 30 mm de diamètre qui traverse l'âme de la poutrelle et deux attelles soudées à l'extrémité de la suspente (voir figure 11).

Vu le tracé en ligne brisée de la passerelle, les suspentes sont légèrement obliques. Le tracé de la passerelle a été déterminé par plusieurs conditions :

- 1) — l'accès à la passerelle doit se faire en dehors de l'axe de la construction pour que la circulation ne soit pas gênée par les supports de la flèche en béton.
- 2) — l'inclinaison des suspentes doit être réduite autant que possible pour diminuer les composantes horizontales agissant sur la passerelle et sur la flèche.

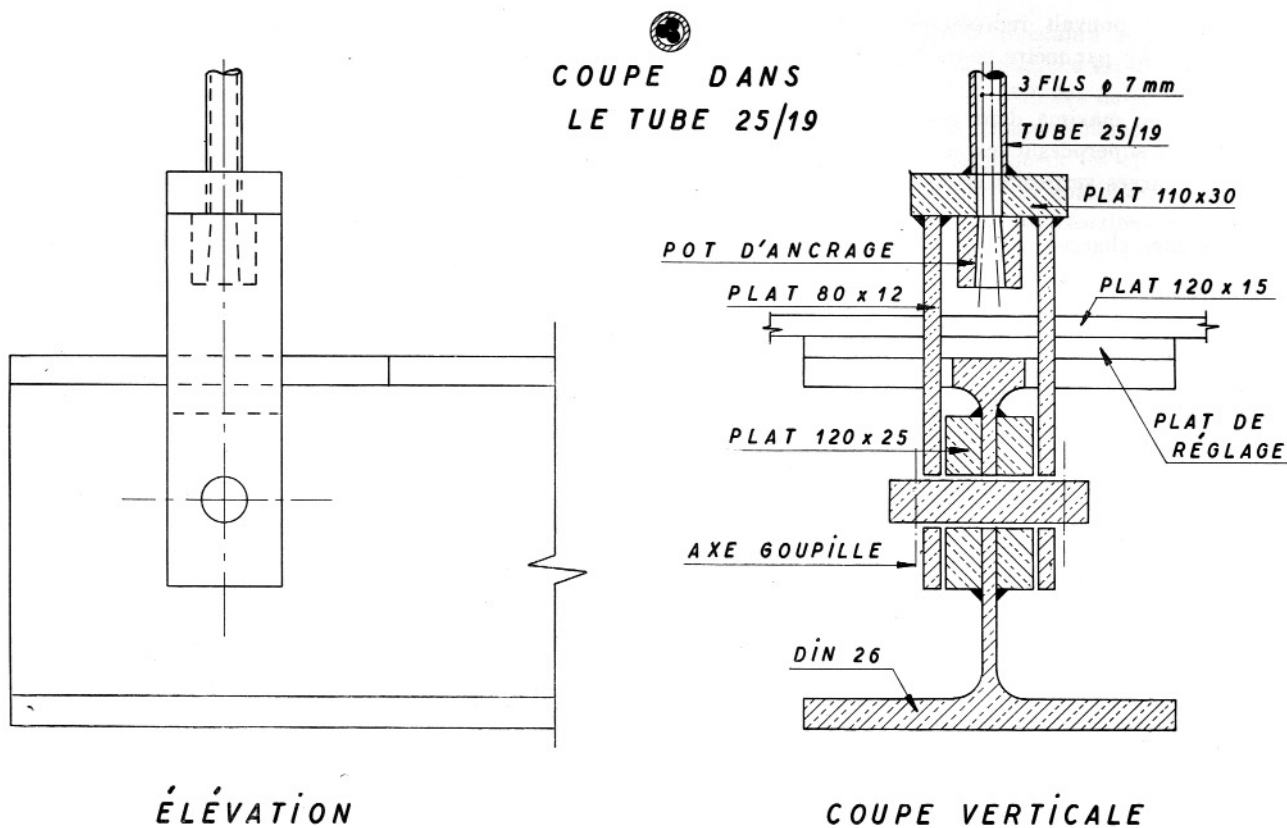


Fig. 11. — Détail des suspentes et des attaches.

- 3) — pour conserver une inclinaison uniforme des diagonales des garde-corps, les longueurs des différents tronçons doivent être des multiples d'un module commun, en l'espèce égal à 0,70 m.
- 4) — les points d'accrochage doivent être choisis de telle façon que les moments fléchissants produits dans la dalle par les composantes horizontales soient les plus petits possible.
- 5) — les différents centres d'intérêt de la carte doivent être aisément visibles de la passerelle.

La figure 10 montre que les points d'accrochage des traverses ont été rejetés suffisamment vers l'extérieur de telle façon que la hauteur libre soit au moins de 2,00 m sur la largeur entière de la passerelle.

Les suspentes, qui sont au nombre de seize, pénètrent dans la flèche le long de son arête inférieure, c'est-à-dire dans l'axe de la construction.

Chaque suspenste est constituée d'un tube en acier A-37 de 25 mm de diamètre extérieur et de 3 mm

d'épaisseur, précomprimé par 3 fils de 7 mm de diamètre en acier à haute résistance. Les fils sont coincés à chaque extrémité par une clavette tronconique dans un pot d'ancrage en acier spécial suivant le système SBB.

La longueur des suspentes, mesurée entre l'arête de la flèche et l'axe de la broche inférieure, varie entre 10,67 et 23,65 m.

L'effort de traction maximum agissant sur une suspenste est égal à 8,35 t. La note de calcul prévoyait d'appliquer aux fils, avant la mise en place des suspentes, une tension de pose de 36 kg/mm².

Dans ces conditions, les tensions extrêmes se déterminent comme suit :

section du tube	$\Omega_a = 207 \text{ mm}^2$
section des 3 fils	$\Omega_f = 115,7 \text{ mm}^2$
section totale	$\Omega_t = 322,7 \text{ mm}^2$

lors de la mise en place (N = 0)

traction des fils 36 kg/mm²

compression du tube $36 \times \frac{115,7}{207} = 20,1 \text{ kg/mm}^2$

sous surcharge totale (N = 8,35 t)

traction des fils $36,0 + \frac{8350}{322,7} = 61,9 \text{ kg/mm}^2$

traction du tube $-20,1 + \frac{8350}{322,7} = 5,8 \text{ kg/mm}^2$

Lors de l'exécution, il s'est avéré que le très faible jeu existant entre les fils et le tube était cependant suffisant pour créer une flexion du tube lors de la mise en tension et que les déformations qui en résultaient devenaient excessives dès que la tension dans les fils dépassait 20 kg/mm². Les fils ont donc été tendus à 15 kg/mm², ce qui donne les tensions suivantes :

lors de la mise en place (N = 0)

traction des fils 15 kg/mm²

compression du tube 8,4 kg/mm²

sous surcharge totale (N = 8,35 t)

traction des fils 40,9 kg/mm²

traction du tube 22,7 kg/mm²

Grâce au palier de plasticité de l'acier doux, le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture n'est pas affecté par la réduction des tensions initiales.

Le choix du métal précomprimé pour la réalisation des suspentes a permis de réduire leur section, tout en abritant les fils en acier dur et en atténuant les oscillations verticales de la passerelle.

G. — Flèche et pied central

La flèche dont la fonction essentielle est de porter la passerelle a une longueur de 80,00 m.

La section courante qui apparaît à la coupe AA de la figure 7 a la forme d'un A renversé, dont les trois

plans sont constitués par des voiles de béton armé de très faible épaisseur. L'arête inférieure de la poutre fait un angle de 20° avec l'horizontale et un angle de 7° 10' avec le plan des tables supérieures.

La poutre est conçue comme un solide d'égale résistance, c'est-à-dire, que la variation de la section transversale est telle que les contraintes maxima dans le béton et dans l'acier sont pratiquement atteintes simultanément sur toute sa longueur.

Les deux plans obliques forment deux poutres résistant ensemble à toutes les forces passant par leur arête d'intersection. La branche horizontale constitue une poutre de contreventement augmentant très fortement la raideur à la torsion de la poutre.

Une décomposition graphique des forces produites par le poids propre de la poutre, par la traction des suspentes obliques et par le vent soufflant sur la poutre, permet de trouver la sollicitation la plus défavorable agissant dans chaque plan.

L'épaisseur des voiles dans la partie rectiligne de la flèche varie de 4 à 12 cm; elle est de 20 cm dans la partie courbe et augmente jusqu'à un maximum de 70 cm dans le pied central entre la coupole et la salle suspendue.

Les voiles sont raidis par des nervures transversales, dont l'écartement et la section augmentent régulièrement de la pointe vers la base, et par deux nervures longitudinales terminant les bords supérieurs. Ces deux nervures dont la section est également variable sont destinées à enrober les armatures tendues de la poutre.

La membrure comprimée est constituée par un noyau de section triangulaire en béton légèrement armé dont la hauteur, qui est de 4 cm à la pointe, atteint 1,87 m dans la partie la plus fléchie.

La figure 12 montre le ferrailage d'une nervure transversale située à 56,70 m de la pointe.

Il est inutile d'insister sur la densité du ferrailage des nervures longitudinales. En effet, en chaque section la surface du béton a été réduite à ce qui était strictement nécessaire pour permettre d'enrober les aciers. Les figures 13 et 14 qui donnent respectivement le ferrailage d'une nervure supérieure et du raccord de la dalle de contreventement montrent la disposition des armatures.

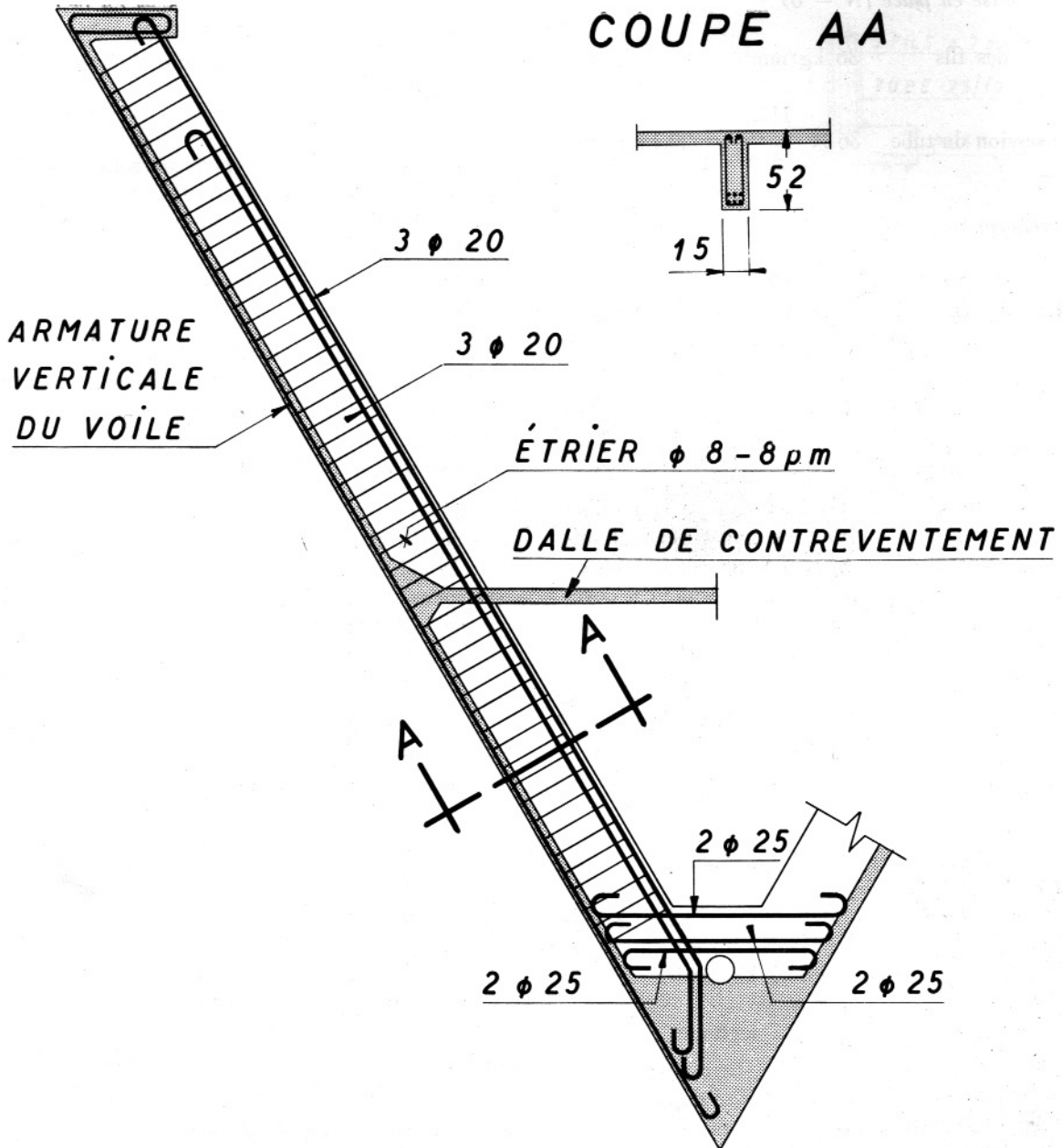


Fig. 12. — Ferrailage d'une nervure transversale de la flèche.

Pour chaque nervure supérieure la section d'acier varie entre une barre de 8 mm à la pointe et 54 barres crénelées de 32,3 mm en acier A-52.

Pour les bords de la dalle de contreventement, la section la plus armée comporte 30 barres crénelées de même diamètre.

Afin de gagner de la place pour le logement des aciers, les barres sont soudées bout à bout à l'arc

électrique. Cette opération délicate a été contrôlée par radiographie et par prélèvement d'échantillons. De plus, les longueurs des différents tronçons de barres à assembler ont été déterminées de façon à répartir les joints soudés sur toute la longueur et à éviter un déformement éventuel de certaines sections.

Les parois obliques de la poutre sont armées de Treillarmé composé de ϕ 8 mm et de ϕ 5 mm ; des barres de 12 mm de diamètre sont ajoutées comme étriers dans les sections où l'effort tranchant est élevé.

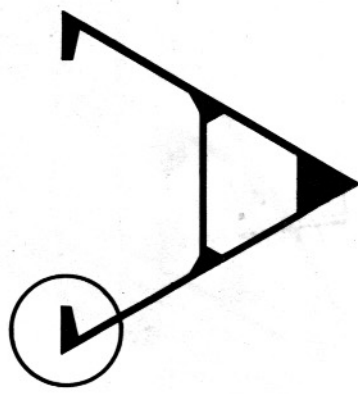
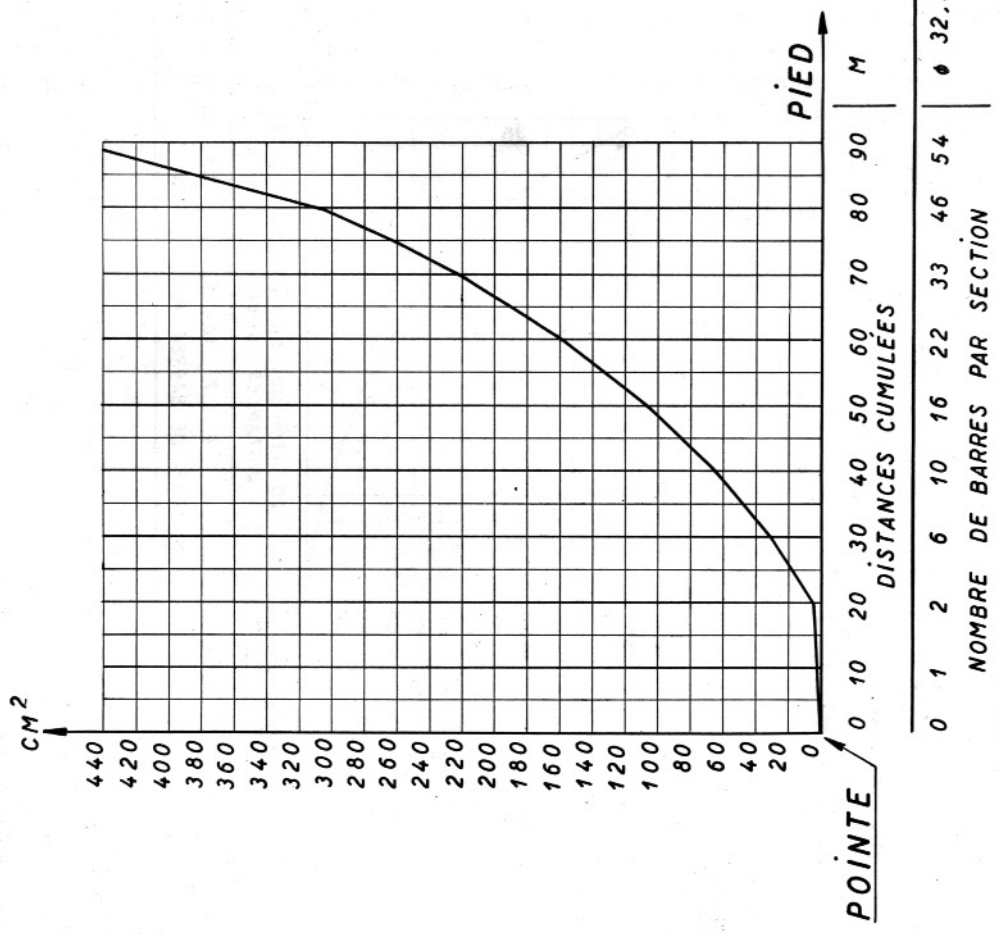
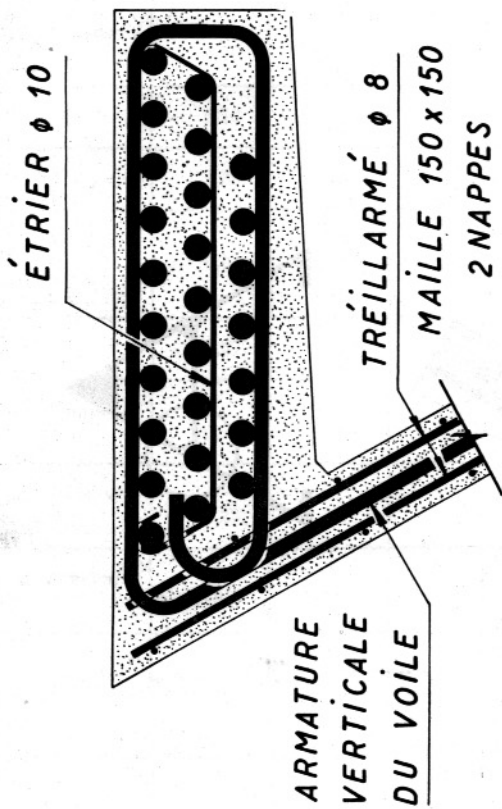


Fig. 13. — Ferrailage d'une nervure supérieure de la flèche.

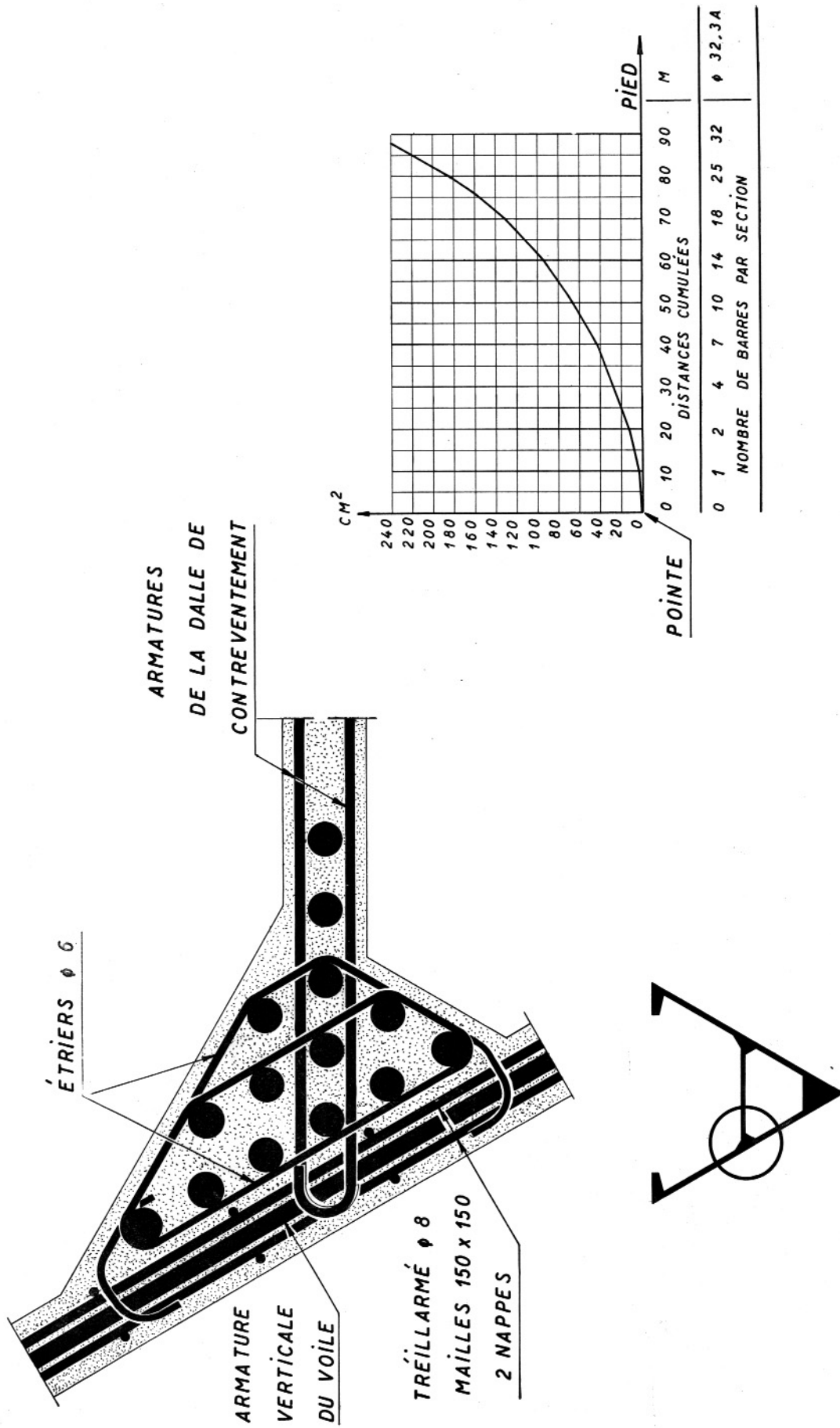


Fig. 14. — Ferrailage d'un gousset de la dalle de contreventement.

Le tableau ci-dessous donne pour quelques sections de la flèche, les renseignements les plus intéressants concernant les sollicitations et la résistance.

Les abscisses sont comptées à partir de la pointe.

L'effort tranchant réduit T_r tient compte de l'effet favorable de la variation de hauteur de la poutre.

Le moment d'inertie a été calculé en négligeant le béton tendu et en prenant $m = 15$ pour la section des armatures.

La contrainte σ'_b est la valeur maximum ; elle agit à l'arête inférieure de la flèche. On constate que la contrainte est comprise entre 90 et 100 kg/cm² sur presque toute la longueur.

Signalons, à ce propos, que la contrainte admissible dans l'acier crénelé A-52 a été prise égale à 2100 kg/cm².

Au voisinage de l'encastrement, la poutre est courbe. Il en résulte une traction agissant dans le plan vertical sur les deux membrures supérieures cintrées. Pour em-

pêcher l'ouverture de la section qui résulte de cette traction, les membrures supérieures sont reliées par un tirant et par un voile qui apparaissent sur la coupe longitudinale de la figure 7. Le tirant est sollicité par un effort maximum de 79,5 t et est armé de 8 barres crénelées de 32,3 mm \varnothing en A-52.

Le niveau de la dalle de contreventement était assez arbitraire. La position qui a été choisie nous a paru être un compromis entre les deux circonstances suivantes. Si l'on abaissait la dalle, les efforts auxquels elle était appelée à résister augmentaient très sensiblement et la raideur à la torsion de la poutre était diminuée. D'autre part, si la dalle était placée plus haut, son poids et sa portée étaient accrus.

Des ouvertures circulaires ont été laissées dans la dalle de contreventement. Tout en allégeant la construction, elles permettent d'accéder dans le fond de la poutre, ce qui a facilité la récupération du coffrage intérieur du béton.

Les eaux de pluie qui tombent dans la flèche sont évacuées par une goutte ménagée dans la face supérieure du noyau comprimé. Cette goutte traverse les

Abscisses (m)	10,00	20,00	30,00	40,00	50,00	60,00	70,00	80,30	85,0
M dû à la passerelle (tm)	—	—	198,4	594,2	1191,8	2106,1	3098,0	4163,0	4565,0
M dû au poids propre (tm)	6,10	53,65	203,75	538,7	1176,9	2307,0	4121,0	7056,0	8573,0
M total (tm)	6,10	53,65	402,15	1132,9	2368,7	4413,1	7219,0	11219,0	13138,0
T total (t)	1,88	8,69	50,0	100,3	169,0	240,0	347,0	456,7	475,0
$\frac{M}{r}$ (en t)	0,61	2,68	13,4	28,3	47,4	73,6	103,3	141,0	156,0
T_r (en t)	1,27	6,01	36,6	72,0	121,6	166,4	243,7	315,7	319,0
T_r dans chaque paroi (en t)	0,73	3,47	21,1	41,5	70,2	96,1	140,9	182,3	184,4
Hauteur de la section (m)	1,25	2,50	3,75	5,00	6,25	7,50	8,75	9,85	9,85
Moment d'inertie (m ⁴)	0,0096	0,0950	0,6761	2,534	6,727	14,918	29,068	52,63	56,50
v' (m)	0,538	1,075	1,60	2,25	2,70	3,25	3,60	4,00	3,95
σ'_b (kg/cm ²)	34,2	60,7	95,0	100,8	95,0	96,3	89,6	86,1	93,4

nervures transversales comme le montre la figure 12 ; elle aboutit à un tuyau en éternit noyé dans le pied central et dans la fondation et raccordé au réseau d'égouts.

Comme nous l'avons signalé plus haut, la flèche s'incurve à sa base et se prolonge par un pied de section triangulaire décroissante. En-dessous du plancher de la salle suspendue, le pied est massif et la section la plus petite est un triangle de 3,13 m de base et de 1,50 m de hauteur.

Les armatures crénelées de la flèche redescendent dans le pied central en s'arrêtant progressivement suivant le diagramme des moments fléchissants. La figure 15 indique les diverses sollicitations qui ont dû être considérées pour le calcul du pied central.

H. — Salle suspendue

Le plancher de la salle suspendue, formant contre-poids, a la forme d'un triangle équilatéral de 29,20 m de côté.

Il est constitué par une dalle en béton armé de 12 cm d'épaisseur portée par six poutres placées en éventail, (figure 16). Ces poutres, dont la hauteur totale

varie de 0,85 m à 2,00 m, aboutissent au pied central dans lequel elles s'encastrent.

Au début, nous avons pensé pouvoir reprendre toute la charge par cet encastrement, mais dans cette hypothèse la hauteur nécessaire des poutres au droit de la pénétration dans le pied atteignait 4,50 m. La masse ainsi créée était complètement disproportionnée ; aussi cette solution a-t-elle été immédiatement abandonnée pour des raisons esthétiques.

Une articulation a donc été introduite dans chacune des six poutres rayonnantes sensiblement au milieu de leur longueur. La longueur des consoles était donc réduite de moitié mais il se posait alors le problème de soutenir l'extrémité des poutres. A cet effet, une poutre de rive (P4 sur la figure 16) fut ajoutée pour constituer la membrure inférieure d'une poutre bowstring placée dans le plan oblique de la verrière.

Les barres à vitrage en aluminium, espacées de 1,00 m, forment les suspentes de cette poutre dont la membrure supérieure en arc est matérialisée par la rive renforcée de la coupole (voir figure 7).

La poutre bowstring est du type Langer, caractérisé en ce que le moment d'inertie de la membrure en arc est négligeable vis-à-vis de celui de la membrure infé-

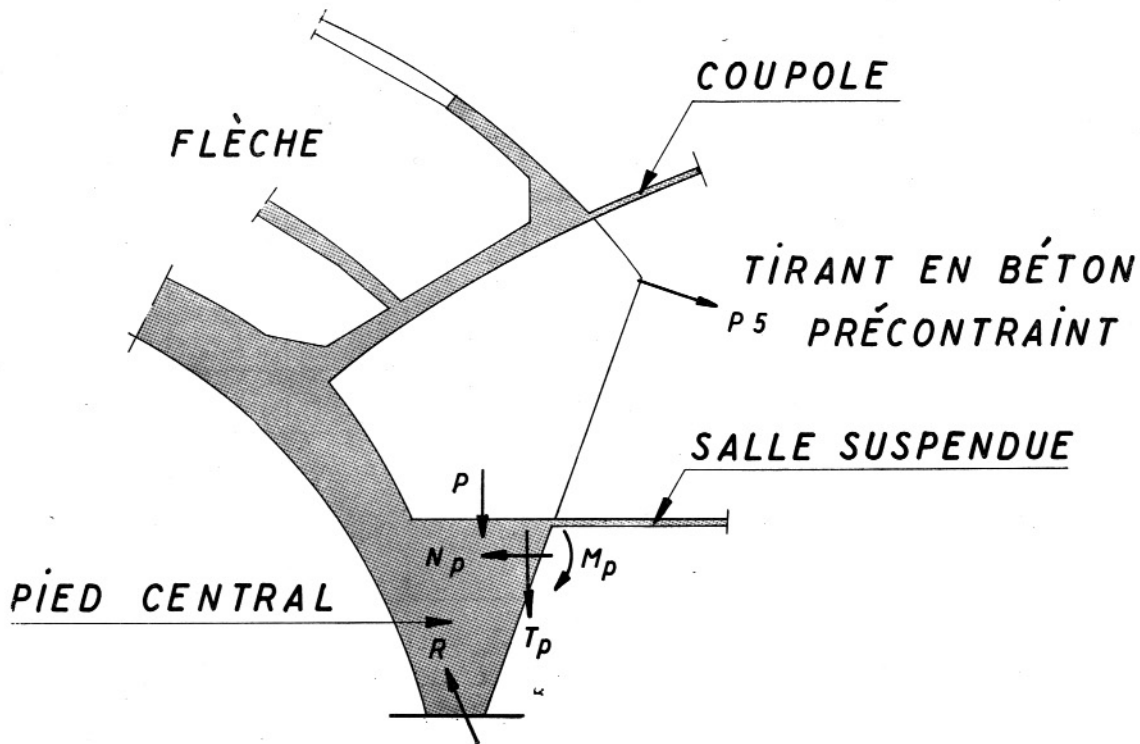


Fig. 15. — Sollicitations du pied central.

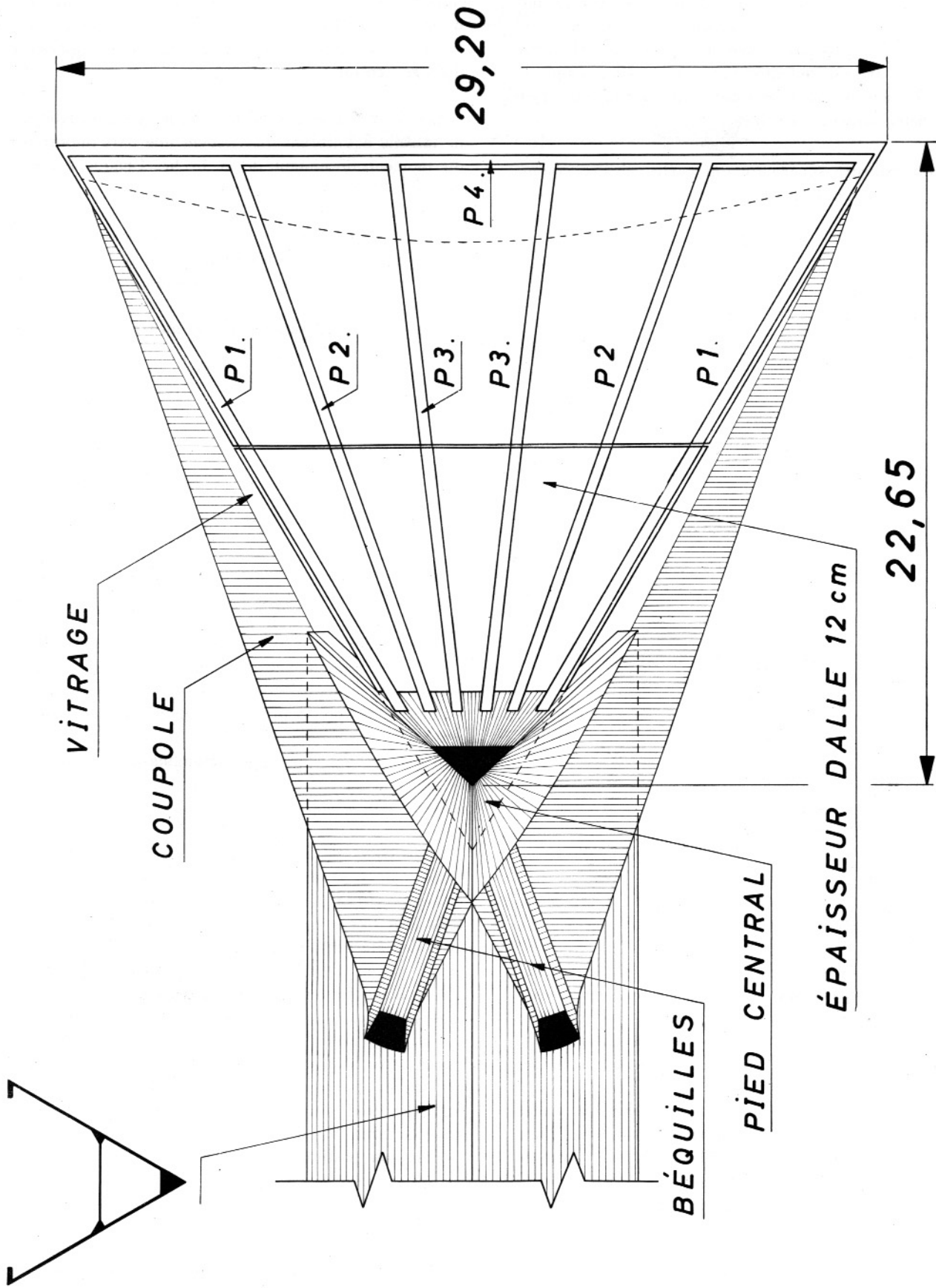


Fig. 16. — Salle suspendue vue du dessous.

rière. Dans une telle poutre, les moments fléchissants résultant d'une inégale répartition des charges, sont entièrement repris par la membrure inférieure; la membrure en arc est sollicitée par compression simple et son flambement est à considérer sur la longueur séparant deux suspentes voisines.

La membrure supérieure qui a été calculée comme arc à deux rotules, possède les caractéristiques suivantes :

portée 27,90 m

flèche 12,00 m

Les charges qui lui sont appliquées se décomposent comme suit :

poids propre de P4 930 kg/m

poids du vitrage de 0 à 417 kg/m

poutres rayonnantes : P₁ 12,2 t

P₂ 23,6 t

P₃ 21,1 t.

Il en résulte dans la membrure inférieure P4 :

une traction N = 48,0 t

une flexion M = 21,9 tm

Une traction supplémentaire égale à 28,8 t est produite par la coupole. La section est de 80 × 40 cm et est armée de 4 Ø 32,3 A-52 haut et bas.

La contrainte de compression dans l'arc est de 40 kg/cm² à la clef et de 53 kg/cm² aux naissances.

Signalons encore que certaines barres à vitrage dont la longueur dépasse six mètres ont été renforcées, pour résister à la poussée du vent, par un plat en acier 200 × 15 logé à l'intérieur du caisson en aluminium; le moment d'inertie de ce dernier est égal à 780 cm⁴.

Les barres à vitrage étant encastrées dans la poutre P4, on obtient pour les plus longues sous l'effet d'une pression moyenne du vent de 40 kg/m², une flèche de 18 mm, soit moins de 1/700e de la portée. Les contraintes maxima sont de 11,1 kg/mm² dans l'acier, et de 3,8 kg/mm² dans l'aluminium.

Les appuis de la poutre Langer sont situés aux deux angles extérieurs de la salle triangulaire. Chaque réaction

est décomposée suivant les axes de la poutre P4, de la poutre P1 et d'un tirant oblique, désigné par P5, en béton précontraint rejoignant la partie supérieure du pied central.

Ces deux tirants P5 qui longent les vitrages latéraux de la salle équilibrent directement une part importante du moment fléchissant de la flèche. Chaque tirant a une section carrée de 37 cm de côté et est précontraint par 96 fils Ø 7 groupés en 4 câbles Bleton-Magnel de 24 fils (figure 17) ; il comporte en outre, 7 barres Ø 25 destinées à résister à la flexion produite par le poids propre avant la mise en tension.

Les efforts extrêmes repris par un tirant P5 sont les suivants :

N min 251 t

N max 324 t

I. — Coupes et béquilles

La coupole qui recouvre la salle suspendue est une coque à double courbure engendrée par la translation d'une parabole du 2nd. degré (figure 18) le long de la directrice curviligne apparaissant à la figure 7. Le calcul a été fait en découpant la surface en une série d'arcs pour chacun desquels on détermine le sommet. Le lieu de ces points divise la coupole en cinq régions: deux d'entre elles donnent une poussée aux angles extérieurs de la salle; une bande triangulaire centrale exerce une poussée sur la flèche; enfin, deux zones se prolongent vers le sol sous forme de béquilles.

L'épaisseur de la coupole est de 6 cm sur quasi toute son étendue; elle est augmentée à 12 cm au voisinage de la pénétration des barres à vitrage latérales et à 15 cm pour former l'arc de la poutre Langer dont il a été question plus haut.

L'étanchéité a été réalisée par deux couches d'hydrofuge Ucéfuge.

Les deux béquilles qui, sans solution de continuité, prolongent la coupole vers les fondations, ont une section variable complétée par une nervure inférieure, dont la forme est telle que l'axe neutre de la section globale soit pratiquement rectiligne.

La figure 19 donne une coupe transversale dans une béquille.

L'effort de compression longitudinal maximum supporté par une béquille est de 730 t.

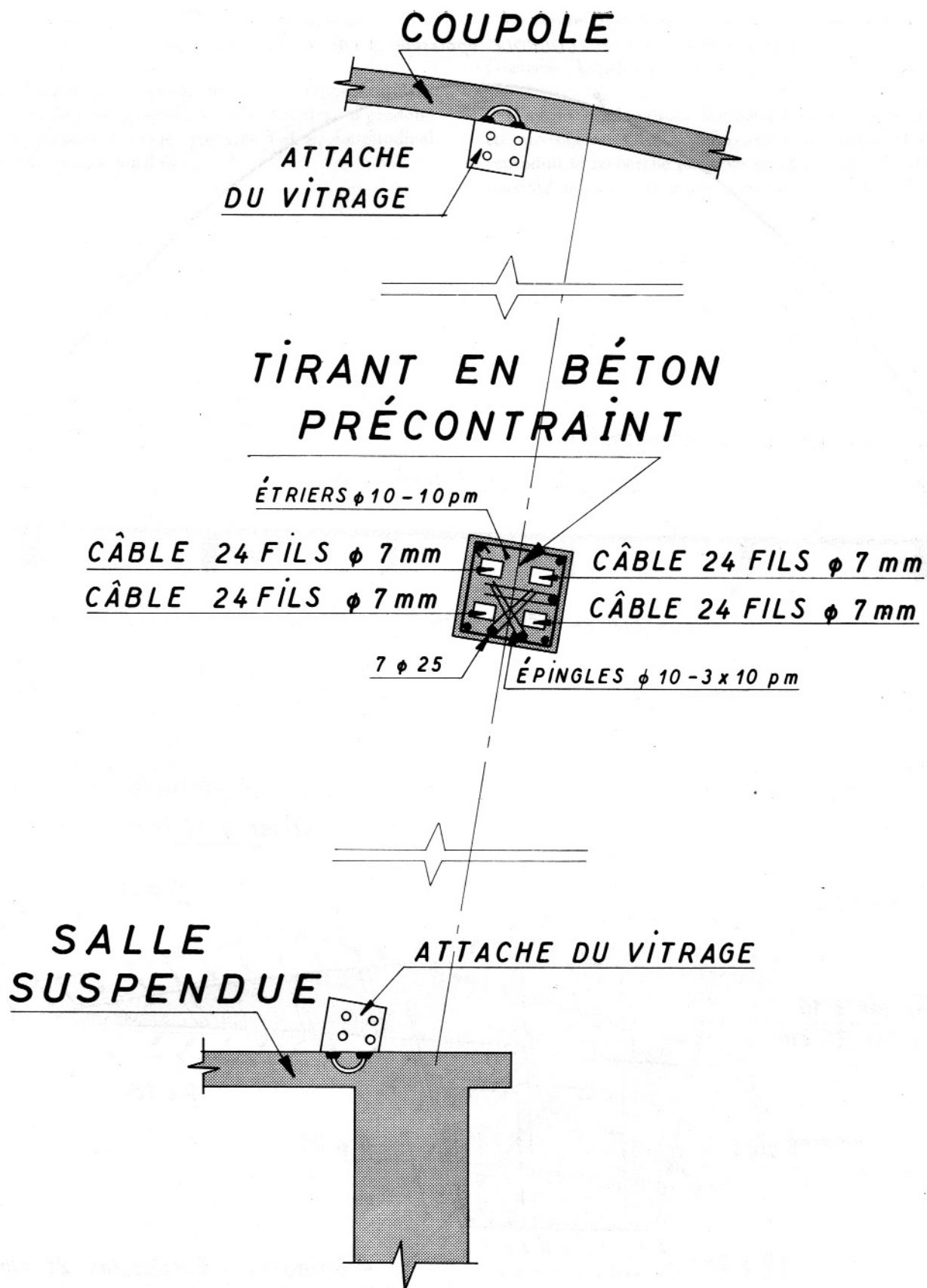
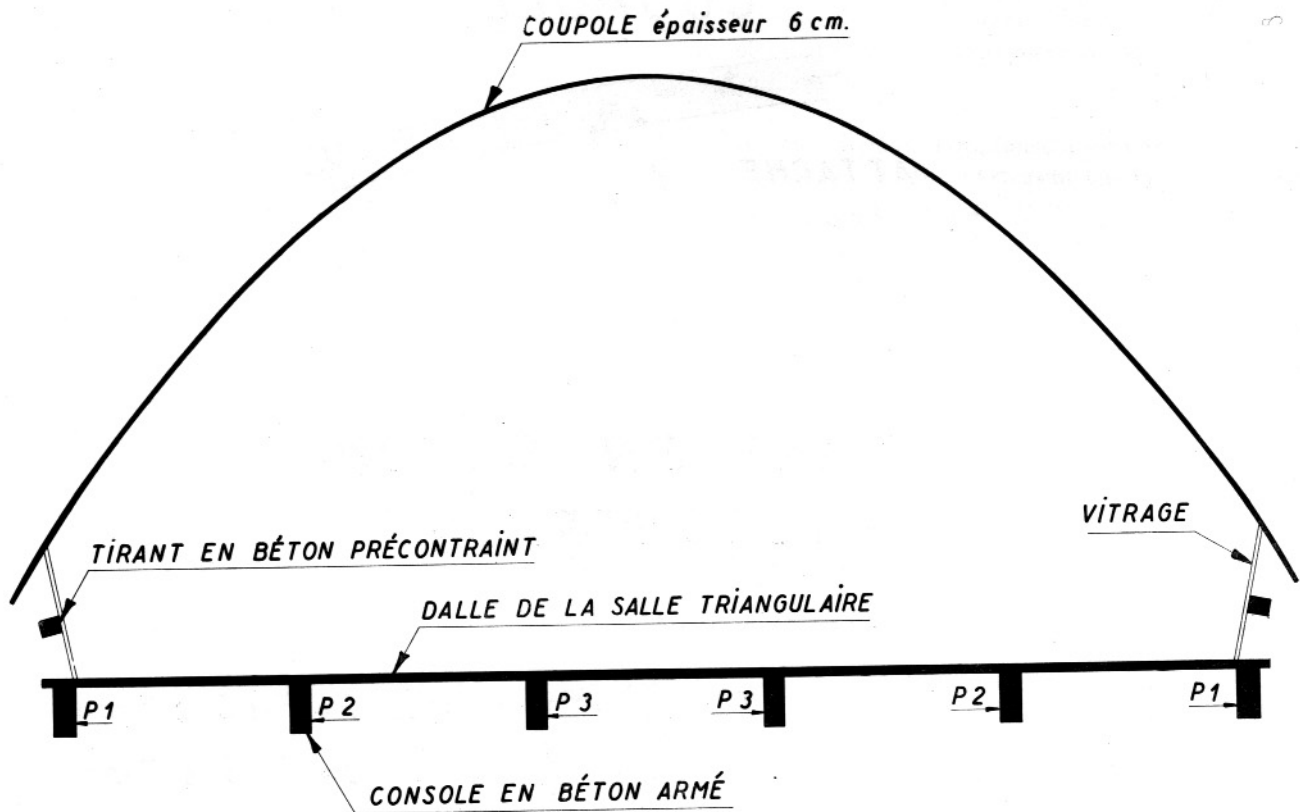


Fig. 17. — Coupe dans le vitrage latéral.



18. — Coupe transversale dans la salle suspendue et dans la coupole.

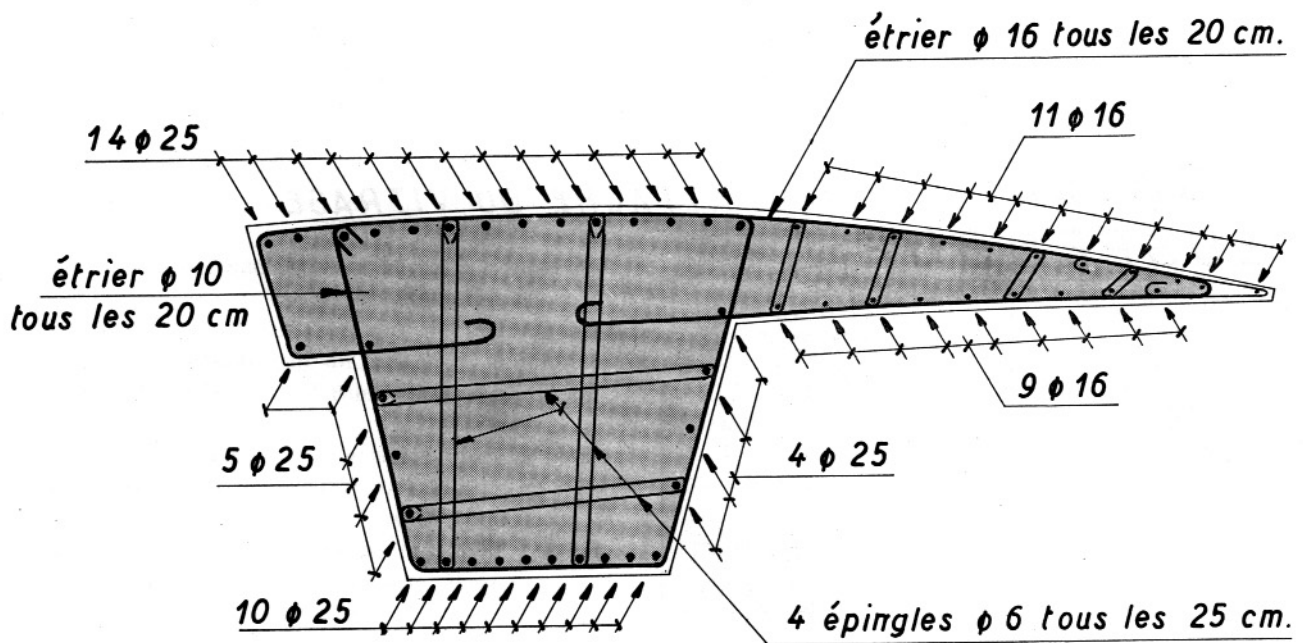


Fig. 19. — Coupe dans une béquille.

Compte tenu de l'excentricité de la compression, la contrainte maximum dans le béton atteint $57,6 \text{ kg/cm}^2$.

Le ferrailage comporte des étriers importants dans les ailes; ils sont destinés à résister à la flexion produite par la poussée au vide que crée l'effort longitudinal dans ces parties courbes.

La section de base des béquilles a la forme d'un trapèze dont le grand côté est courbe et dont l'aire est égale à $1,30 \text{ m}^2$.

J. — Fondations

Le pied central et les deux béquilles forment un trépied autostable reposant sur trois semelles de fondations.

Pour le calcul des réactions, des articulations plastiques ont été considérées dans la structure à la base du pied central et aux extrémités supérieures et inférieures des béquilles.

En élévation, l'ensemble se comporte donc comme un arc à trois rotules (figure 20) dont une des branches est pratiquement rectiligne et dont l'autre se prolonge par un porte-à-faux extrêmement important. Les sollicitations comprennent le poids propre, l'effet du vent, la traction des suspentes de la passerelle, la poussée de la coupole, l'effort des tirants en béton précontraint et le poids du plancher de la salle suspendue.

La figure 20 indique les réactions qui correspondent au cas où la passerelle et la salle suspendue sont simultanément chargées par la foule.

D'autres combinaisons des surcharges ont cependant été envisagées. Elles apparaissent à la figure 21 qui reproduit la recherche par voie graphique des réactions maxima agissant sur le pied central et dans les béquilles.

1ère hypothèse : passerelle et salle suspendue complètement chargées, sans vent.

Charge verticale totale : 1692 t.

Réactions R_1 : pied central 972 t
plan des béquilles 955 t

2e hypothèse : passerelle complètement chargée, salle vide et vent soufflant dans la direction salle-flèche.

Charge verticale : 1593 t

Charge horizontale : 8,1 t

Réactions R_2 : pied central 800 t
plan des béquilles 1130 t

3e hypothèse : passerelle vide, salle complètement chargée et vent soufflant dans la direction flèche-salle.

Charge verticale : 1590 t

Charge horizontale : 10 t

Réactions R_3 : pied central 1203 t
plan des béquilles 470 t.

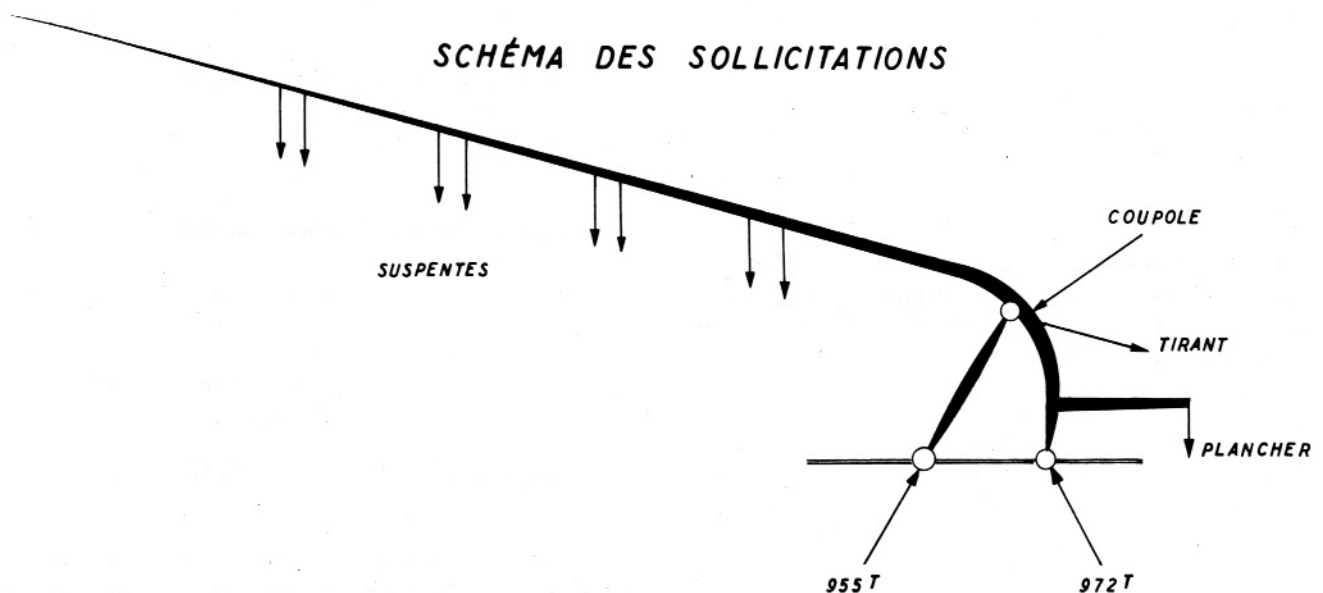
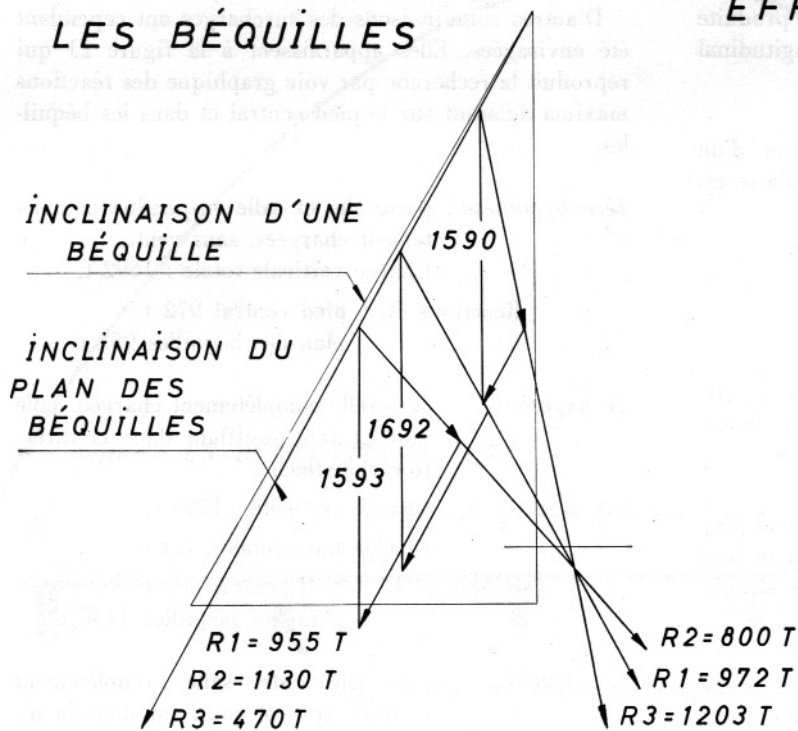


Fig. 20. — Schéma des sollicitations.

EFFORTS DANS LE PIED CENTRAL ET DANS LES BÉQUILLES



EFFORTS DANS CHAQUE BÉQUILLE

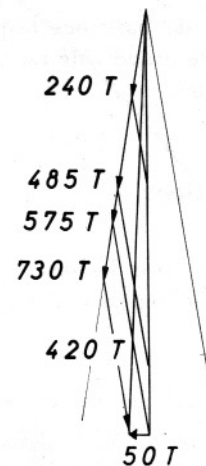


Fig. 21. — Décomposition des efforts dans le pied central et dans les béquilles.

On constate donc que même dans les cas de charge les plus défavorables, aucune traction n'est exercée sur les fondations.

Il est facile de voir que pour amener la résultante au droit de la fondation des béquilles, il serait nécessaire d'ajouter un poids de 80 t à la pointe de la flèche.

Les efforts agissant dans le plan des béquilles ont ensuite été décomposés suivant chaque béquille, ce qui pour le maximum $R_2 = 1130$ t donne deux compressions obliques de 575 t.

Si, de plus, l'on tient compte d'une force horizontale de 50 t, correspondant à l'effort agissant sur le pied des béquilles par suite du vent transversal, on constate que la compression dans une béquille atteint 730 t.

Il est utile de signaler que même l'effet d'un tourbillon a été considéré en faisant agir, en sens opposé,

des efforts horizontaux égaux à 37,4 t sur la flèche et 9,7 t sur la coupole.

L'ensemble de la construction repose sur 28 pieux Franki de 100 tonnes de charge portante disposés comme suit :

sous le pied central : 5 pieux verticaux

5 pieux inclinés longitudinalement à 1/3

4 pieux inclinés transversalement à 1/10

sous chaque béquille : 7 pieux inclinés à 1/5.

Les semelles sont reliées par des tirants en béton armé (figure 22) qui équilibrent une part importante des composantes horizontales des efforts transmis par la superstructure.

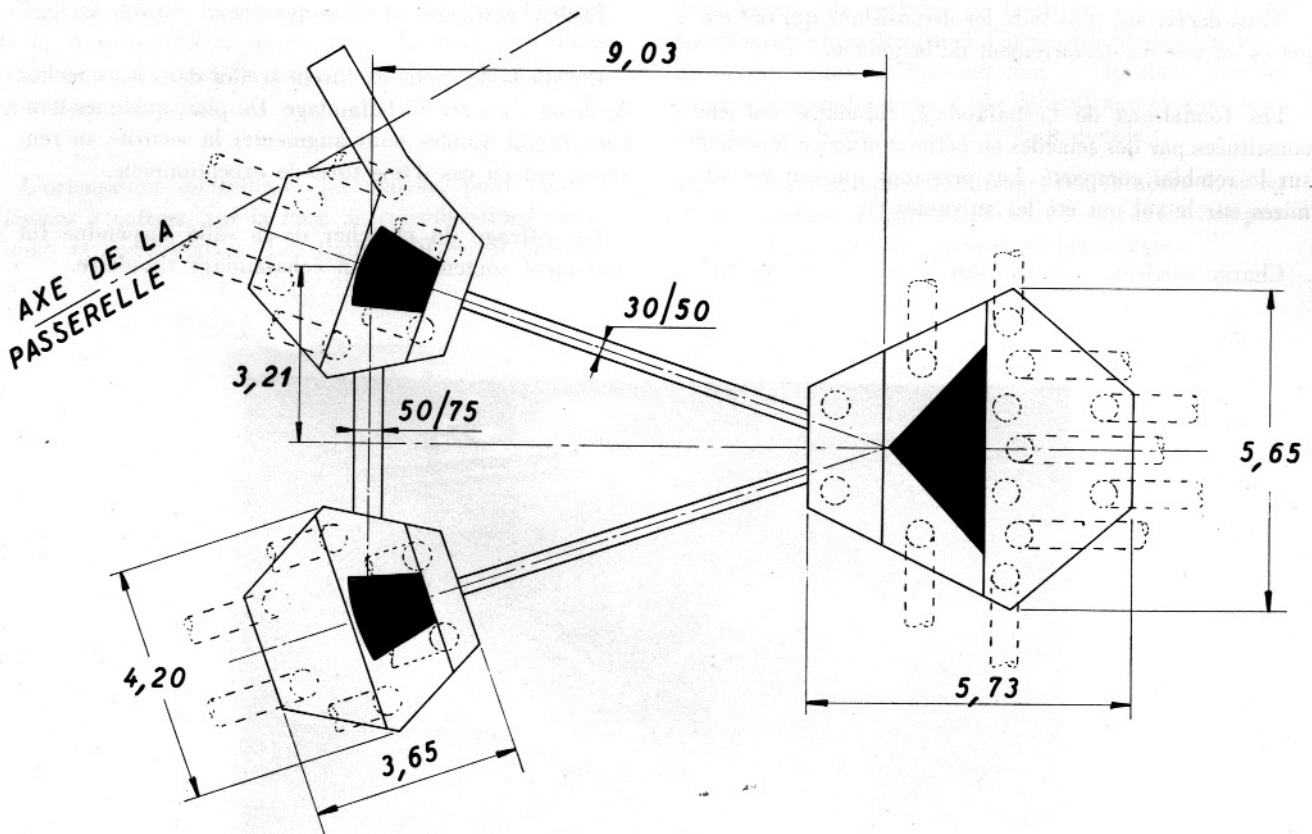


Fig. 22. — Plan des fondations.

K. — Exécution des travaux

Les travaux de terrassement et de nivellement général furent entrepris au cours de l'été 1956 et le battage des 28 pieux Franki eut lieu pendant le mois de décembre de la même année.

Les Entreprises Ed. FRANÇOIS & Fils installèrent leur chantier au cours de la seconde quinzaine du mois de mars 1957.

Les pieux furent immédiatement récupérés et les trois semelles de fondation furent aussitôt coffrées, ferrillées et bétonnées.

Les figures 23 et 24 montrent les semelles, avec leurs barres d'attente, respectivement du pied central et d'une béquille, ainsi que les poutres de liaison.

Pendant ce temps, les charpentiers érigèrent un vaste plancher de traçage sur lequel tous les gabarits en bois de la flèche et de la coupole furent confectionnés. La préparation d'un gabarit de la coupole est visible à la

figure 25. Ces gabarits correspondent aux génératrices paraboliques situées dans des plans écartés d'un mètre; ils furent dressés sur la dalle de la salle suspendue et servirent de support au coffrage de la coupole (voir figure 26).

La figure 27 donne une vue d'ensemble des soutiens de coffrage. Pour l'exécution de la flèche, un échafaudage métallique tubulaire, visible à la figure 28, fut fourni et monté gracieusement par les firmes P. et M. CASSART et A. DEVIS qui ont travaillé en association. Les dimensions maxima de cet échafaudage sont les suivantes : longueur 72,52 m ; hauteur 36,60 m ; largeur 15,50 m. La charge complète de béton qu'il a dû supporter est égale à 405 t. (1)

Le nombre de poteaux tubulaires s'est élevé à 358 et le poids total de l'échafaudage était de l'ordre de 240 t.

(1) Pour plus de détails concernant l'échafaudage tubulaire, voir la Revue « Acier - Stahl - Steel » n° 12 - Décembre 1957.

Nous décrivons, plus loin, les dispositions qui ont été prises en vue du décentrement de la poutre.

Les fondations de l'échafaudage tubulaire ont été constituées par des semelles en béton non armé reposant sur le remblai compacté. Les pressions qui ont été admises sur le sol ont été les suivantes :

Charge verticale complète sans vent $0,200 \text{ kg/cm}^2$

Charge verticale complète avec vent $0,400 \text{ kg/cm}^2$

Les pieds des poteaux furent scellés dans les semelles de façon à ancrer l'échafaudage. De plus, quelques haubans furent ajoutés pour augmenter la sécurité au renversement en cas d'une tornade exceptionnelle.

Le coffrage du plancher de la salle suspendue fut également soutenu par un échafaudage tubulaire.

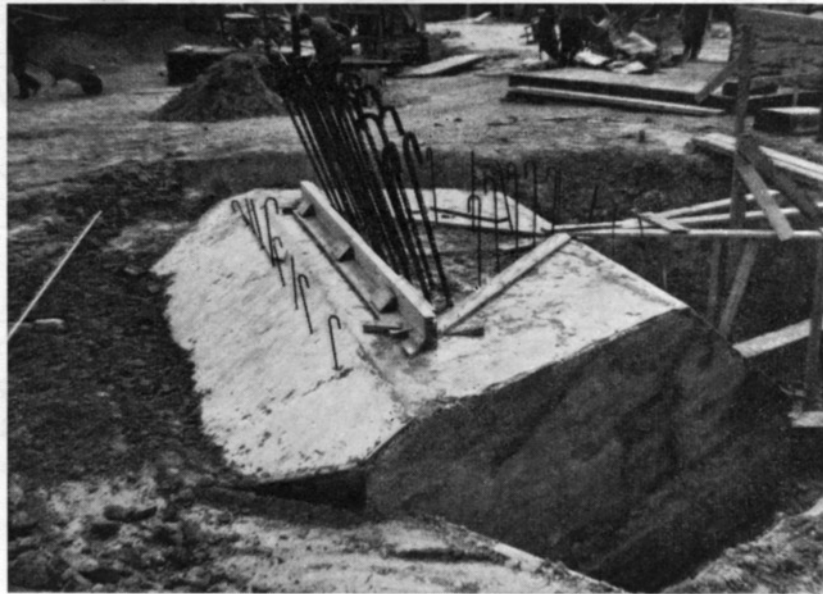


Fig. 23. — Semelle de fondation et barres d'attente du pied central.

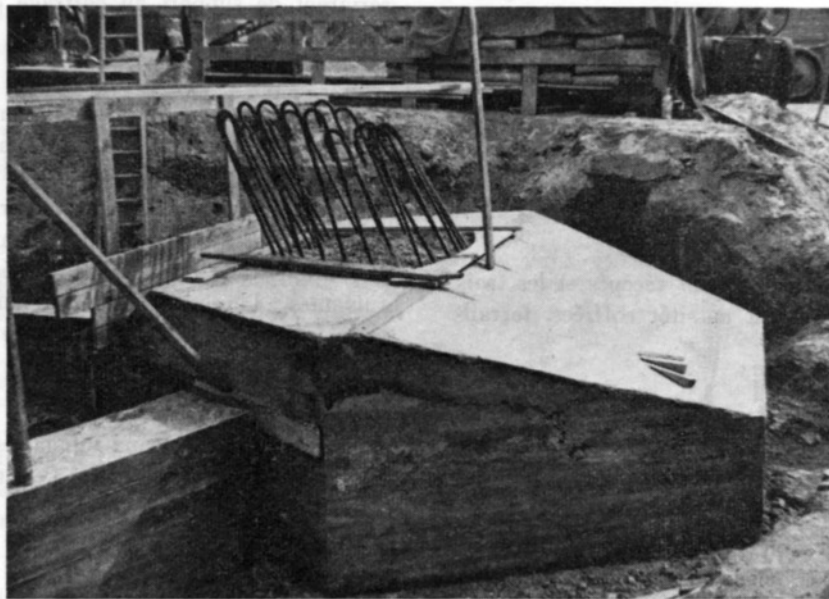


Fig. 24. — Semelle de fondation et barres d'attente d'une béquille.

Afin de donner le maximum de puissance à l'aspect de la construction et d'accentuer son caractère d'ouvrage en béton armé, le coffrage fut entièrement réalisé en voliges rabotées.

L'orientation de celles-ci fut choisie, pour chaque élément à coffrer, sur la base de considérations esthétiques et constructives. Les figures 29 et 30 donnent

deux aspects du coffrage de la flèche. Les voliges ont été placées normalement à l'arête inférieure. De plus, de petites lattes en bois (8 mm \times 40 mm) ont été clouées longitudinalement sur le coffrage et sont visibles sur ces figures. Leur but était double :

1°) — réaliser, après décoffrage, des rainures dans les surfaces faisant disparaître les irrégularités produites par les reprises de bétonnage.



Fig. 25. — Plancher de traçage — Préparation des gabarits de la coupole.

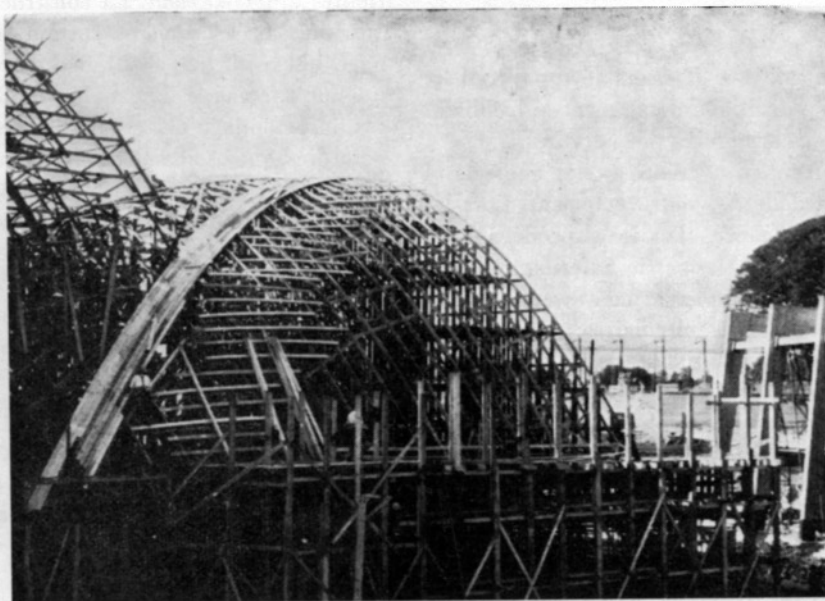


Fig. 26. — Gabarits et début de coffrage de la coupole.

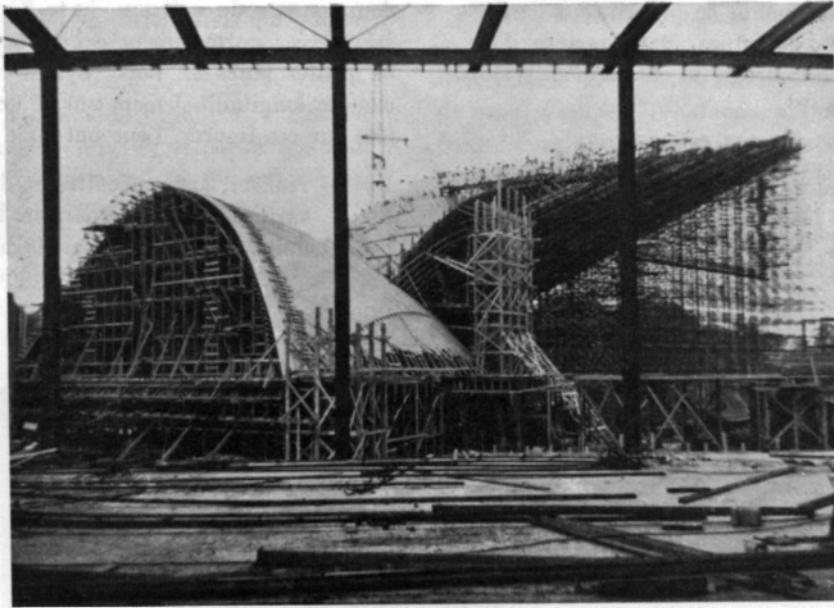


Fig. 27. — Vue d'ensemble des échafaudages et des coffrages.

2°) — augmenter l'adhérence entre le coffrage et le béton pour éviter que le poids de la flèche avant le décentrement ne se reporte entièrement sur les tubes centraux de l'échafaudage.

Ces rainures, qui sont visibles à la figure 46, convergent vers l'extrémité; certaines d'entre elles sont arrêtées intermédiairement du fait que les entredistances diminuent progressivement.

La figure 31 donne une vue d'ensemble du ferrailage de la flèche; on y distingue notamment le treillis métallique des parois, les armatures des nervures transversales et les premières barres crénelées des goussets de raccordement de la dalle de contreventement. Lorsque ce ferrailage a été achevé, il a été procédé à la pose des contre-coffrages de la partie inférieure des parois et du coffrage de la dalle de contreventement (figure 32) muni des ouvertures circulaires permettant l'accès au fond du caisson.

La figure 33 montre le ferrailage de la plus grande partie de la coupole. La partie plus sombre comporte une double nappe d'armatures. L'on distingue également les ouvertures rectangulaires qui ont été découpées dans le coffrage pour le passage des ancrages des barres à vitrage ainsi que la volige clouée de champ sur le coffrage pour former la rive extérieure du voile en béton.

Le béton de la flèche et de la coupole comportait 450 kg de ciment HR par m³. Les matériaux inertes qui ont été utilisés étaient le sable du Rhin et, suivant les épaisseurs à remplir, de la pierraille 8/22, de la pierraille 8/16 ou du kift. Le serrage du béton a été réalisé par vibration; des Trillors ont été fixés sur les coffrages et, en outre, des pervibrateurs ont été utilisés. Les résistances à la compression du béton à 28 jours d'âge sur cubes de 20 cm de côté ont toujours été supérieures à 400 kg/cm². La construction a également été auscultée au scléromètre, surtout entre la fin du bétonnage qui a eu lieu le 21 décembre et le décentrement qui fut effectué le 22 janvier 1958. Les dernières phases du bétonnage ont été perturbées par les basses températures qui oscillaient souvent aux environs de 0° C. Néanmoins, les travaux n'ont jamais été interrompus, grâce aux mesures prises par l'entrepreneur: chauffage des matériaux inertes et de l'eau de gâchage, protection du béton frais au moyen de paillons et de bâches, insufflage d'air chaud sous la coupole et à l'intérieur de la flèche. Sur la figure 34, montrant le décoffrage intérieur de la flèche, on aperçoit la neige qui recouvre les bâches de protection des membrures supérieures.

La quantité de béton qui a été mise en œuvre pour l'exécution de la flèche est égale à 676,9 m³ et se décompose comme suit :

semelles de fondation	75,3 m ³
flèche	256,6 m ³

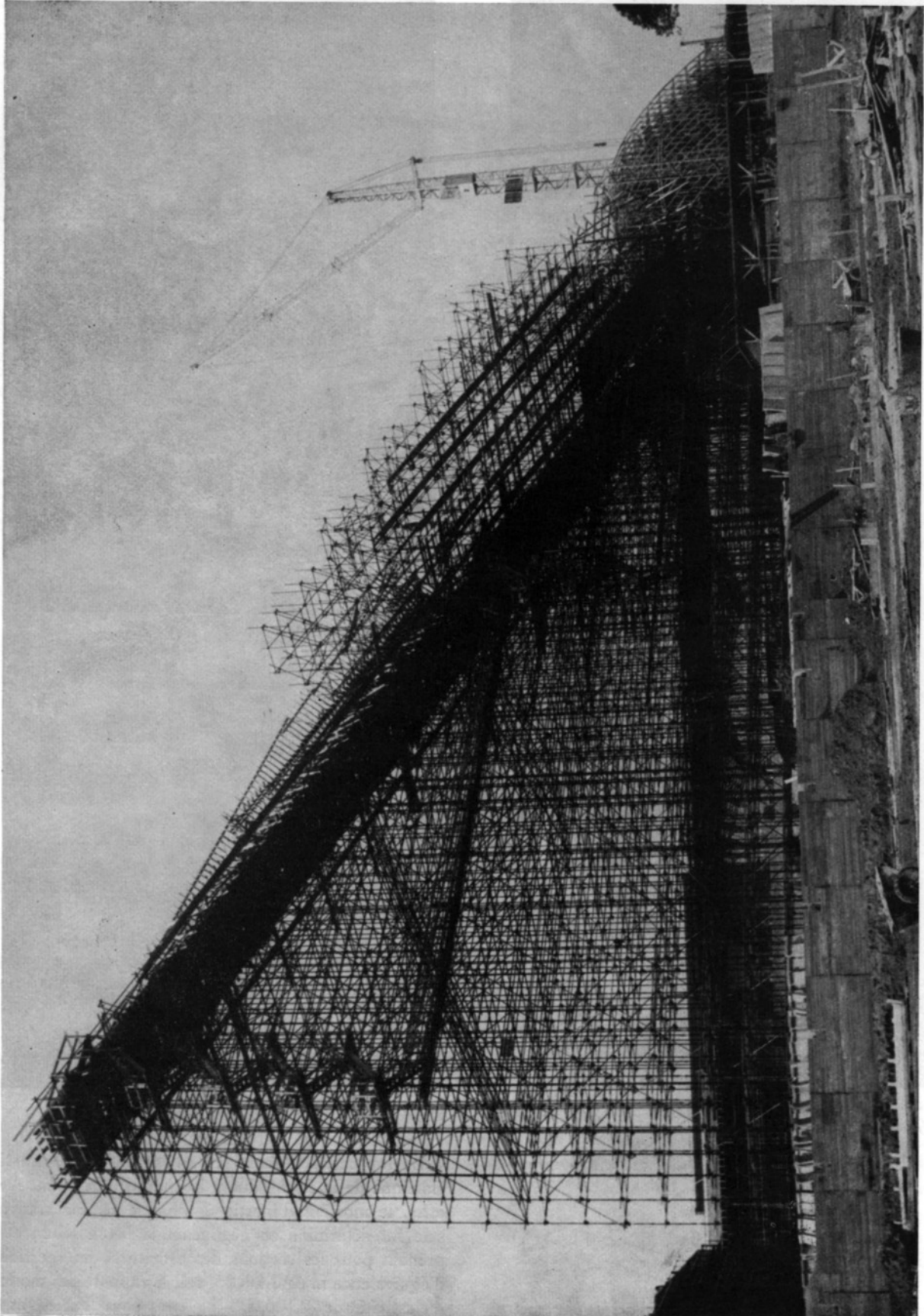


Fig. 28. — Echafaudage tubulaire de la flèche.



Fig. 29. — Vue intérieure du coffrage de la flèche.

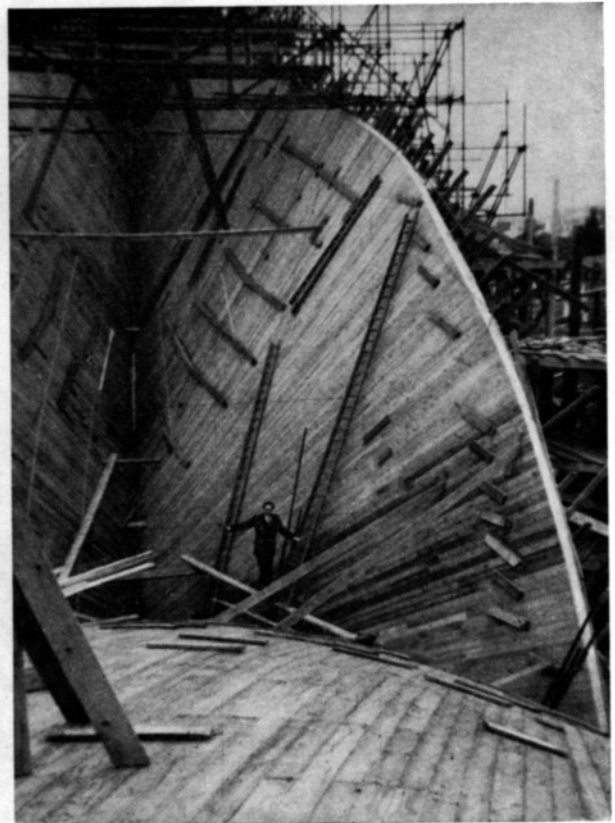


Fig. 30. — Coffrage de la pénétration de la flèche dans la coupole.

pied central	122,8 m ³
béquilles	49,1 m ³
coupole	56,5 m ³
salle suspendue	98,0 m ³
tirants	4,7 m ³
passerelle suspendue	13,9 m ³

Il est évident que vu les faibles épaisseurs qui ont dû être adoptées pour la majeure partie de la construction, la proportion d'armatures est élevée. La quantité d'acier entrant dans l'ouvrage est, en effet, égale à 119,6 t en comprend :

Acier A 37	51,0 t
Acier A 52	57,6 t
Treillarmé	11,0 t

Ceci représente environ 175 kg d'acier par mètre cube de béton.

L. — Décintrement

Sept jours après le bétonnage de la pointe de la flèche, celle-ci fut décoffrée sur une longueur de 1,50 m afin de la mettre à l'abri de tout mouvement de l'échafaudage qui l'aurait inévitablement fissurée, étant donné sa très faible résistance. Cette extrémité, que l'on voit à la figure 35, a été munie d'un œillet métallique auquel fut accroché un fil d'acier tendu par un poids et destiné à la mesure des déplacements.

Le problème des déformations d'une poutre présentant un encorbellement de 80 m était extrêmement important et a retenu une très grande attention.

L'on procéda d'abord au calcul de la déformation élastique de la flèche due à la charge maximum. A cet effet, le moment d'inertie de chaque section transversale fut déterminé en négligeant le béton tendu et en prenant pour les sections des armatures un coefficient d'équivalence m égal à 5,25, soit le rapport des modules d'élasticité de 2.100.000 kg/cm² pour l'acier et de 400.000 kg/cm² pour le béton. Le calcul des déplace-

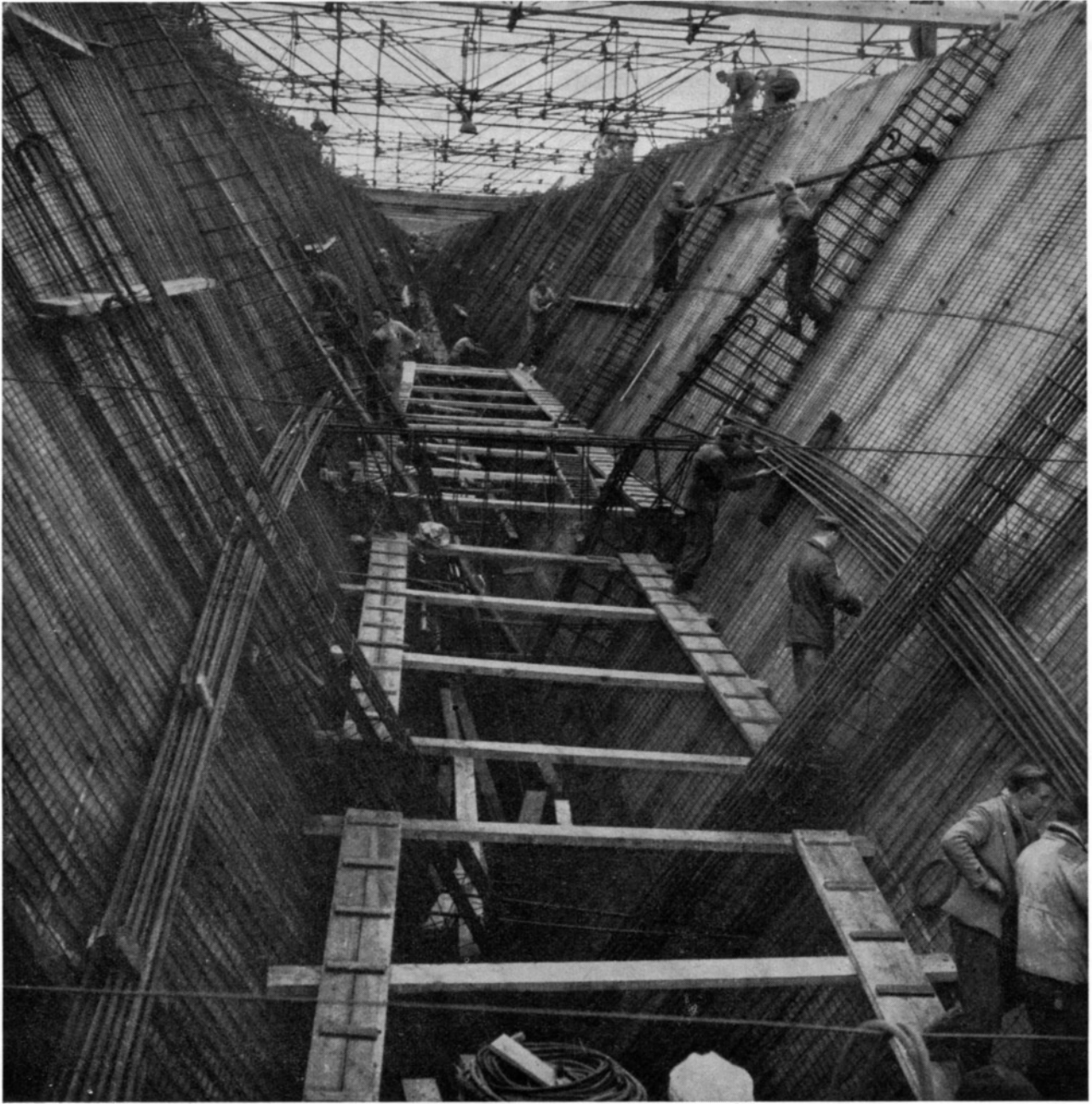


Fig. 31. — Mise en place des armatures de la flèche.

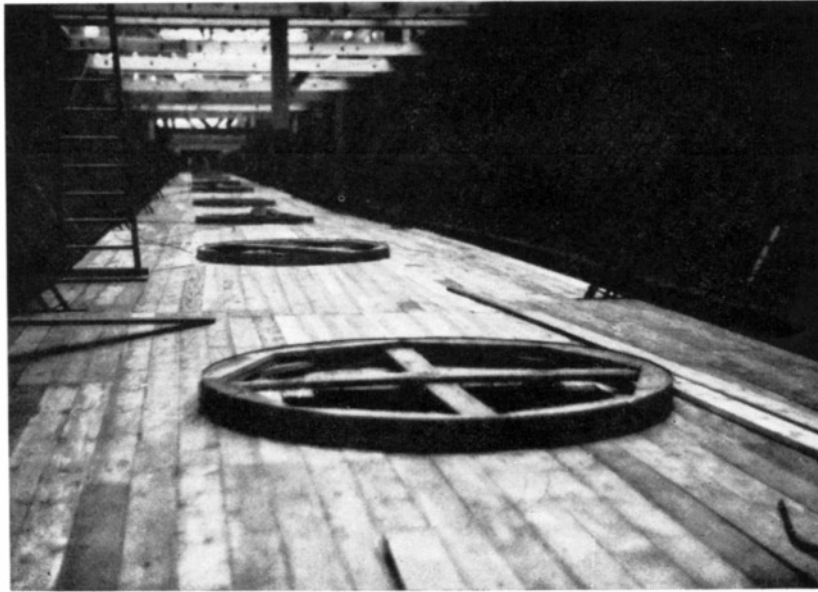


Fig. 32. — Coffrage de la dalle de contreventement de la flèche.

ments verticaux, effectué par double intégration du diagramme des poids élastiques M/EI , est résumé au tableau ci-dessous :

Abscisse en mètre	I (m ⁴)	M (tm)	$\frac{M}{EI} \left(\frac{1}{m} \right)$	w (cm)
0	0	0	0	50,6
10	0,00596	6,10	$2,56 \cdot 10^{-4}$	36,7
20	0,0634	53,65	$2,115 \cdot 10^{-4}$	25,3
30	3,394	402,15	$2,555 \cdot 10^{-4}$	16,3
40	1,538	1132,9	$1,845 \cdot 10^{-4}$	10,1
50	4,007	2368,7	$1,479 \cdot 10^{-4}$	5,44
60	8,982	4413	$1,231 \cdot 10^{-4}$	2,48
70	17,198	7219	$1,051 \cdot 10^{-4}$	0,8
80,30	31,08	11219	$0,911 \cdot 10^{-4}$	0,0

Pour tenir compte du fluage du béton et de la correction optique, il fut décidé de donner à la poutre une contreflèche double des affaissements calculés; de la sorte la pointe fut donc bétonnée à 101 cm au-dessus de son niveau théorique.

Un calcul fut également effectué pour les déformations produites uniquement par le poids propre de la poutre en béton armé et le résultat en est donné en diagramme à la figure 36.

On remarque que la descente de la pointe calculée avec un module d'élasticité du béton égal à 400.000 kg/cm² est de 29 cm.

Les opérations de décintrement furent conduites suivant un programme détaillé soigneusement préparé et aucun incident ne se produisit pendant cette phase délicate de la construction. Les conditions à respecter étaient les suivantes :

- éviter toute mise en charge brusque,
- éviter toute sollicitation anormale de la flèche, de la coupole et des tirants précontraints,
- éviter toute surcharge sur certaines parties de l'échafaudage,
- réaliser, à tout instant, un équilibre satisfaisant entre la flèche et le contrepoids réalisé par la salle triangulaire et la coupole.

Les étapes principales du travail furent les suivantes :

1. — Tendre dans chacune des deux poutres P5 soutenant les angles de la salle triangulaire 48 fils à 100 kg/mm².
2. — Décintrer complètement la coupole en abaissant les gabarits en bois; évacuer le coffrage et les étaçons de façon à enlever toutes les charges reposant sur le plancher de la salle suspendue.

3. — Tendre dans chaque poutre P5, 24 fils en plus à 100 kg/mm².
4. — Décintrer la flèche en abaissant progressivement l'échafaudage tubulaire.
5. — Décintrer le plancher de la salle triangulaire.
6. — Tendre dans chaque poutre P5 les 24 fils restants à 100 kg/mm².

De toutes ces opérations, le décintrement de la flèche, fut, évidemment, la plus importante.

Comme la descente présumée de la pointe valait 29 cm, et comme la course des vérins à vis habituellement utilisés dans les échafaudages tubulaires ne dépasse guère 19 cm, il fallut placer dans chaque poteau, deux vérins superposés. Les vérins inférieurs furent tous situés au même niveau, à environ 8 mètres au-dessus du sol, tandis que les vérins supérieurs furent placés sous les fourches soutenant les madriers du coffrage.

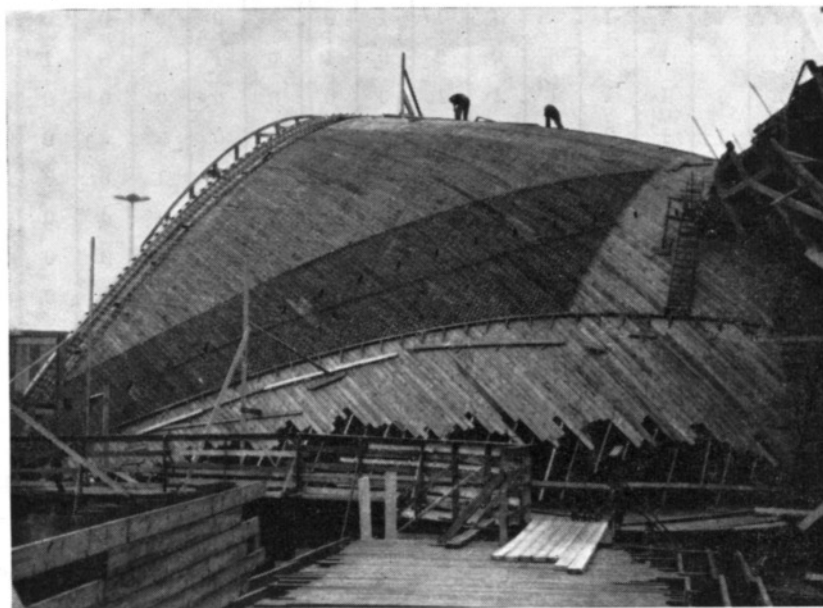


Fig. 33. — Ferrailage de la coupole.

Les 20 palées constituant l'échafaudage tubulaire furent désignées chacune par une lettre de l'alphabet allant de A à T et pour chacune d'elles on détermina la descente présumée de la flèche (figure 36).

L'abaissement de l'échafaudage, commandé par les vérins inférieurs, fut réalisé de telle façon qu'à chaque instant la descente de chaque tête de palée fut proportionnelle à l'ordonnée de la courbe des déformations. Le nombre de tours à donner aux vérins était donc variable et la manœuvre fut divisée en une suite d'opérations correspondant chacune à trois tours de vérins dans la palée A située sous la pointe de la flèche. Un tour de vérin représentait une descente de 5 mm.



Fig. 34. — Décoffrage de l'intérieur de la flèche.

Le nombre de tours qui correspondait à chaque opération est donné au tableau ci-après.

Le décintrement de la flèche fut effectué le 22 janvier 1958 par un groupe de 40 hommes répartis à raison d'une équipe de huit hommes pour quatre palées. La progression du travail est montrée à la figure 37 qu'il est intéressant de comparer avec la figure 38 donnant les affaissements de la pointe au cours de cette journée.

On remarque que la mise en route des équipes dura jusqu'à 10 heures et qu'à 13 h 30 la poutre ne reposait plus sur l'échafaudage.

Opérations	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T
1	3	3	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
2	3	2	3	2	1	2	1	1	1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0
3	3	3	2	2	2	1	2	1	1	0	1	1	0	0	0	1	0	0	0	0
4	3	3	2	2	2	2	1	1	1	1	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0
5	3	2	3	2	2	1	1	1	1	1	1	1	0	1	0	0	0	1	0	0
6	3	3	2	2	1	2	1	2	1	1	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0
7	3	3	2	2	2	1	2	1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	1	0
8	3	2	3	2	2	2	1	1	0	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0
9	3	3	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0
10	3	2	2	2	2	2	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	1	0	0	1
11	3	3	3	2	2	1	2	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0
12	3	3	2	2	2	1	1	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
13	3	2	2	2	1	2	1	1	1	1	1	1	0	0	0	1	0	1	0	0
14	3	3	3	2	2	1	1	1	1	1	1	0	1	0	1	0	0	0	0	0
15	3	3	2	2	2	2	2	1	1	1	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0
16	3	2	2	2	1	1	1	1	1	0	1	0	1	0	0	0	1	0	1	0
17	3	3	3	2	2	2	1	2	1	1	1	1	0	0	0	1	0	0	0	0
18	3	3	2	2	2	1	1	1	1	1	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0
19	3	2	2	2	1	2	2	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0
20	3	3	3	2	2	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
21	voir opération n° 1																			

La descente de la pointe à la fin de la journée était de 24 cm et elle fut ensuite mesurée chaque jour pen-

dant un mois. La loi de variation, qui est influencée d'une manière sensible par les changements de température, est représentée à la figure 39. On observe un fluage assez important pendant la première quinzaine qui conduit à un déplacement total de l'ordre de 34 cm.

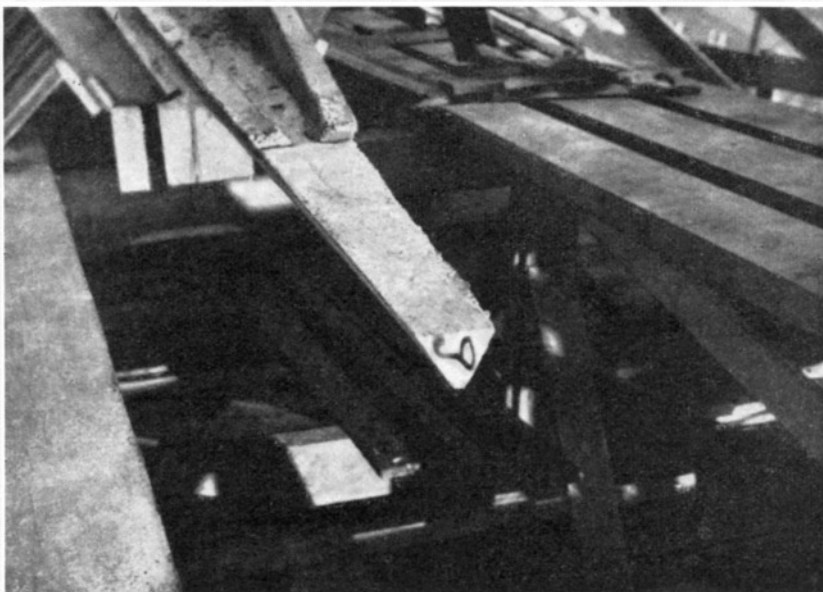


Fig. 35. — Extrémité de la flèche.

Grâce aux lattes clouées sur le coffrage, celui-ci resta collé au béton et se détacha des fourches terminant les palées tubulaires. Les voliges furent ensuite arrachées une à une en faisant progressivement apparaître le béton (figure 40).

M. — Caractéristiques particulières de la construction

La Flèche du Génie Civil, qui vient d'être décrite ci-dessus, et qui est complétée par quelques ouvrages accessoires en béton armé, tels que l'es-

DÉFORMATION PRÉSUMÉE DE LA FLÈCHE

LES ORDONNÉES SONT DONNÉES EN CM

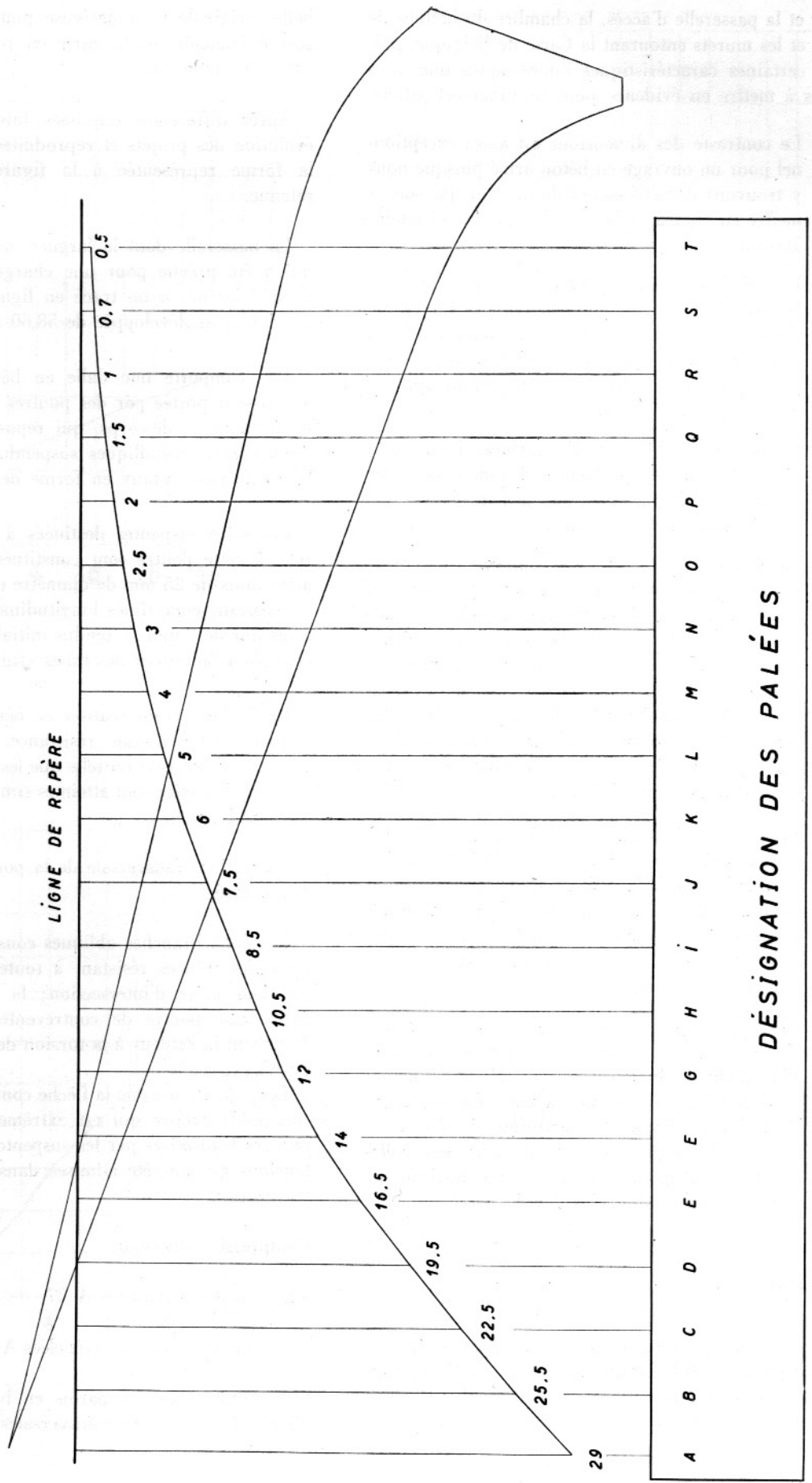


Fig. 36. — Déformation présumée de la flèche.

calier et la passerelle d'accès, la chambre du batteur de houle et les murets entourant la Carte de Belgique, présente certaines caractéristiques intéressantes que nous tenons à mettre en évidence pour terminer cet article.

1. — Le contraste des dimensions est assez exceptionnel pour un ouvrage en béton armé puisque nous y trouvons des épaisseurs de 0,04 m qui sont à mettre en regard de la longueur totale qui atteint 100 m.
2. — La précision des épaisseurs des voiles a dû être poussée à un degré que l'on n'a pas l'habitude d'envisager pour des travaux de génie civil. En effet, on peut affirmer que l'entrepreneur a respecté les dimensions avec une erreur qui ne dépasse pas le millimètre.
3. — La pénétration de grandes surfaces bombées a donné lieu à des problèmes d'étaçonnage des coffrages et de placement des armatures qui sont également de l'ordinaire.
4. — La construction a comporté la mise en œuvre de matériaux de nature très diverse qui couvrent toute la gamme des produits utilisés dans les ouvrages du génie civil : béton non armé, échafaudages tubulaires, importantes charpentes en bois pour ce qui concerne les moyens d'exécution; béton armé massif, béton armé en voiles minces, béton précontraint, charpente métallique, acier précomprimé, barres d'aluminium renforcées pour l'ouvrage lui-même.
5. — Cette construction a constitué une expérience à grande échelle concernant la validité des méthodes de calcul habituelles, notamment au point de vue de la résistance et de la déformation des poutres de très grande hauteur et du comportement des articulations plastiques basé sur les phénomènes d'adaptation.
6. — Elle a montré que, pour toute œuvre de caractère original, la collaboration entre l'architecte et l'ingénieur est indispensable depuis le début des études si l'on veut aboutir à une solution répondant simultanément aux conditions de résistance, d'économie et de beauté. Seule, une telle collaboration ouvre à l'architecte un horizon de moyens d'expression plus étendu.

RESUME

Le problème qui fut posé aux auteurs de projet par le Professeur G. WILLEMS, Président du Groupe 36 pour l'Exposition Internationale et Universelle de 1958, consistait à trouver une construction qui fût à la fois

belle, originale et audacieuse pour soutenir une passerelle franchissant la carte en relief de la Belgique exécutée sur le sol.

Après différentes esquisses faisant apparaître une évolution des projets et reproduites aux figures 1 à 6, la forme représentée à la figure 7 fut finalement retenue.

La passerelle dont la largeur utile est de 2,50 m et qui a été prévue pour une charge mobile admissible de 500 kg/m², a un tracé en ligne brisée et présente une longueur développée de 58,60 m.

Elle comporte une dalle en béton armé de 8 cm d'épaisseur portée par des poutres métalliques en treillis formant garde-corps, qui reposent elles-mêmes sur des traverses métalliques suspendues à une poutre de 80 m de porte-à-faux en forme de flèche (figure 10).

Les seize suspentes destinées à accrocher la passerelle à cette poutre sont constituées par des tubes en acier doux de 25 mm de diamètre extérieur et de 3 mm d'épaisseur, comprimés longitudinalement par 3 fils en acier dur de 7 mm \varnothing tendus initialement à 15 kg/mm² et logés à l'intérieur des tubes (figure 11).

La flèche, qui est réalisée en béton armé, est conçue comme poutre d'égale résistance, c'est-à-dire, que la variation de section est telle que les tensions maxima du béton et de l'acier sont atteintes simultanément sur quasi toute sa longueur.

La section transversale de la poutre a la forme d'un A renversé.

Les deux branches obliques constituent deux poutres en voiles minces résistant à toutes les forces passant par leur arête d'intersection; la branche horizontale forme une poutre de contreventement qui augmente fortement la raideur à la torsion de la poutre.

Les sollicitations de la flèche comprennent, en plus de son poids propre qui est extrêmement important, les charges transmises par les suspentes et par le vent. Les tensions qui ont été admises dans les calculs sont les suivantes :

Compression du béton : 100 kg/cm²

Traction des armatures A 37 : 1.400 kg/cm²

Traction des armatures crénelées A 52 : 2.100 kg/cm²

Les épaisseurs des parois en béton varient de 4 à 12 cm. Des nervures transversales régulièrement espa-

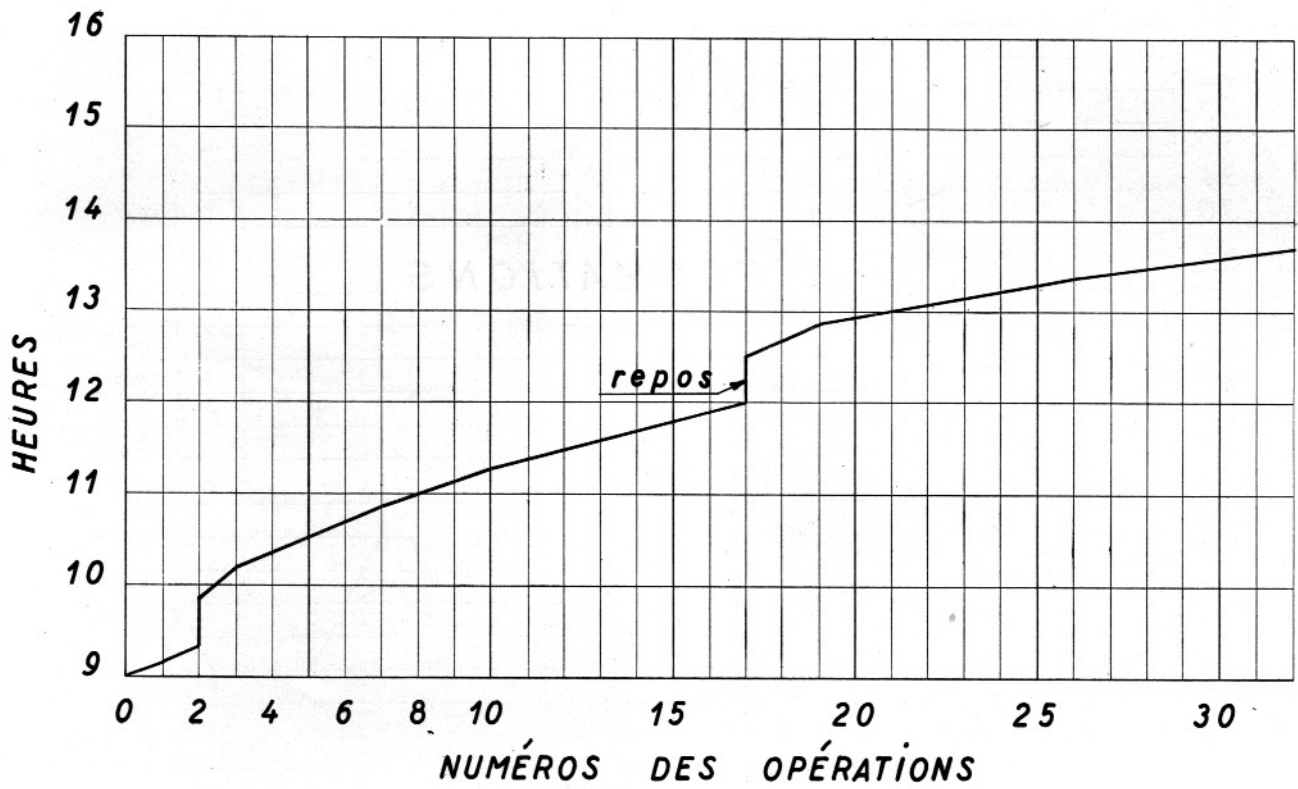


Fig. 37. — Horaire du décintrement (22 janvier 1958).

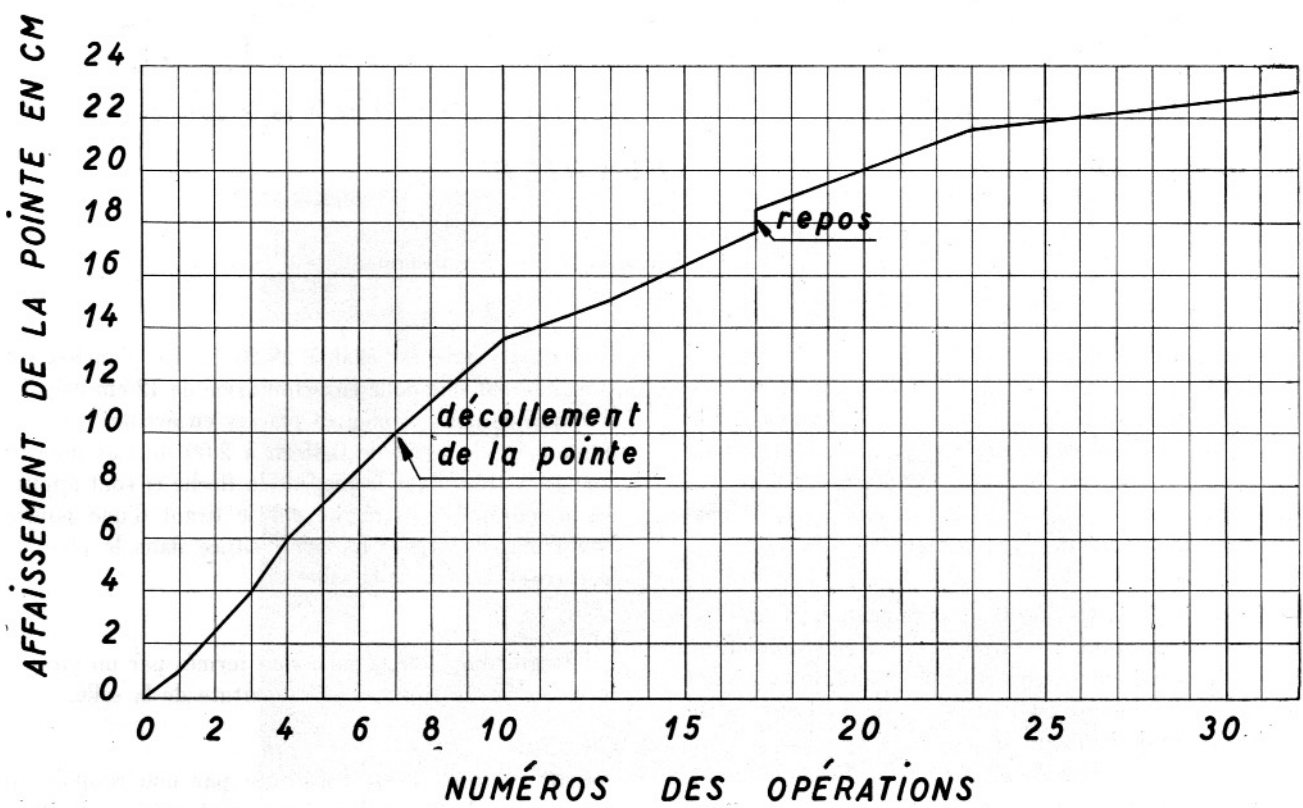


Fig. 38. — Déformation lors du décintrement (22 janvier 1958).

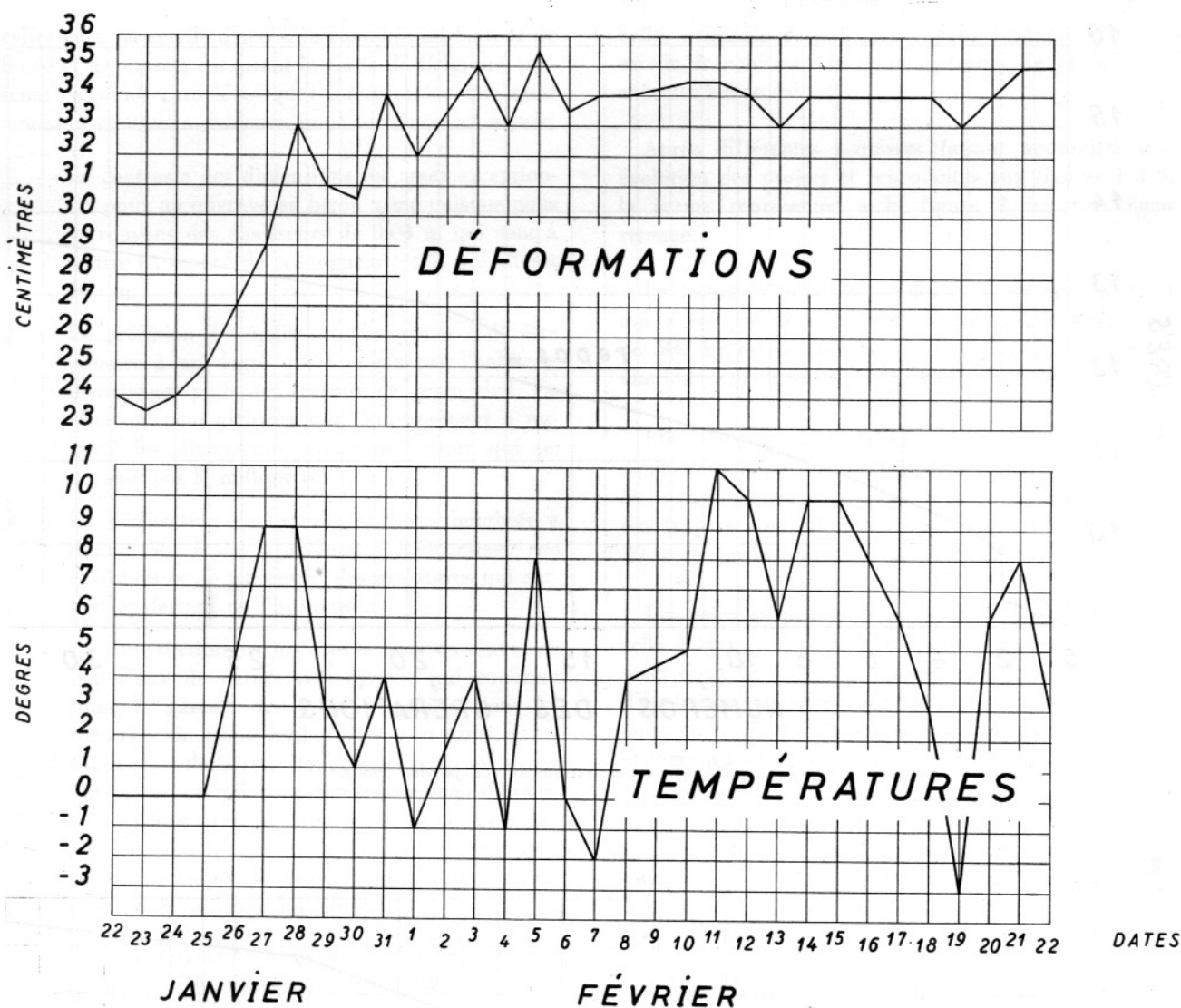


Fig. 39. — Variation des déformations après décintrement.

cées et deux nervures longitudinales supérieures raidissent les parois et assurent l'enrobage des armatures. Au droit de la section la plus fléchie, la hauteur de la poutre triangulaire atteint 10 m et l'armature principale comprend 54 barres crénelées de 32,3 mm Ø dans chaque nervure supérieure et 30 barres identiques de chaque côté de la dalle de contreventement.

Au droit de la section d'encastrement, la poutre est incurvée et se prolonge verticalement vers la fondation. Sa section diminue progressivement et aboutit au niveau de la semelle d'appui en un triangle de 3,13 m de base et de 1,50 m de hauteur.

L'équilibre de la flèche est réalisé au moyen d'une salle triangulaire située au niveau de la passerelle. Le

côté du triangle est égal à 29,20 m. Le plancher est constitué par une dalle en béton armé de 12 cm d'épaisseur portée par six poutres placées en éventail dont la hauteur totale varie de 0,85 m à 2,00 m. Ces poutres sont encastées dans le pied de la flèche et sont appuyées à leur autre extrémité sur le tirant d'une poutre bowstring, du type « Langer » située dans le plan de la verrière arrière de la salle.

Les trois côtés de la salle sont fermés par un vitrage incliné s'élevant jusqu'à la couverture de la salle.

Cette couverture est constituée par une coupole en béton armé de 6 cm d'épaisseur, renforcée au droit de l'attache des barres à vitrage et le long de la flèche.

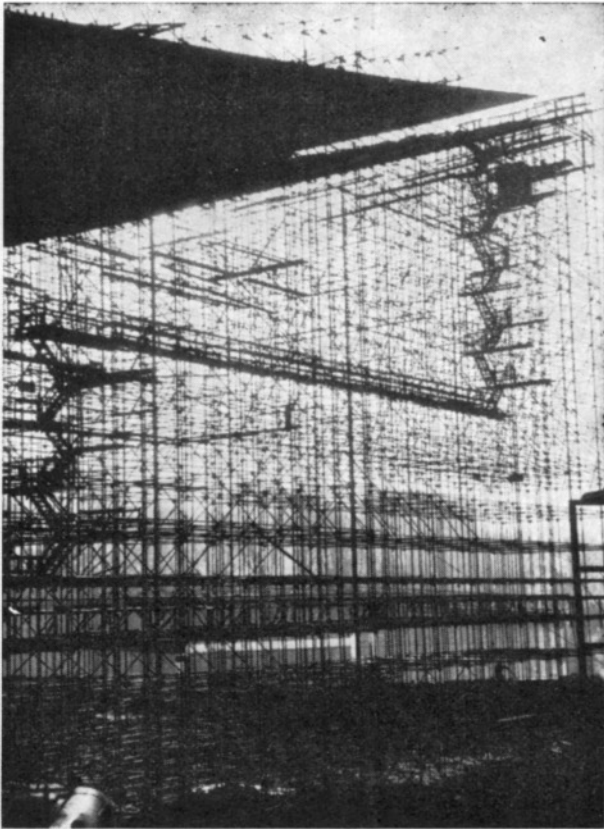


Fig. 40. — Démontage de l'échafaudage après décintrement.

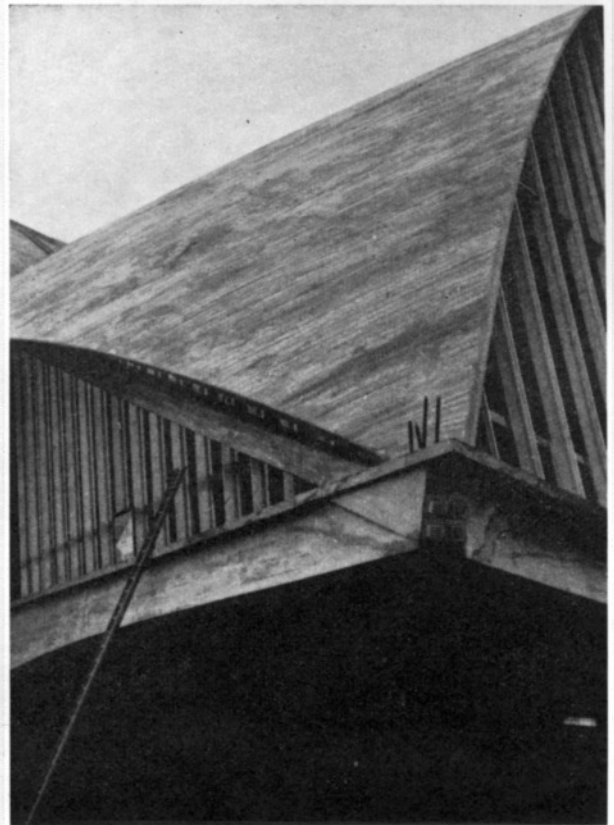


Fig. 41. — Détail d'un angle de la salle suspendue.

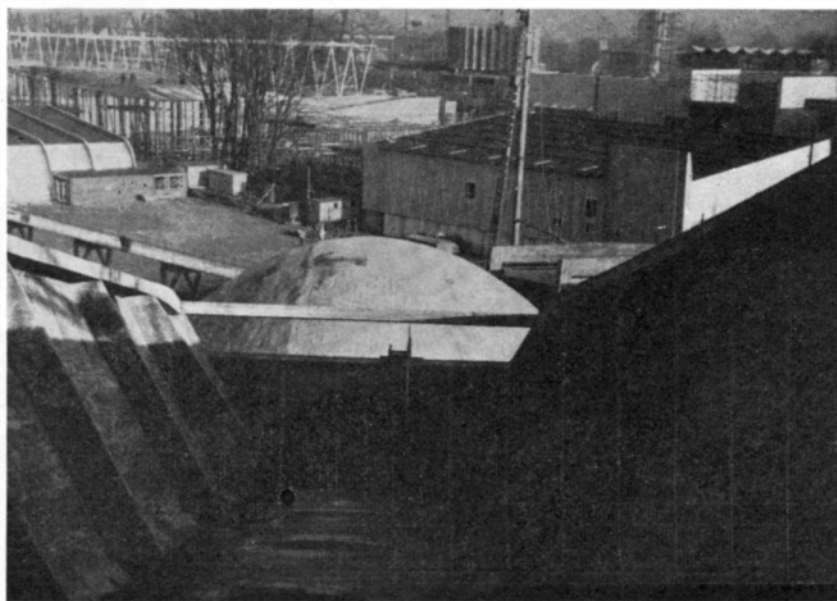


Fig. 42. — Vue partielle de l'intérieur de la flèche.



Fig. 43. — Pied central et béquilles.

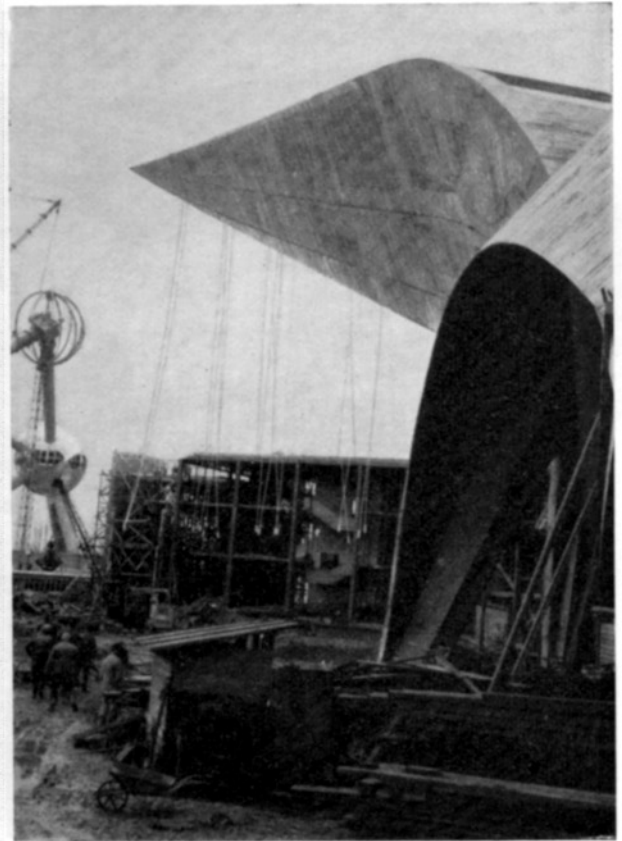


Fig. 44. — Vue de la flèche après démontage des échafaudages.



Fig. 45. — Vue d'ensemble de la construction après démontage des échafaudages.



Fig. 46. — Vue partielle de la passerelle suspendue et de la carte de Belgique.

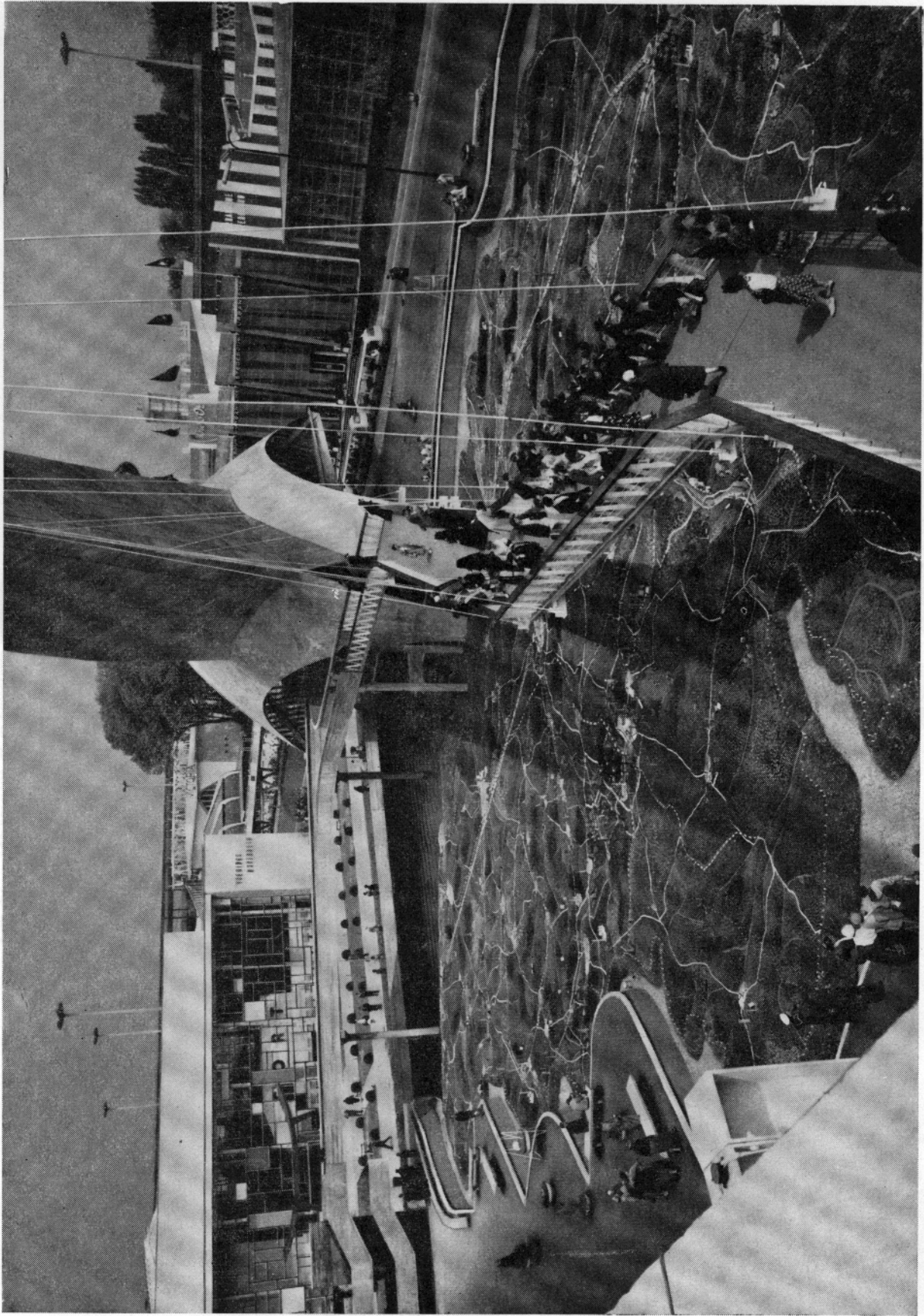


Fig. 47. — Vue partielle de la passerelle suspendue et de la carte de Belgique.

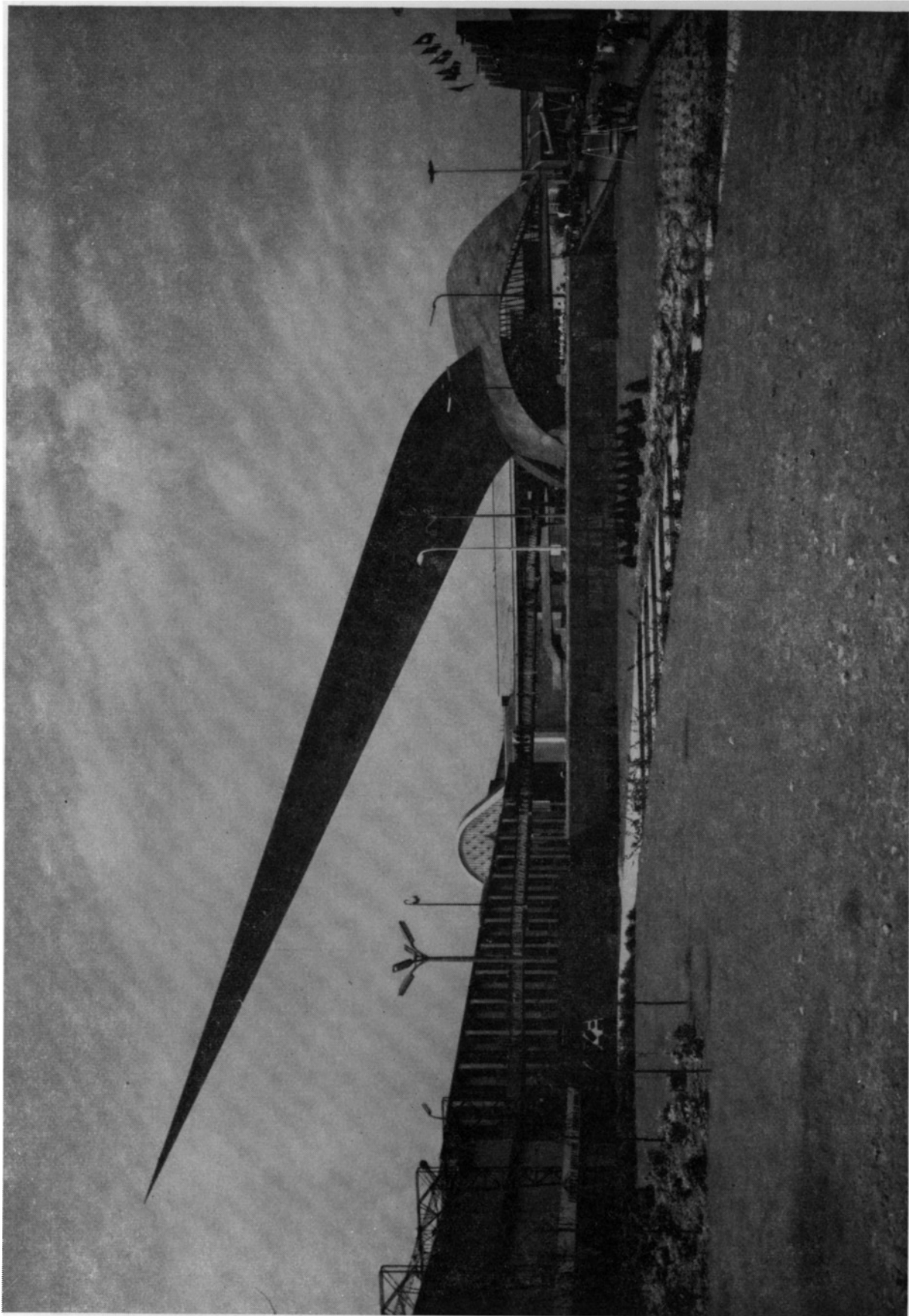


Fig. 48. — Vue d'ensemble de la construction achevée.

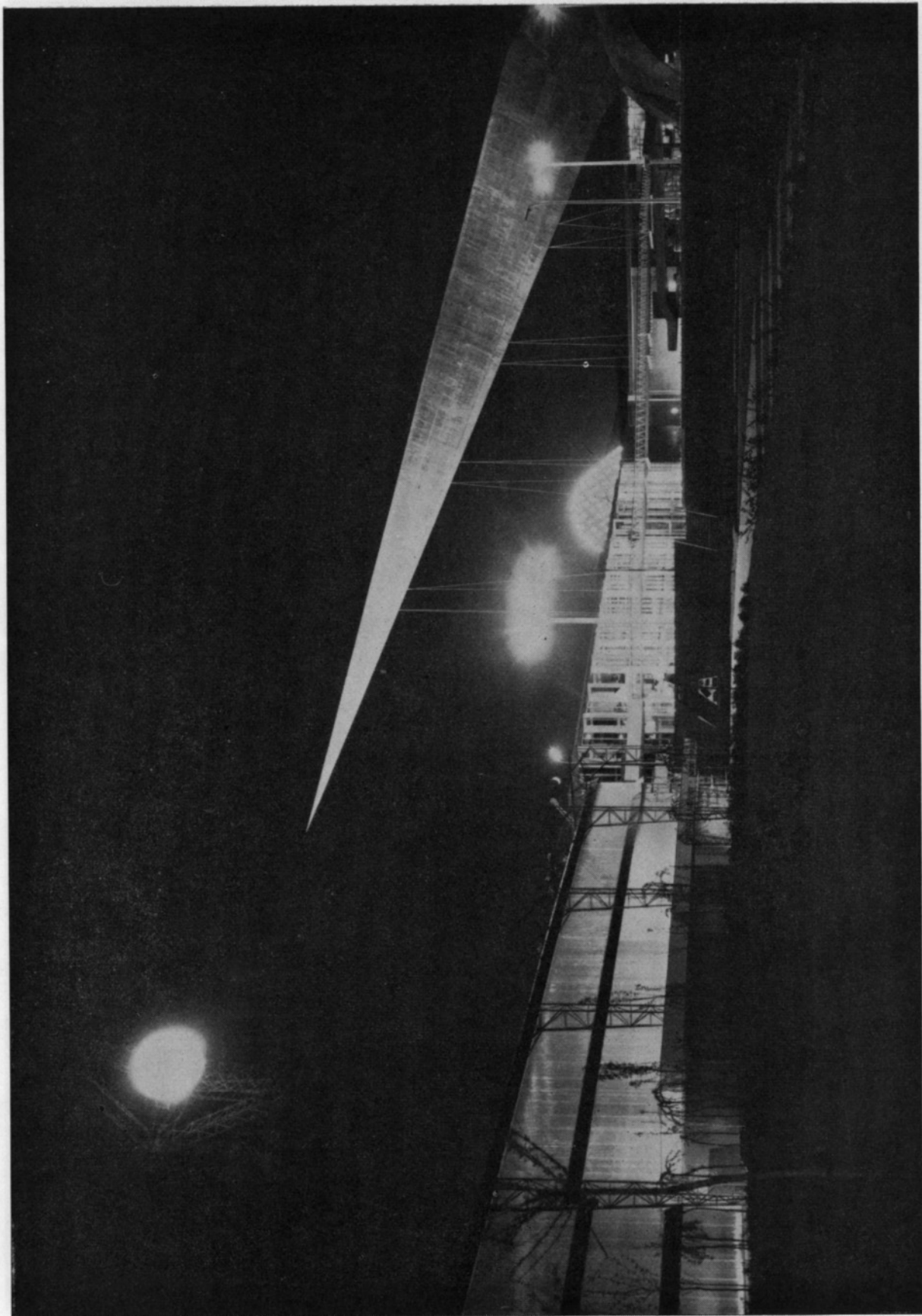


Fig. 49. — Vue nocturne de la flèche.

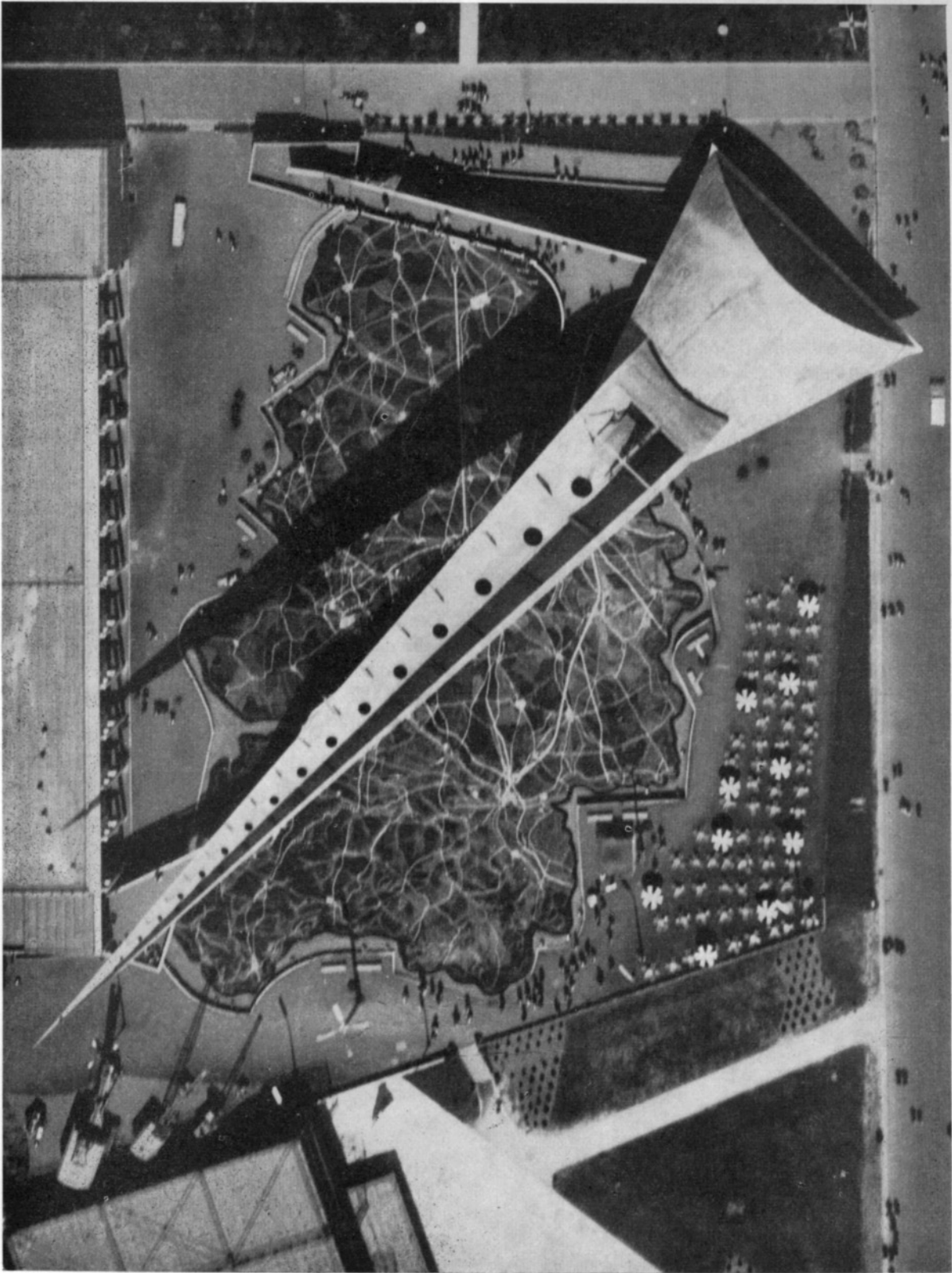


Fig. 50. — Vue aérienne de la fèche.

Les barres à vitrage sont en aluminium. Les plus longues d'entre elles sont renforcées par un plat intérieur en acier pour résister à la pression du vent.

Les appuis de la poutre Langer sont situés aux deux angles extérieurs de la salle triangulaire. La réaction est reportée sur la partie supérieure du pied par deux tirants en béton précontraint ayant une section carrée de 37 cm de côté et comportant chacun 96 fils de 7 mm \varnothing .

La coupole se prolonge vers l'avant par deux béquilles inclinées qui, avec le poids de la flèche, constituent un trépied autostable. La section à la base de chaque béquille est de 1,30 m².

L'ensemble de cette construction repose sur 28 pieux Franki de 100 tonnes de charge portante, disposés comme suit :

- sous le pied central, 14 pieux comprenant 5 pieux verticaux et 9 pieux inclinés,
- sous chaque béquille 7 pieux inclinés.

Les trois semelles de fondation sont réunies par des tirants en béton armé qui équilibrent une part importante des réactions horizontales transmises par la superstructure (figure 21 à 24).

La flèche fut coulée sur un échafaudage tubulaire (figure 28) de grande dimension. Le coffrage de la coupole fut au contraire posé sur des gabarits en bois.

Le béton qui a partout été vibré contenait 450 kg de ciment HR. par m³ et a donné à 28 jours d'âge, une résistance supérieure à 400 kg/cm². La quantité totale de béton mis en œuvre comporte 676,9 m³ et contient 119,6 t d'acier.

Le décintrement de la construction a été effectué suivant un programme de travail soigneusement préparé, indiquant les phases successives de mise en tension des fils des tirants de la salle suspendue et fixant la descente à imposer à chacune des palées de l'échafaudage tubulaire. L'abaissement mesuré de la pointe après décintrement était de 24 cm, alors que le calcul basé sur $E = 400.000$ kg/cm² avait donné 29 cm. Comme la déformation calculée sous l'effet de la surcharge de la passerelle était de 50,6 cm, une contre-flèche de 1,01 m fut donnée à l'extrémité pour tenir compte du fluage du béton.

La flèche du Génie Civil se caractérise, notamment, par le contraste des dimensions qui vont de 0,04 m à 100 m, par la précision des épaisseurs qui a été imposée, par les difficultés de coffrage de grandes surfaces bombées qui s'interpénètrent et par la diversité des matériaux qui ont été mis en œuvre.

Cette construction a constitué un contrôle à grande échelle des méthodes de calcul habituelles et a montré que la collaboration entre l'architecte et l'ingénieur est indispensable depuis le début des études pour toute œuvre de caractère original.