

ÉCOLE SPÉCIALE DES TRAVAUX PUBLICS

DU BATIMENT ET DE L'INDUSTRIE

M. Léon EYROLLES, C. *, , I., Ingénieur-Directeur

COURS

DE

BÉTON ARMÉ

LIVRE II

COMPLÉMENTS ET APPLICATIONS

PAR M. G. ESPITALIER

Lieutenant-Colonel du Génie,

Ancien Professeur du Cours de Construction à l'École d'Application de Fontainebleau.

DIXIÈME ÉDITION

PARIS

ÉCOLE SPÉCIALE DES TRAVAUX PUBLICS

Rue Du Sommerard, Rue Thénard et Boulevard Saint-Germain

PROPRIÉTÉ DU DIRECTEUR DE L'ÉCOLE

1925

Tous droits réservés

B

Le poteau B travaillera peu. Pour plus de simplicité on lui donnera, sur les deux faces latérales, les mêmes armatures qu'au poteau C dont le moment est $M_2 = 1\ 080\ 000$ kgcm.

Les dimensions étant $b = 125$, a ou $H = 60$, $H' = 55$, on sera conduit à placer près des faces latérales, où il existe déjà 2 aciers $\Phi 29$ m/m (section $13,2$ cm²), 2 aciers intercalaires $\Phi 20$ (section $6,28$ cm²) soit au total une section totale $19,48$ cm². Ces fers intercalaires, placés à l'encastrement en tête et au pied, auront une longueur limitée de 1,5 m.

Le pilier D, où le moment est $M_3 = 1\ 620\ 000$ kgcm., se trouve dans une situation particulière, par suite de son épaisseur réduite à 30 cm au lieu de 60 cm., par la rainure du joint qui le divise en deux.

Pour le mettre en situation de céder à la sollicitation, il sera bon d'établir des semi-articulatifs en tête et au pied, ainsi qu'au potelet supérieur au-dessus de la poutre. Ce dispositif aura pour effet de supprimer les effets du moment fléchissant.

CHAPITRE XI

DE L'EMPLOI DES VOUTES DANS LES COMBLES

- § 1. CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES. — La raison d'être d'un comble courbe.
 § 2. A) VOUTES BANDÉES PAR UN ENTRAIT. — a) Nervures en arc avec hourdis d'intrados ; b) Bowstrings de grande portée ; c) Voûtes à culées perdues.
 § 3. B) FERMES-CONSOLES.
 § 4. C) VOUTES ARTICULÉES AUX SOMMETS DES PYLONES. — Hangar à dirigeables.

§ 1. CONSIDÉRATIONS GÉNÉRALES

214. La raison d'être d'un comble courbe. — L'emploi des voûtes en ciment armé pour la couverture des combles a donné lieu, pendant la guerre, à des applications nombreuses et remarquables. Ce mode de construction est susceptible de prendre en outre un développement considérable, et il nous paraît nécessaire d'en faire une étude particulière.

Nous avons tellement accoutumé de voir les combles composés de surfaces planes, que les formes cylindriques peuvent nous apparaître comme le résultat singulier et imprévu du caprice d'un artiste, la seule façon d'écouler l'eau d'un toit étant de la recevoir sur un plan incliné.

A la vérité, cette solution s'impose, en quelque sorte, avec les matériaux que l'on a de tout temps employés pour réaliser les charpentes et qui sont des pièces de bois naturellement droites. L'habitude est si bien prise que, alors même que la ferme affecte inférieurement une courbure régulière (ferme Philibert Delorme ou ferme Emy) on se croit obligé de rétablir la pente régulière et uniforme par une membrure supérieure droite, tangente à la courbe inférieure.

215. A la vérité, cependant, une pente uniforme n'a rien de rationnel *a priori*.

La pente, en s'éloignant du faitage, devrait au contraire aller en croissant, à mesure que s'accroît la quantité d'eau à égoutter.

Le toit à la Mansard est la plus ancienne dérogation à la vieille règle de la pente uniforme, encore ce mode de couverture a-t-il été inspiré surtout par des raisons d'esthétique, de convenances et d'aménagement d'un comble habitable.

Dans les constructions modernes et notamment pour les grands halls industriels, on constitue souvent aujourd'hui des charpentes métalliques à membrure supérieure polygonale, d'où résulte une certaine économie de matière; mais, au contour polygonal, il est rationnel de substituer un arc à courbure régulière, aussitôt que les matériaux le permettent, et c'est à quoi se prête particulièrement le béton armé.

En outre, l'adoption d'une voûte conduit à une transformation complète du principe des charpentes. Tandis que les systèmes habituels comportent des réseaux compliqués de barres destinées à soustraire les arbalétriers aux effets de flexion, une voûte en chaînette ou sensiblement parabolique affecte par elle-même la forme d'une courbe d'équilibre sous les charges à prévoir. Elle se suffit à elle-même, sans adjonction de tout treillis triangulé, pourvu que les matériaux qui la composent aient les propriétés élastiques correspondantes.

Telle est l'idée générale qui peut guider dans l'emploi des voûtes en ciment armé pour la couverture des bâtiments.

Dans la figure 77, nous avons déjà rencontré une toiture courbe, d'une portée modérée, il est vrai, mais qui présentait l'avantage de dégager complètement l'étage du comble et de le rendre facilement habitable. Or, on peut généraliser l'emploi de ce mode de construction, lorsqu'il s'agit de franchir de vastes espaces, dans les établissements industriels importants par exemple.

216. Trois cas peuvent alors être envisagés suivant que :

- 1° La voûte est bandée par un entrait inférieur;
- 2° La demi-voûte fait corps avec le montant ou pylône, et l'on a une ferme en console allant du sol à la clef;
- 3° La voûte est articulée au sommet de pylônes rigides.

§ 2. VOUTES BANDÉES PAR UN ENTRAIT

217. a) Hourdis d'intrados avec nervures en arc formant fermes. — On résout le problème d'une façon relativement simple et facile à calculer en composant la couverture par un hourdis continu placé à l'intrados, où se manifestent les efforts de compression dus au moment fléchissant négatif sur lequel il faut compter dans une voûte. Ce hourdis est soutenu par des arcs-nervures saillants à l'extérieur.

Enfin la poussée est équilibrée par un entrait réunissant les deux naissances. Toutefois, un entrait en ciment armé de grande longueur a besoin d'être soutenu sur le parcours, et l'on devra le plus souvent compléter le système en disposant plusieurs aiguilles pendantes, dans ce but (*fig. 77*).

Pour que le hourdis n'ait pas une grande épaisseur, si l'on se dispense de mettre des pannes, il convient de ne pas écarter les arcs-nervures outre mesure. On peut admettre en moyenne 3,5 m. de distance entre eux.

Les bâtiments ainsi couverts ayant en général une très grande longueur, il est nécessaire de tenir compte de la dilatation, et tout le berceau sera coupé tous les 30 à 50 m. par des joints de dilatation de 2 cm. de largeur.

218. b) VOUTE DE GRANDE PORTÉE ET BOWSTRING (*système Considère*). — (1) Au centre d'aviation d'Alger, la Société Pelnard-Considère-Caquot a construit un double hangar pour aéroplanes d'un type original dont nous allons donner les principales caractéristiques.

Le programme comportait deux hangars accolés présentant 32 m. d'ouverture libre avec 7 m. de hauteur pour l'entrée des appareils. La longueur du hangar était de 40 m.

Il s'agissait donc de couvrir une grande surface sans supports intermédiaires. La couverture prévue était en tuiles, et la charpente de soutien, en ciment armé, se réduisait ainsi à une série de fermes et de pylônes espacés de 5 m. dans le sens longitudinal et de 32,75 m. dans le plan de ferme, entre axes.

Les fermes sont reliées par des pannes et des sablières.

(1) Voir *Génie Civil*, 24 mai 1919.

Chacune de ces fermes est formée d'un arc parabolique présentant une flèche d'environ le quart de la portée, dont les poussées sont équilibrées par un entrait horizontal soutenu lui-même par deux aiguilles pendantes, aux 2/7 de la portée. Les fermes d'about sont constituées en bowstrings à montants multiples limitant des panneaux de vitrage. Ces montants sont écartés de 2,2 m.

Au sommet de la voûte, une petite fermette auxiliaire permet de relever le faitage de manière à maintenir la couverture sous une pente suffisante.

Les eaux de pluie des deux versants contigus sont recueillies dans une noue en ciment armé présentant une largeur de 50 cm. et une profondeur allant de 15 à 20 cm.

Les tuyaux de descente espacés de 10 m. débouchent dans un égout collecteur.

Dimensions des pièces de ferme :

Section de l'arbalétrier courbe.	70 × 25 cm.
— de l'entrait et du poinçon	40 × 16 cm.
— des pannes écartées de 2 m. 25	40 × 10 cm.

En raison du voisinage de la mer et de l'action éventuelle de l'air salin, on a adopté un béton à fort dosage de ciment.

Ciment.	500 kg.
Sable.	400 litres.
Gravier.	300 litres.

219. Nature des appuis. Variations linéaires dues à la dilatation. — Ce qui caractérise le système général adopté, c'est le mode d'appui sur les pylônes. Les deux arcs qui se prolongent dans un même plan sont fortement encastrés sur la tête du pylône médian, tandis qu'ils reposent à rotule par les extrémités libres sur les pylônes extrêmes:

Ces pylônes de rive eux-mêmes sont pourvus d'une semi-articulation sur leurs semelles de fondation qui s'enfoncent de 3 m. dans le sol, avec une surface d'assiette de 2,7 m².

Le pylône intermédiaire, qui doit présenter une grande rigidité, mesure, dans sa section horizontale, 120 cm. de largeur avec 50 cm. d'épaisseur. Les pylônes extrêmes qui ne sont soumis qu'à des efforts longitudinaux par suite des articulations (et sauf l'action fléchissante du vent) ont une section réduite à 70 × 50 cm.

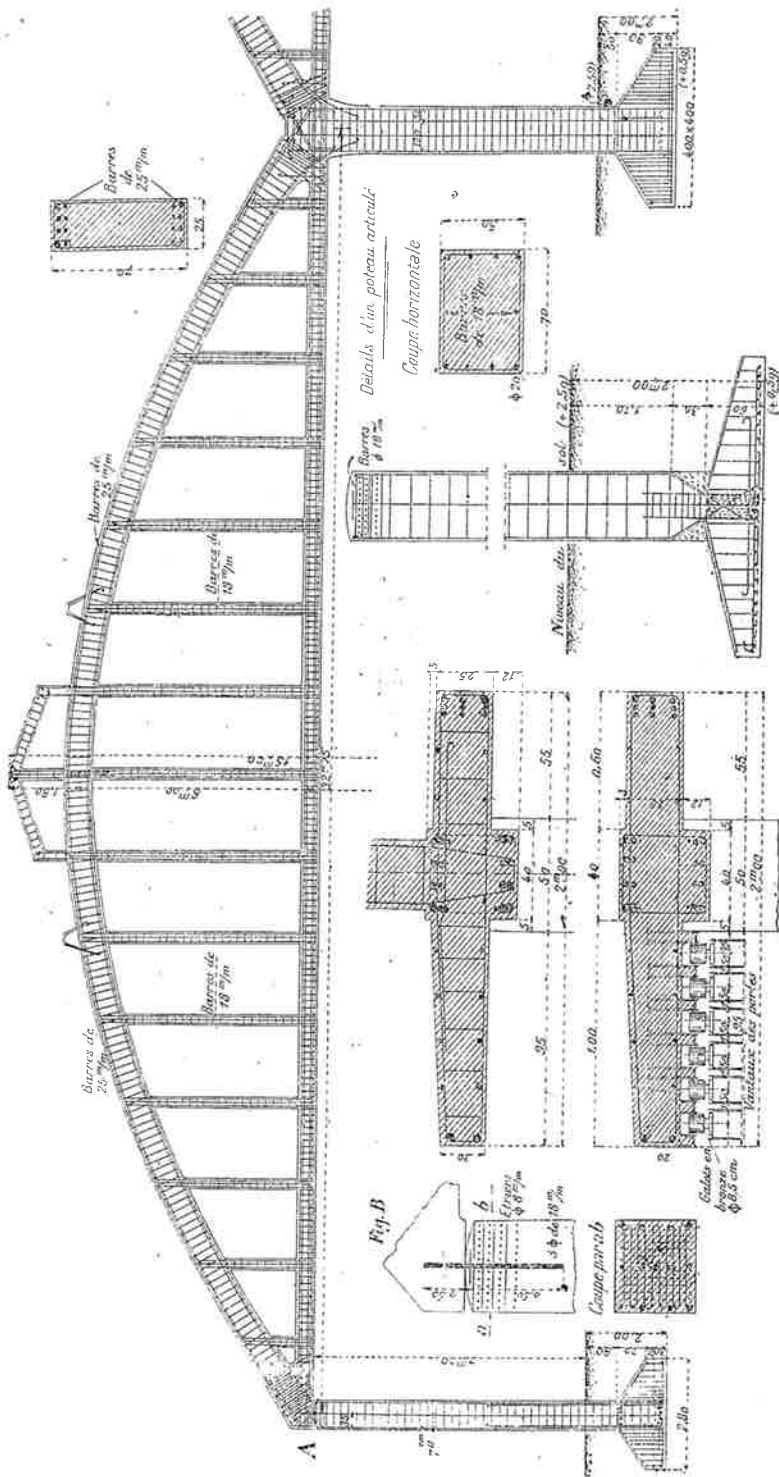


Fig. 82. — Hangar pour hydravions du centre d'aviation maritime d'Alger. — Ferme d'about.

La semi-articulation est constituée par le croisement des barres longitudinales d'armature, pliées en conséquence et fortement ligaturées.

La tête du pylône est arrondie en cylindre de grand rayon et armée de quatre nappes horizontales de fer en quadrillage. Le pied de ferme repose sur cette partie cylindrique par un méplat et le tout est traversé par trois forts goujons en acier de 18 m/m qui empêchent ces deux éléments de glisser et de se séparer, ce qui entraînerait la chute de tout l'ouvrage.

Ce dispositif a pour but d'assurer la libre dilatation de la ferme, cette dilatation pouvant produire des variations linéaires assez notables en raison même de la grande portée. Les effets de la température ne sont pas les seuls en cause d'ailleurs ; il y a lieu, en définitive, de tenir compte des trois éléments suivants :

- Retrait de prise du béton ;
- Dilatation due à la température ;
- Allongements élastiques sous l'influence des efforts de traction.

Le retrait de prise peut être, il est vrai, assimilé aux effets d'un changement de température, et il a paru suffisant d'examiner ce qui se passerait pour un écart global de température de $\pm 25^\circ$, y compris l'influence du retrait.

Le constructeur a admis un coefficient de dilatation de 0,00001 pour le béton ce qui donne une variation linéaire maximum de 0,25 m/m par mètre.

D'autre part, en admettant un coefficient d'élasticité des aciers de $E=22\ 000$ kg par m/m^2 et un taux de travail de 12 kg par m/m^2 , on a un allongement spécifique par mètre linéaire de

$$\lambda = \frac{12 \times 1\ 000}{22\ 000} = 0,55 \text{ m/m.}$$

La tête du pilier central constituant un point fixe, la variation linéaire au droit du pilier extrême peut donc atteindre au maximum

$$32,75 (0,25 \times 0,55) = 26 \text{ m/m.}$$

Ce déplacement est facilement réalisé grâce à la flexibilité du pilier oscillant autour de sa semi-articulation de base, en même temps que la rotule cylindrique du sommet permet les faibles variations de l'angle du pilier et de l'entrait.

Théoriquement, la ferme ne touchant le cylindre que le long d'une génératrice, il en résulte, il est vrai, une fatigue exceptionnelle du béton. En admettant même que l'assiette intéresse 10 cm. de développement, la pression pourrait atteindre 150 à 200 kg par cm^2 , mais l'emploi d'un béton particulièrement riche, et le fretage à quatre nappes superposées, permettent au béton de supporter cette fatigue exceptionnelle.

220. Ferme d'about. Action du vent. — La ferme de tête est soumise à des exigences spéciales :

1^o Elle doit être organisée pour assurer le guidage des panneaux de porte qui, au nombre de six, glissent les uns derrière les autres et occupent, par conséquent, une grande épaisseur en dehors du plan de ferme ;

2^o Elle doit, en outre, subissant la pression normale du vent, être solidement contreventée en arrière.

Pour satisfaire à ces deux conditions, l'entrait de cette ferme est constitué comme une poutre posée à plat et capable de résister à une flexion horizontale.

Cette poutre de 2 m. de largeur présente par rapport à la ferme, deux encorbellements : l'un de 0,60 m. de saillie à l'intérieur servant de passerelle, l'autre à l'extérieur, avec une saillie de 1 m. servant de chapeau au-dessus des panneaux de porte et soutenant les organes de guidage.

221. — En ce qui concerne l'action du vent, on compte généralement que celui-ci peut exercer une pression de 150 kg par m^2 de surface plane frappée normalement.

Lorsque le vent prend le hangar par le travers, les efforts de renversement sont absorbés par les pylônes et surtout par la rangée des piliers centraux qui sont particulièrement rigides. Mais, lorsque le vent souffle dans le sens longitudinal, la ferme d'about, dont les vides sont garnis de châssis vitrés, reçoit une poussée considérable dont les efforts sont reportés pour la plus grande partie, sur la poutre constituant l'entrait horizontal. Celui-ci reçoit en outre la moitié de la poussée qui s'exerce sur les panneaux de la porte quand celle-ci est fermée.

C'est la poutre-passerelle horizontale de 2 m. de largeur qui

est chargée de résister à ces efforts. En outre, on a disposé une croix de Saint-André solidarissant les deux piliers de l'avant-dernière travée.

Enfin pour éviter la flexion des fermes elles-mêmes sous la poussée du vent transmise par les pannes qui, à elles seules, constitueraient d'ailleurs un contreventement bien insuffisant, la ferme d'about et sa voisine ont été solidarisées et reliées par un hourdis en berceau parabolique de 6 cm. d'épaisseur suspendu aux pannes et se développant sensiblement suivant l'arc moyen des voûtes de fermes.

222. c) VOUTES A CULÉES PERDUES (système Freyssinet). — L'ouvrage que nous allons décrire s'inspire de principes très différents de ceux dont nous venons de voir l'application.

Au lieu de bander une voûte par un entrain et de la poser sur des pylônes, on conçoit qu'il est possible de tourner certaines difficultés de ce genre de construction en prolongeant la voûte elle-même jusqu'à la rencontre du sol, où elle s'ancre sur de solides massifs de fondation, formant culées.

Au lieu de considérer la couverture comme indépendante de l'ossature et de la constituer par des tuiles qui nécessitent l'intervention de chevrons et de pannes (1), on conçoit également qu'il serait plus avantageux de réaliser un berceau complet en ciment armé, raidi par des arcs-nervures.

Enfin pour l'organisation de ces arcs-nervures le constructeur a le choix entre deux systèmes : arcs à trois rotules ou arcs complètement encastrés.

C'est à ce dernier parti que s'est arrêté M. Freyssinet dans le très bel ouvrage exécuté par la maison Limousin, pour servir de hangar d'aéroplanes, au camp d'Istres.

223. Le gabarit de l'ouverture d'accès devait mesurer 36 m. de longueur et 55 m. de largeur. Le berceau d'intrados qui l'enveloppe est une courbe à sept centres de 46 m. de portée et 11,5 m. de flèche au-dessus du sol. Les arcs-nervures sont espacés de 3,91 m. d'axe en axe. Le fond de ce vaste berceau est formé par un pignon dont l'ossature est constituée au moyen de montants espacés

(1) Dans le hangar d'aviation d'Alger, que nous venons de décrire, les circonstances de guerre et la nécessité d'utiliser les matériaux dont on disposait, avaient imposé ce dispositif.

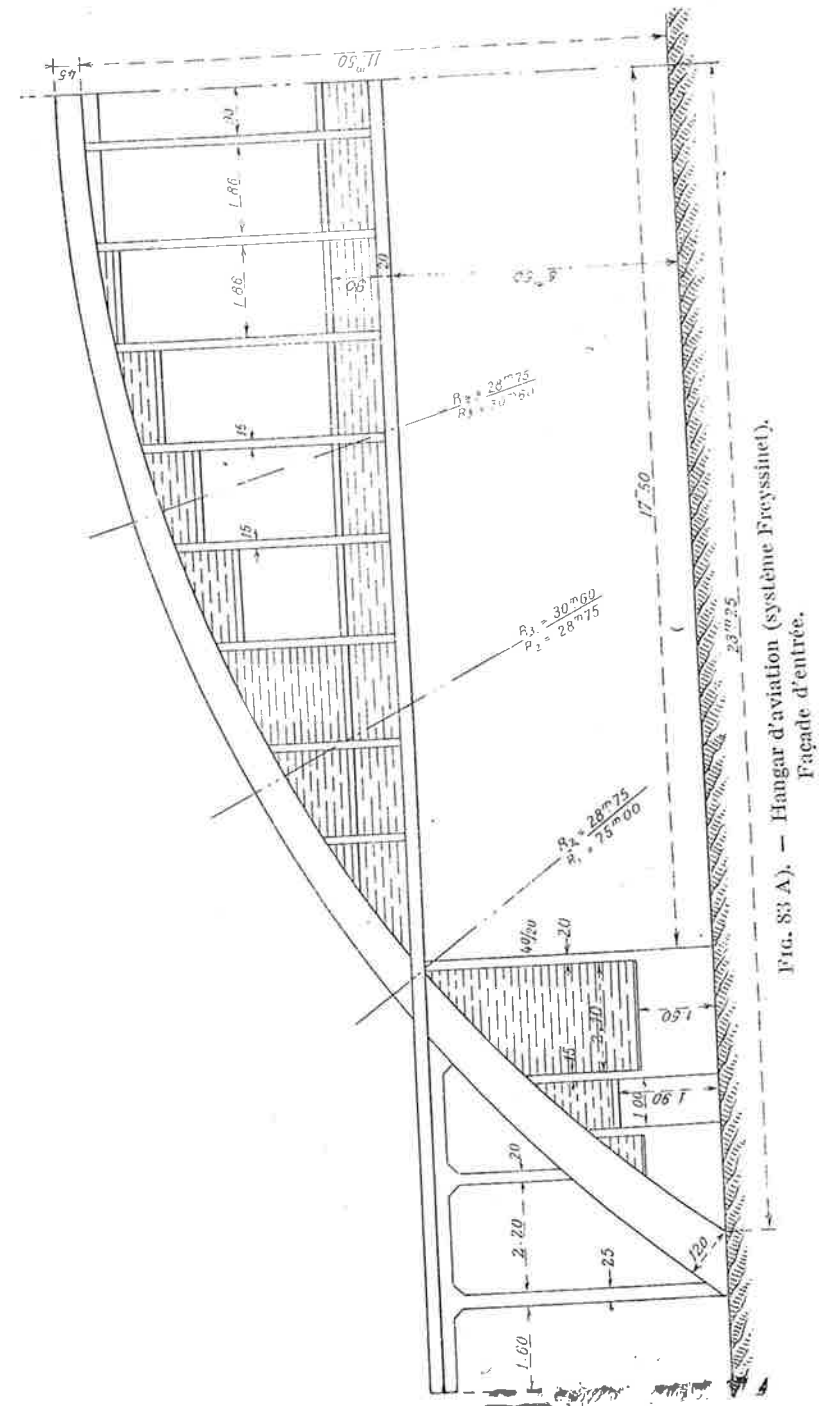


Fig. 83 A). — Hangar d'aviation (système Freyssinet).
Façade d'entrée.

de 2 m. d'axe en axe, et de traverses horizontales. Les panneaux sont pleins dans leur région inférieure jusqu'à 6,1 m. de hauteur. Le reste est pourvu de vitrages.

En partant de la clef, les arcs qui définissent la courbe d'intrados ont sept centres ont pour caractéristiques :

Développement.	8,80 m.	6 m.	4,8 m.	6,5 m.
Rayon.	28,75 m.	30,6 m.	28,75 m.	25 m.

Le hourdis de 3,71 m. de largeur entre arcs-nervures a une épaisseur croissante de 9 cm. à la clef à 30 cm. aux naissances.

Les arcs-nervures dont l'épaisseur uniforme est de 20 cm. ont une hauteur croissante allant de 45 cm. à la clef jusqu'à 120 cm. aux naissances. Le croquis indique suffisamment le dispositif du massif de fondation dont la largeur est de 1,1 m. pour le hourdis et 2 m. pour les arcs-nervures. L'assiette sur le sol résistant est découpée à redans. Sa profondeur maximum est de 1,4 m. environ.

Dans sa longueur totale de 40,22 m., le hangar est divisé en deux parties par un joint de dilatation de 2 cm. où s'accolent deux arcs dont l'un recouvre l'autre par une saillie pour assurer l'étanchéité.

Le pignon ouvert comporte une ossature de montants verticaux et de traverses au-dessus de la poutre horizontale limitant l'ouverture à 5,50 m. au-dessus du sol, les compartiments sont, sur leur plus grande étendue garnis de châssis vitrés.

La poutre horizontale de 1 m. de largeur fait saillie de 60 cm. en dehors de la ferme pour servir de chapeau aux panneaux de porte et soutenir les organes de guidage. Pour achever le contreventement, la ferme d'about est reliée à la ferme voisine par des pièces formant enrayures et que des aiguilles pendantes de 8 x 8 cm. suspendent à la voûte.

Afin d'assurer le guidage des panneaux de porte jusqu'au bout du repliement, la poutre-linteau se prolonge en dehors de l'arc, dans le plan de roulement, où elle est soutenue par des potelets.

Les cloisons de remplissage sont en plotets de 20 x 15 cm. sur soubassement en béton maigre de 1,6 m. de hauteur et 20 cm. d'épaisseur.

FIG. 84 B). — Hangar d'aviation. Coupe longitudinale.

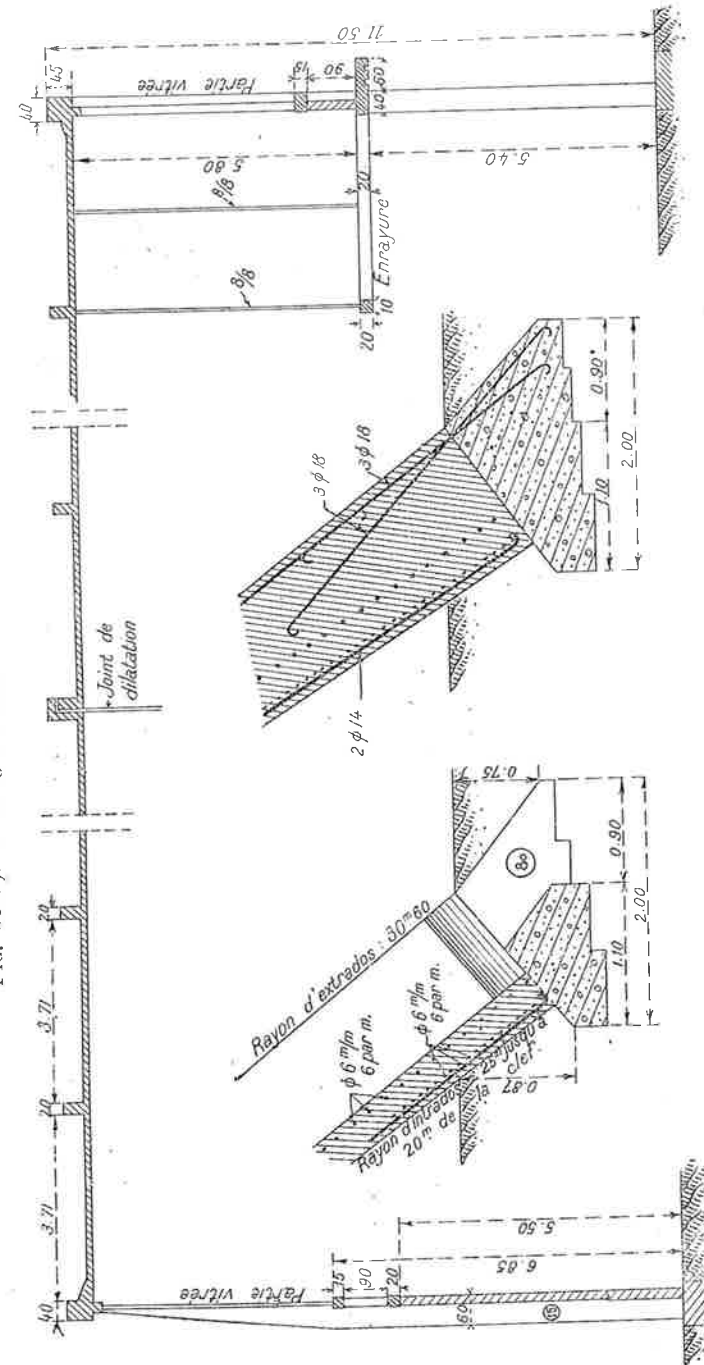


FIG. 85 C). — Détail des fondations

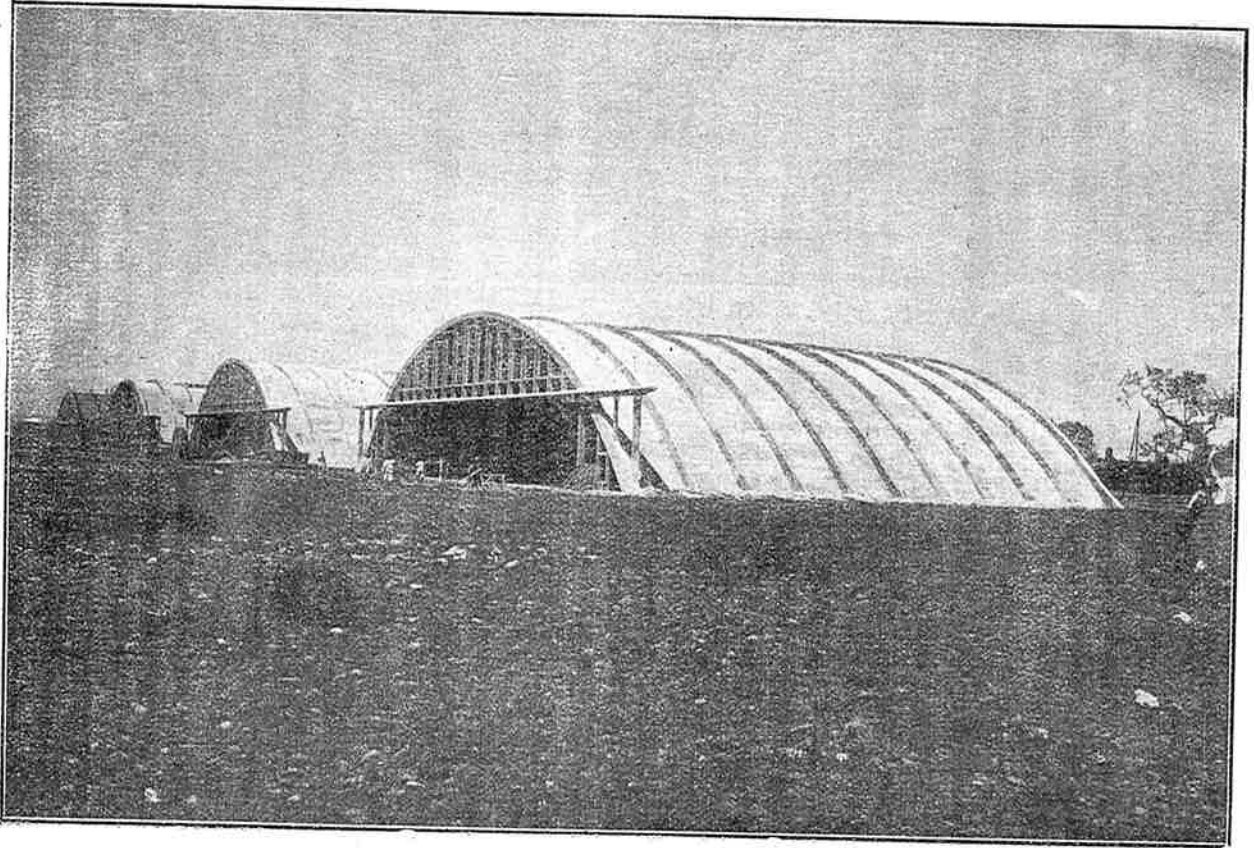


FIG. 86. — Hangar d'aéroplanes (système Freyssinet).

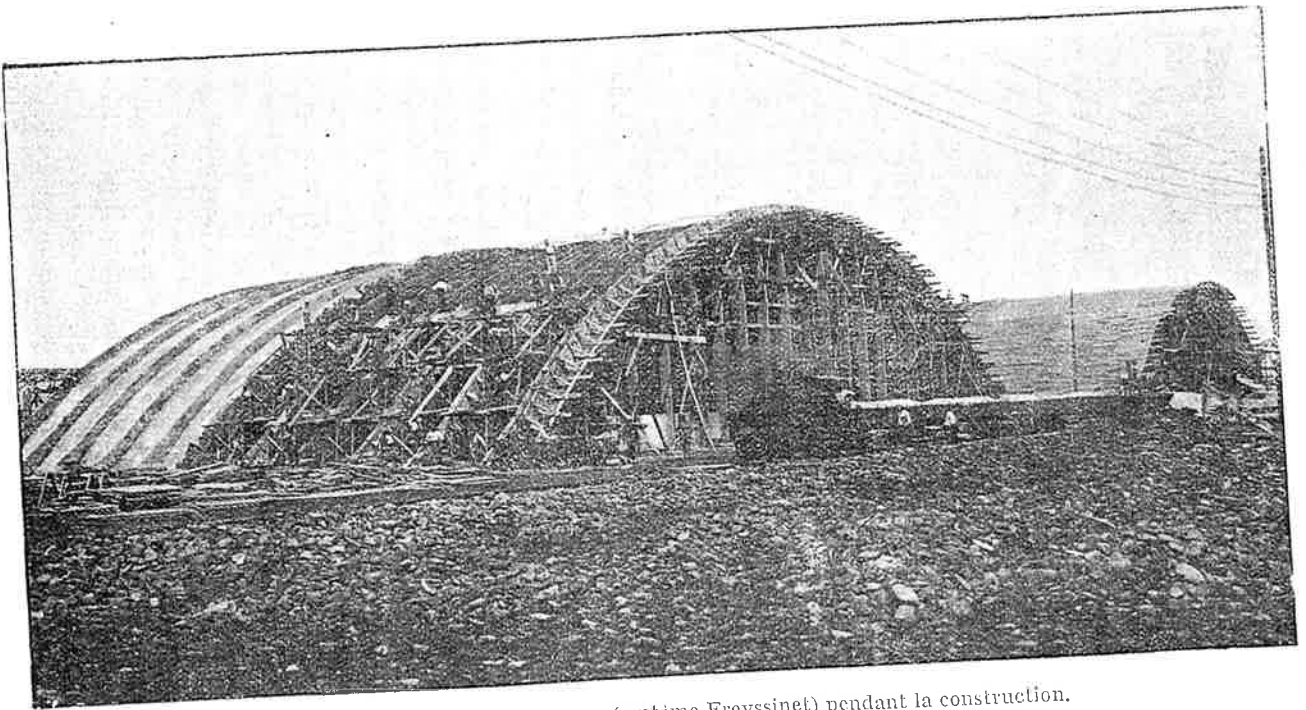


FIG. 86 bis. — Hangar d'aéroplanes (système Freyssinet) pendant la construction.

§ 3. VOUTES EN CONSOLE FAISANT CORPS AVEC LES PIÉDROITS

224. Une demi-voûte formant console au sommet d'un piédroit, avec lequel elle constitue un monolithe, ne diffère pas essentiellement des fermes-consoles dont nous avons donné un exemple au chapitre précédent. Nous avons également indiqué comment on peut les calculer. Le moyen le plus simple consiste à tracer le polygone funiculaire des pressions, ce qui permet d'avoir aisément les moments dans un certain nombre de sections et de déterminer ainsi les dimensions du béton et les armatures.

Il ne semble pas nécessaire d'y insister davantage.

§ 4. VOUTES ARTICULÉES AU SOMMET DES PYLONES

225. — L'examen d'une épure précédente (*fig. 80*) permet toutefois de voir que, dans le système que nous venons d'indiquer, le moment, dans la région de l'épaule de la ferme, est d'autant plus grand que la hauteur du système est plus élevée.

On réduirait donc considérablement les moments de la voûte en disposant au sommet du pylône une articulation par où passerait nécessairement la courbe des pressions; mais il en résulte la nécessité que ce sommet soit un point absolument fixe, c'est-à-dire que le pylône lui-même soit rigide et solidement ancré dans sa semelle de fondation.

Dès lors, on aura deux organes distincts :

Le pylône rigide;
La voûte à trois rotules.

La voûte elle-même sera telle qu'elle n'ait à subir que des efforts de compression, ce qui exige que la courbe des pressions passant par la rotule de clef et la rotule de naissance, soit partout comprise dans l'arc lui-même et le plus près possible de la fibre moyenne.

On y parvient en adoptant pour cette fibre une courbe d'équilibre correspondant aux charges extérieures. Ces charges étant en principe

également réparties le long de l'arc, la courbe théorique serait donc une chaînette.

Toutefois, M. Lossier fait remarquer qu'en raison des pressions éventuelles du vent, la courbe des pressions est susceptible de se déplacer un peu, ce qui conduirait à déformer légèrement la chaînette théorique; c'est ce que cet ingénieur a réalisé dans l'ouvrage tout à fait remarquable dont nous allons parler.

226. Hangar à dirigeables (*système Lossier*). — Tandis que les hangars d'avions ont une grande portée et une hauteur relativement modérée, les hangars destinés à abriter des dirigeables sont caractérisés par une hauteur considérable. Leurs dimensions d'ailleurs tendent à s'accroître avec celles des dirigeables eux-mêmes, en sorte que M. Lossier vient d'étudier une vaste halle pour deux ballons, mesurant 220 m. de longueur avec une largeur atteignant 100 m. en pied et 93,6 m. utile.

Celui dont nous nous occupons ici, bien que de dimensions plus modestes, mesure déjà 154 m. de longueur, 40,6 m. de largeur au pied et 31 m. de hauteur totale. Il a été construit à Montebourg (Manche) par la maison Fourré et Rhodes.

Le gabarit imposé peut être défini par un rectangle de 24 m. de large et 16 m. de haut, surmonté par un demi-cercle de 12 m. de rayon, soit une hauteur totale utile de 28 m. M. Lossier a prévu une surélévation suffisante pour placer une passerelle de manœuvre sous faitage et au-dessus du gabarit.

L'auteur du projet a adopté pour la voûte un profil en chaînette légèrement déformée, dont les rotules inférieures, à 18 m. au-dessus du sol, sont écartées de 24,5 m.; la flèche théorique est de 12,2 m.

Les pylônes sont des chevalets triangulaires en treillis présentant une membrure intérieure verticale et une membrure extérieure fortement inclinée, la semelle inférieure mesurant 8 m. d'emplacement. Trois traverses horizontales et les bracons correspondants constituent un réseau solide entre les deux membrures.

Les fermes ainsi composées de la chaînette à trois rotules et des deux pylônes sont coffrées et coulées en place à un écartement de 6,25 m. d'axe en axe. Elles sont reliées par des traverses et des pannes moulées par terre, à l'avance, et dont les barres d'armature dépassent à nu, au travers de la voûte, pour être noyées dans le béton frais au moment du coulage de cette voûte.

La couverture est composée de tuiles Minard en ciment armé, au sujet desquelles nous avons eu l'occasion de donner tous détails précédemment. Ces tuiles vont d'une panne à l'autre, et ce revêtement se continue sur les membrures inclinées des pylônes, toute l'ossature se trouvant ainsi enfermée sous cette chape.

Comme on le voit la carcasse en est tout à fait distincte.

227. Section des principales pièces. Articulations.

a) PYLONE

Membrure extérieure.	50 × 40 cm.
Membrure intérieure.	30 × 40 cm.
Traverses T ₁ T ₂ T ₃	25 × 20 cm.
Traverse de pied T ₄	40 × 20 cm.
Diagonales D ₁ D ₂	25 × 20 cm.
Diagonale basse D ₃	30 × 20 cm.

b) ARC DE VOUTE : uniformément 90 × 40 cm.

Les croquis de la planche indiquent suffisamment comment les armatures sont composées. En particulier l'armature symétrique de l'arc comprend, au point le plus fatigué, dans chaque nappe, 6 aciers de 18 m/m, soit une section de 15,26 m².

Les semi-articulations sont du système Mesnager. Elles comprennent : à la clef, 6 barres de 22 m/m croisées deux à deux, de 1,6 m. de long, et aux naissances, 8 barres de 32 m/m et de 2,4 m. de long.

Le point de croisement est d'ailleurs entouré d'un frettage formé de cinq agrates en acier de 6 m/m.

228. Organisation des pannes. — Les pannes de 6,25 m. de longueur, placées normalement à la douelle, ont un profil en U, les côtés formant une saillie légère à l'extérieur de la table et disposés pour l'appui de la tuile et l'accrochage de son ergot. Ce profil, avec une grande légèreté, présente un moment d'inertie à peu près équivalent dans les deux sens, ce qui est nécessaire, l'inclinaison étant très forte au bas de la voûte et le long des pylônes.

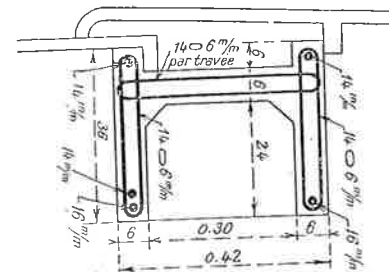


FIG. 88. — Pannes.

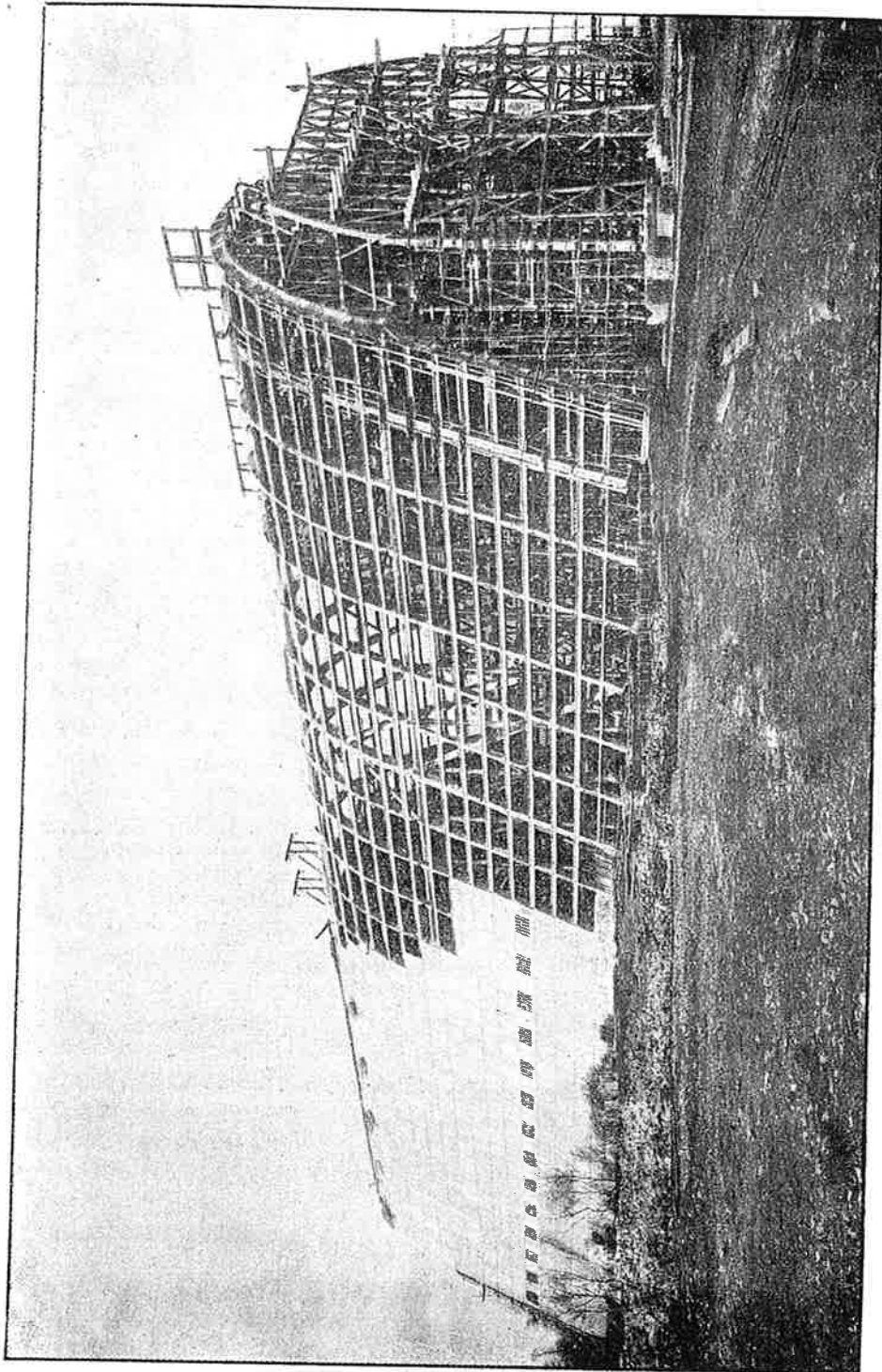


Fig. 87. — Vue longitudinale du hangar de Montebourg.

L'épaisseur des flancs et de la table est de 6 cm. Des cloisons transversales espacées de 2,33 m. entretoisent les deux flancs. Cette panne pèse 160 kg par mètre linéaire; l'écartement est de 2 m.

229. Joints de dilatation et contreventement. — Le retrait du béton est négligeable, les pannes et les tuiles étant moulées à l'avance; mais il importe de tenir compte des variations de température et d'assurer une libre dilatation à tout le système.

Dans ce but, le berceau est divisé en trois parties dans sa longueur par des joints de dilatation de 2 cm., ménagés entre deux fermes accolées.

De part et d'autre de chaque joint de dilatation, on a placé, en vue du contreventement, des diagonales dans les mailles formées par les

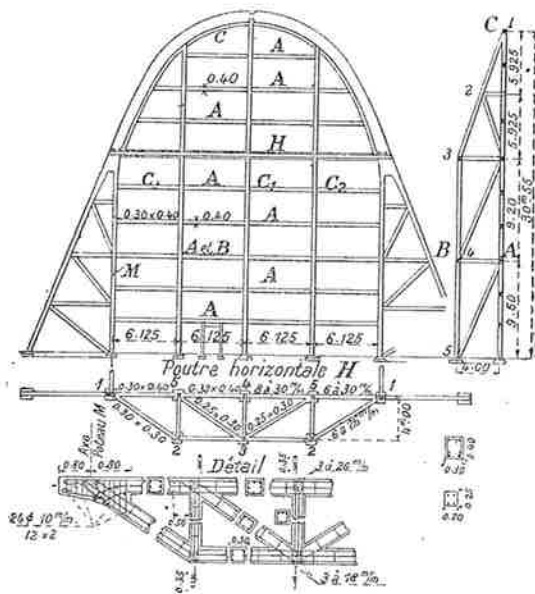


Fig. 89. — Elevation du pignon fixe du hangar et détails d'une poutre horizontale et d'une ferme verticale.

fermetures étant assurée par une porte spéciale dont nous dirons quelques mots. L'autre pignon est clos d'une manière permanente.

Dans le hangar de Montebourg, l'auteur du projet a adopté un parti qu'il y a lieu de signaler et qui consiste à monter une paroi

pannes et les deux fermes voisines. Les pylônes des mêmes fermes sont eux-mêmes contreventés par des étais obliques traversant deux travées pour aller buter au pied du montant de la troisième ferme.

Le même système de contreventement a été utilisé pour les premières travées à partir de chaque ferme d'about.

230. Pignon fermé. —

On sait que dans les hangars de dirigeable, un des pignons est entièrement ouvert, la

stable par elle-même et indépendante du berceau, dans lequel il s'encadre sans liaison. Cette combinaison est réalisée en soutenant le rideau du pignon par des contreforts extérieurs en treillis et reliés par des traverses également en treillis.

231. Porte autostable. — Il a toujours été fort difficile d'organiser la porte servant à la fermeture d'un hangar à ballon. Lorsqu'on se contente d'un rideau composé de vantaux s'effaçant les uns derrière les autres, avec des galets sur rails inférieurs et des organes de guidage supérieurs, cette porte transmet à la charpente elle-même les poussées dues au vent et, sous les rafales, il en résulte des efforts dynamiques considérables.

Comme pour le pignon du fond, on a songé à rendre la porte complètement indépendante du hangar lui-même devant lequel elle se présente comme un écran ayant sa propre stabilité.

Bien qu'il ne s'agisse pas de ciment armé dans cet organe du hangar, nous croyons devoir signaler la solution donnée au problème et réalisée par la Société des forges et ateliers de la Fournaise, de Saint-Denis. La porte comprend deux vantaux mesurant chacun 28,15 m. de haut et 12,5 m. de large, le rideau vertical qui peut être un platelage en planches ou en tôle, est fixé sur une charpente en treillis métallique, à fermettes triangulaires, le tout porté par quatre boggies circulant sur deux voies parallèles.

On conçoit qu'il suffit de charger la queue de la plate-forme au moyen d'un massif de béton, pour faire contrepoids et ramener le centre de progression dans l'intérieur du rectangle d'appui, même en cas de grand vent. Lorsque la porte est arrêtée, d'ailleurs, un dispositif de calage et de verrouillage achève d'assurer la stabilité.

232. Méthode de calcul. — Dans une construction d'aussi grandes dimensions que celle que nous étudions, il est nécessaire, en dehors des poids morts ou charges permanentes, généralement réparties symétriquement par rapport à l'axe de la charpente, de tenir compte des efforts dus au vent.

Lorsque l'ouvrage résulte d'une commande de l'État, le constructeur se trouve lié par les prescriptions administratives édictées par le service des Travaux publics, plus particulièrement en ce qui concerne

les grandes halles métalliques. Les règlements admettent qu'on devra envisager deux cas, et que la charpente devra résister

1° A une surcharge de neige de 60 kg par m² horizontal, sans vent.

2° Dans le cas d'un très grand vent, à une surcharge verticale de neige réduite à 30 kg par m², mais en tenant compte des pressions du vent. On admettra une pression de 150 kg par m² frappé normalement; sur un plan incliné de l'angle α sur l'horizon, on supposera que le vent peut être lui-même incliné de 10° vers la terre, en sorte que l'angle d'attaque sur la surface est de $\alpha + 10^\circ$.

Le règlement admet que la pression normale à la surface inclinée sera donnée par l'expression.

$$p = 150 \sin^2 (\alpha + 10^\circ).$$

On sait parfaitement aujourd'hui que cette formule est erronée et doit être remplacée par celle d'Euler.

$$p = 150 \sin (\alpha + 10^\circ).$$

Encore cette loi ne s'applique-t-elle qu'à un plan mince, isolé.

Le phénomène est beaucoup plus complexe, nous l'avons déjà fait remarquer, dès que l'on aborde un ensemble formé de plans qui se coupent, les filets d'air étant déviés à la rencontre des différentes surfaces qui réagissent les unes sur les autres. On a fait des expériences fixant la répartition des pressions sur certains profils, et, chaque fois qu'on établit un profil nouveau, il conviendrait de le soumettre à des expériences analogues.

Toutefois, le propre des règlements administratifs, c'est d'être impératifs pour les fournisseurs de l'Etat. C'est aux faits à se plier à ces exigences.

Le mieux que puisse faire l'auteur d'un projet, c'est d'adapter les uns aux autres aussi bien que possible, et, dans le cas présent, le constructeur s'y est efforcé. Voici un résumé de son calcul.

233. α) PANNES. — Au sommet de la voûte, l'action du vent est négligeable, et l'on doit prévoir la surcharge de neige de 60 kg. L'écartement des pannes est de 2 m. et l'on a compté les poids.

Tuiles 2 × 70.	140 kg.
Poids propre.	160 kg.
Neige 2 × 60.	120 kg.
Soit au maximum.	420 kg.

La partie libre étant de 5,85 m., on a le moment fléchissant maximum $M = 144$ cmt. auquel doit correspondre le module d'inertie principal.

Le long du pylône, on aurait pu admettre que la neige ne restera pas sur la paroi fortement inclinée. Néanmoins on a compté que la neige interviendrait seule pour la flexion dans le plan transversal qui se trouve le plus rapproché de la verticale, ce qui donnerait un moment $M_1 = 42$ cmt.

Dans le plan normal à la paroi, au contraire, l'action du vent se fait fortement sentir, mais les composantes des poids sont faibles, et l'on est conduit à un moment de flexion $M_2 = 135$ cmt. On voit que la différence dans les deux plans n'est pas très grande et l'on déduit aisément les armatures nécessaires.

234. β) CALCUL DU PYLONE. — Sur les mêmes données, on base également les efforts normaux agissant aux différents nœuds du treillis constituant le pylône. On doit en outre compter sur l'intervention de la poussée de la voûte, et sur la charge qu'elle transmet au sommet de ce pylône. Une épure statigraphique déterminera les efforts dans les différents éléments du treillis.

235. γ) CALCUL DE LA VOUTE. — Le problème le plus délicat est évidemment celui du calcul de la voûte en chaînette, et c'est là précisément, si nous ne nous trompons pas, que l'auteur a cherché à concilier les prescriptions imposées et la réalité des faits, en formulant quelques hypothèses :

1° Toute la partie de la voûte qui est soustraite à l'action directe du vent est néanmoins soumise à une pression négative à peu près constante (fait expérimental). Néanmoins, on ne commettra pas une erreur sensible en faisant abstraction de tout effort sur cette demi-voûte (règlement administratif);

2° On admettra que, sur la demi-voûte directement frappée, les pressions du vent ont une résultante normale à la corde; on les supposera uniformément réparties. Cette résultante sera calculée par la formule administrative;

3° M. Lossier admet enfin que le vent, soufflant par le pignon ouvert, peut provoquer éventuellement une pression intérieure uniforme de 85 kg. par mètre carré.

Dans ces conditions, la charge permanente est évaluée à 1 810 kg. par mètre linéaire mesuré sur l'arc, et l'on obtient aisément :

- Poussée horizontale à la clef. 14 000 kg.
- Réaction oblique aux naissances. 36 000 kg.
- Composante verticale, poids et charges du demi-arc. . . 33 000 kg.

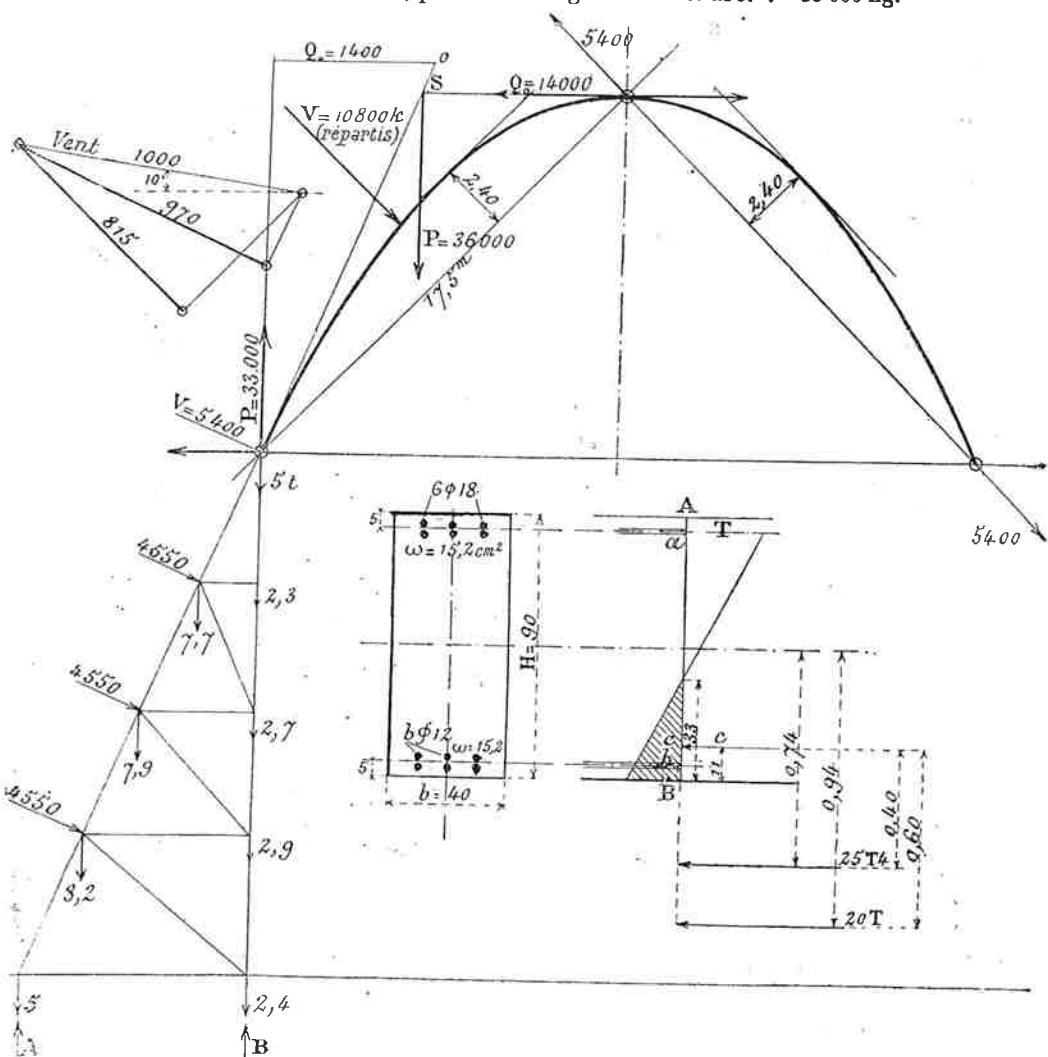


Fig. 90. — Épure des efforts dans la voûte.

L'action du vent, avec les hypothèses ci-dessus, sur le demi-arc directement frappé, la corde étant de 17,3 m., est évaluée à 10,8 t.

On remarquera que, l'angle des cordes étant droit, cette poussée est parallèle à la corde du demi-arc abrité du vent, de telle sorte que les réactions des rotules aux naissances sont dirigées suivant cette corde et égales chacune à 5,4 t.

Cette particularité facilite d'ailleurs le calcul des moments et donne :

Moment positif du demi-arc frappé directement :

$$M_s = \frac{1}{8} (10,8 \text{ t.} \times 17,3 \text{ m.}) = + 23,4 \text{ m/t.}$$

Moment négatif du demi-arc opposé :

$$M'_s = 5,4 \text{ t.} \times 2,4 \text{ m.} = - 13,0 \text{ m/t.}$$

Comme on le voit, suivant qu'un demi-arc est directement frappé ou soustrait au contraire à l'action du vent, son moment passe de $M_s = + 23 \text{ mt}$, à $M'_s = - 13 \text{ m./t}$. En même temps, l'effort de compression totale passe de 20 tonnes (poussée sous la charge permanente) à $20 + 5,4 = 25,4 \text{ t}$.

Ces chiffres peuvent servir à déterminer la déformation qu'il faudrait faire subir à la chaînette pour égaliser les valeurs extrêmes des moments et faire correspondre la courbe au moment fléchissant moyen.

Dans la section la plus fatiguée, l'axe de l'arc devra en effet se déplacer vers l'extérieur, par rapport à la chaînette théorique, d'une quantité

$$e = \frac{23,4 - 13}{20 + 25,4} = 0,23 \text{ m.}$$

Les moments extrêmes deviennent ainsi :

Moment positif

$$M = 23,4 \text{ m/t} - 20 \text{ t.} \times 0,23 \text{ m.} = + 18,8 \text{ m/t.}$$

Moment négatif

$$M' = - 13 \text{ m/t} - 25,4 \text{ t.} \times 0,23 \text{ m.} = - 18,8 \text{ m/t.}$$

A ces deux moments extrêmes égaux et de signes contraires, correspondent les compressions totales que nous avons indiquées plus haut, $N = 20 \text{ t.}$ et $N' = 25,4 \text{ t.}$, avec des excentricités

$$\epsilon = \frac{+ 18,8}{20} = 0,94 \text{ et } \epsilon' = \frac{- 18,8}{25,4} = 0,74 \text{ m.}$$