IVc: Strength and stability of discs and shells in curved or cord form in concrete

Objekttyp: **Group**

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

Band (Jahr): **3 (1948)**

PDF erstellt am: **27.05.2024**

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

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

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

IVc1

Couvertures de grande portée sur plan rectangulaire et sur plan hexagonal

Überdeckungen grosser Spannweite über rechteckigen und sechseckigen Grundriss

Large span coverings on a rectangular or hexagonal plane

J. FOUGEROLLE
Directeur général
de la Société des Entreprises Boussiron, Paris

&

CH. PUJADE-RENAUD
Directeur
de la Société des Entreprises Boussiron, Paris

Couverture de 100 mètres de portée en béton armé pour un hangar d'aviation

Il s'agit de couvrir une cellule de hangar d'une surface en plan de 100 m $\times$ 60 m en franchissant la portée de 100 mètres. La solution décrite ci-après consiste dans l'adoption d'un voile en béton armé à double courbure, appelé « onde ».

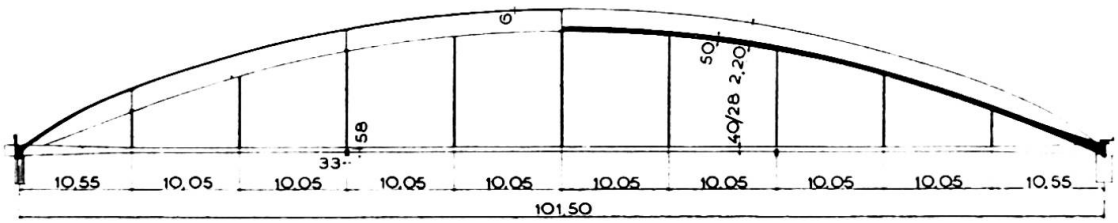
En béton armé, le système porteur le plus favorable pour les grandes portées est l'arc. La caractéristique essentielle de l'onde est d'être un voile de couverture de forme particulière, constituant, sur la portée de 100 mètres, un arc dont la section présente une inertie suffisante. L'onde assume donc une double fonction : d'une part, couvrir; d'autre part, fournir un système porteur de raideur convenable sur une distance de 100 mètres entre appuis.

Sur les 60 mètres de profondeur du hangar, la couverture est constituée par six ondes semblables. Ainsi, l'élément de base de cette couverture est une onde de 10 mètres de largeur et de 100 mètres de portée.

Des tirants suspendus à la voûte, et espacés eux aussi de 10 mètres, équilibrent les poussées. On reviendra plus loin sur leurs dispositions.

Les figures 1 et 2 montrent l'ensemble de la couverture.

Onde élémentaire de 100 mètres de portée et 10 mètres de largeur



Sommet de l'onde Talon de l'onde

Fig. 1. Demi-coupes dans l'onde.

Dispositions d'ensemble

De façon précise, la portée est de 101^{m}50. La fibre moyenne de l'arc de cette portée formé par l'onde n'est autre que le polygone funiculaire des charges permanentes. Cette fibre moyenne, lieu des centres de gravité des sections transversales, est très voisine d'un arc de cercle de 114 mètres de rayon. Elle présente une flèche de 12^{m}10.

La section transversale, pour une largeur constante de 9^{m}80 est un arc de cercle de 2^{m}00 de flèche.

Une section trapézoïdale eût été possible, mais on a jugé préférable d'éviter les angles vifs dans une couverture dont l'étanchéité est demandée au béton. Les moments dans le voile eussent été plus forts, au voisinage des angles, qu'en aucun point de la courbe en fait adoptée. De plus, l'accentuation des pentes eût provoqué des difficultés d'exécution.

L'épaisseur courante du voile est de 0^{m}06, mais aux naissances de la section transversale est aménagée un important renfort, commun avec l'onde voisine, et qui a été appelé le talon de l'onde. Tous les 10 mètres environ, un voile raidisseur normal à la fibre moyenne, et appelé tympan, assure l'indéformabilité transversale de l'onde.

La forme et la masse du talon ont été déterminées de façon à conférer à la section transversale l'inertie voulue tout en plaçant favorablement le centre de gravité dans la hauteur de cette section, et aussi de façon à contribuer à l'indéformabilité horizontale des naissances entre deux tympans.

Cette section transversale reste identique à elle-même tout le long de l'onde jusqu'à un tympan T situé à une distance de 10^{m}55 (mesurée horizontalement) de l'appui A. Sur cette distance, le voile est aménagé pour jouer le rôle classique des poutres de retombée comme il est dit plus loin.

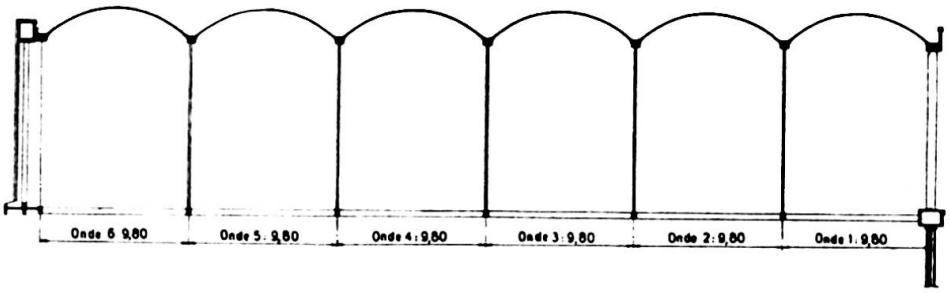


Fig. 2. Coupe transversale dans l'onde.

Au point où le talon d'une onde rencontre la poutre-sablière, s'attache le tirant. A l'une des extrémités du tirant les ronds s'ancrent, extérieurement à la voûte, dans un culot en béton armé et l'intervalle qui sépare celui-ci de la sablière permet de loger des vérins pour la mise en tension (fig. 3). Celle-ci s'effectue sur les ronds d'abord laissés nus, et en deux

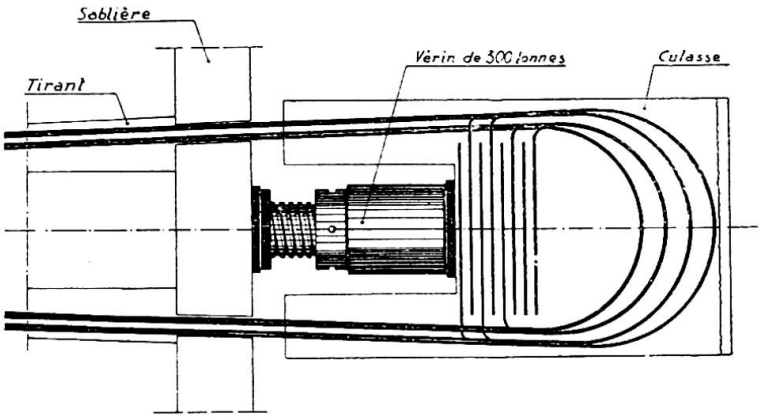


Fig. 3. Culot d'ancrage des tirants.

temps : une première fois, à l'avant de l'échafaudage roulant général qui permet d'exécuter successivement les six ondes, et sous une tension égale à la poussée provoquée par la charge permanente due à la section P_1 (fig. 4) ; une deuxième fois, à l'arrière de l'échafaudage et sous une tension égale à la poussée due aux charges $P_1 + P_2$. On absorbe ainsi, avant bétonnage du tirant, 90 % de la tension maxima possible sans perturbation dans la voûte et les variations de tension des ronds du tirant une fois bétonné ne dépassent jamais 6 kg/mm².

Toutefois, lors de la deuxième mise en tension, on provoque une déformation corrective en introduisant dans la voûte des moments de signe contraire à ceux que les déformations après clavage viendront ultérieurement créer, comme il est classique à l'occasion d'un décintrement par vérins.

La couverture repose sur les appuis par l'intermédiaire de bielles à articulations sphériques partout où cela est nécessaire pour permettre les libres déformations linéaires de l'ensemble.

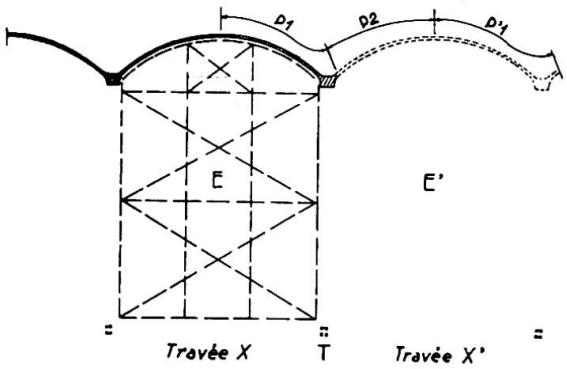


Fig. 4. Tirant T.

1° Mise en tension sous charges P (échafaudage en E).

2° Mise en tension sous charges $P_1 + P_2$ (échafaudage en E'). Bétonnage de T après bétonnage de t_2 et t_1'.

Fonctionnement de l'onde en arc de 100 mètres de portée

L'onde est légitimement assimilée à un arc à deux articulations de $101^{m}50$ de portée et de $12^{m}10$ de flèche. La loi de Navier a été considérée comme valable pour la répartition des actions moléculaires sur une section transversale. Cette hypothèse se justifie, entre autres raisons, par la faible hauteur de cette section par rapport à la portée.

Les moments de flexion dans l'arc sont alors calculés par les méthodes classiques de la résistance des matériaux, sous l'effet :

Du vent (défini suivant les règles du Ministère de l'Air Français, et correspondant à un effort de renversement total de 160 kg/m², somme d'une pression maxima et d'une dépression égales);

De la neige (suivant les mêmes règles : 50 kg/m² sans vent, 25 kg/m² avec vent);

Des « erreurs de construction » dans la mesure définie par le cahier des charges (hypothèse d'une erreur sur le rayon de courbure d'une pièce quelconque égale au 200ᵉ de la portée);

Du retrait (déformation linéaire de 2×10^{-4} avec un coefficient d'élasticité $E = 1 \times 10^{5}$ kg/cm²);

Du raccourcissement sous les charges appliquées après décintrement;

De la dilatation (la dilatation d'ensemble de la couverture étant libre, il restait à tenir compte d'une différence de température possible entre la voûte et le tirant; on a pris $\pm 6°$, avec $E = 3 \times 10^{5}$ kg/cm²).

La déformation sous charge indéfiniment appliquée ($E = 1 \times 10^{5}$) a été considérée comme la somme d'une déformation instantanée ($E = 3 \times 10^{5}$) et d'une déformation retardée ($E = 1,5 \times 10^{5}$).

L'enveloppe des moments a été tracée dans deux cas; à la mise en service et après plusieurs années. La première de celles-ci est reproduite ci-contre (fig. 5).

En introduisant, lors de la deuxième mise en tension du tirant, une diminution de poussée de 2,5 t, correspondant à une déformation linéaire corrective de 22,4 mm, on égalise sensiblement les moments maxima positif et négatif.

Les éléments caractéristiques de la section de l'arc (section transversale constante sur la majeure partie du développement de l'onde) sont les suivants :

Section = 0,908 m²;
Moment d'inertie I = 0,483 m²;
Module de résistance $\frac{I}{v}$ = 0,483 m³ (G est au milieu de la hauteur de la section);
Moment statique au centre de gravité G = 0,330 m³.
Les vérifications de sections ont été faites :
A l'époque des décintrements et mises en tension;
A l'époque de la mise en service du hangar;
Après une période de plusieurs années.
En aucun cas, la fibre supérieure de l'onde ni le talon ne sont tendus.

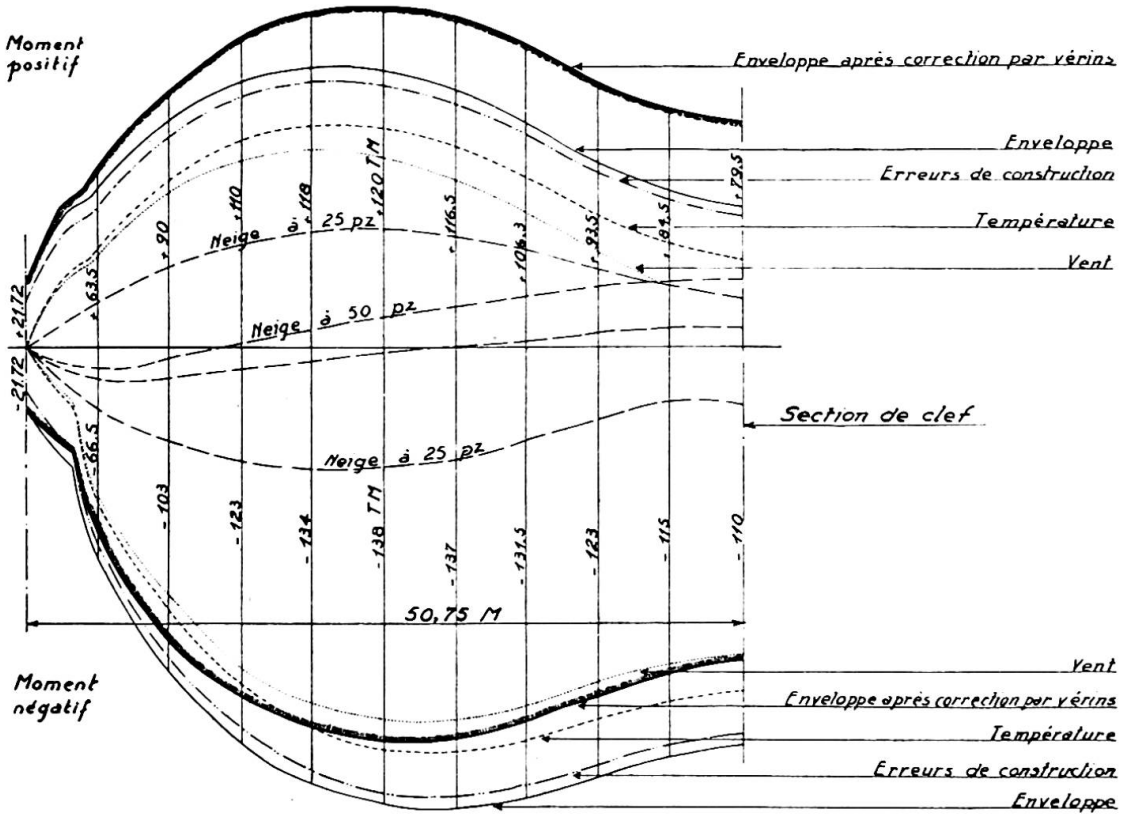


Fig. 5. Enveloppe des moments au moment de la mise en service.

Efforts secondaires

La flexion générale définie ci-dessus conduit à considérer, au centre de gravité G de chaque section, un moment M, un effort normal N et un effort tranchant T, provoqués par les divers efforts extérieurs ou déformations imposées. Seuls sont considérés, ci-après, ces éléments de réduction des forces extérieures, à l'exclusion complète du poids propre et des efforts normaux correspondants déterminés par le funiculaire avec lequel on a fait coïncider la fibre moyenne.

Dans une voûte cylindrique ayant pour directrice la section transversale de l'onde, mais à génératrices rectilignes, et lorsque c'est la flexion d'ensemble du berceau voûté qu'on considère, un anneau compris entre deux sections droites est soumis à des flexions transversales secondaires qu'il est loisible de déterminer en écrivant que les accroissements de cisaillement T relatifs à l'anneau sont en équilibre avec la projection des forces extérieures, appliquées à l'anneau, sur sa section transversale médiane. En situant chacun de ces efforts à sa place et en faisant leur composition, on obtient la résultante en chaque point, ce qui donne tous les éléments de la flexion transversale.

Dans le cas de l'onde à double courbure, à la flexion précédente, se superpose, dans un élément compris entre deux sections normales à la fibre moyenne, un régime complémentaire de flexions secondaires dues à la « poussée au vide » des efforts normaux résultant (fig. 6) : ceux-ci n'intervenaient pas dans le cas de la voûte cylindrique. Ainsi la flexion transversale

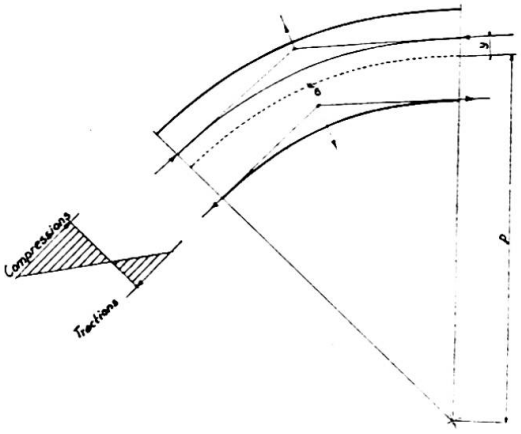


Fig. 6.

a lieu sous l'effet d'un ensemble complexe d'efforts secondaires dérivés de M, N et T.

Les moments totaux qui en résultent dans le voile peuvent être supportés par le hourdis de voûte. Cependant, il a paru plus constructif de conserver les tympans raidisseurs déjà décrits; de ce fait, le mode de résistance aux efforts secondaires est autre et ceux-ci, par un système de cisaillements, sont ramenés aux tympans dans lesquels les efforts s'équilibrent. Les mêmes tympans servent à la répartition uniforme, dans l'ensemble du voile de couverture, des efforts du vent sur le pignon des hangars.

Poutre de retombée

A une certaine distance des retombées de l'onde commence la déviation des efforts normaux, qui doivent se concentrer sur le nœud tirant — sablière — talon de l'onde.

Par analogie avec ce que l'on sait de la distribution des efforts dans un voile plan, chargé dans son plan, il a été admis que cette déviation commençait à partir du tympan T déjà défini.

Entre sablière et tympan T, le profil transversal est celui de la section courante de l'onde mais avec des ordonnées progressivement réduites. jusqu'à la sablière où la flèche s'annule. Les G des sections restent bien entendu placés sur la fibre moyenne. Ainsi se trouve accentuée la courbure de la ligne faitière et diminuée celle des talons; toutefois cette dernière ne change jamais de sens, se confondant avec la tangente à l'intrados dans la dernière section courante.

Les efforts secondaires qui naissent au cours de la déviation des efforts normaux sont pris en compte et un tympan raidisseur supplémentaire est ménagé au milieu de la poutre de retombée.

Onde d'essai

Une onde d'essai au cinquième a été exécutée et chargée jusqu'à rupture.

Pour cette onde réduite, de 20 mètres de longueur et 2 mètres de largeur, le rapport de similitude fut respecté dans toutes les dimensions,

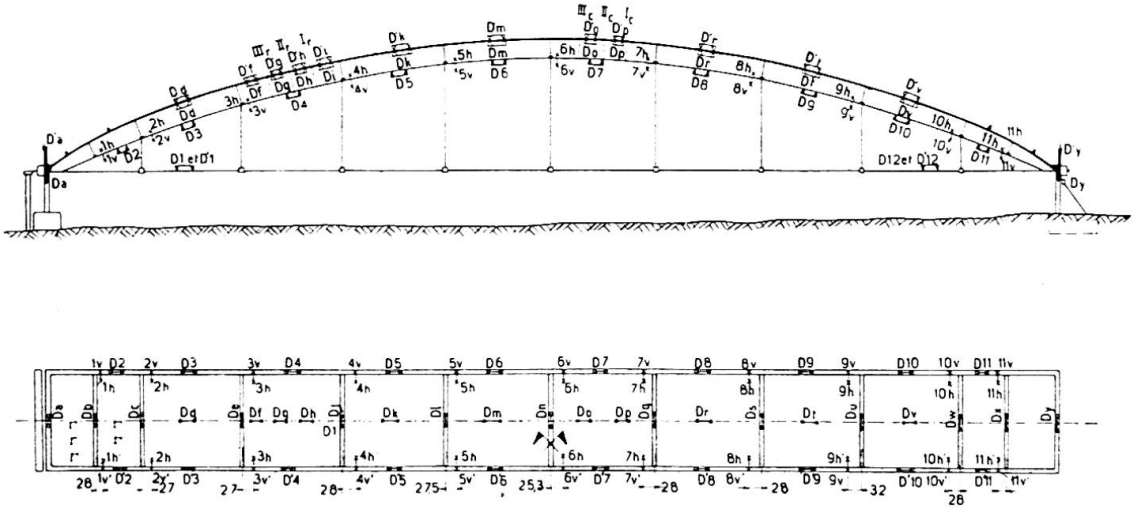


Fig. 7. Figuration schématique des appareils.

Base de déformètre.

Panneaux de mesure des déformations transversales.

Cordes vibrantes.

Pointes de mesure des déplacements par comparateur.

dans les sections d'armatures et même dans la grosseur des agrégats. Toutefois, les tirants situés sous chaque demi-talon étaient constitués chacun par un rond de 25 mm en acier mi-dur, équipé avec une lanterne différentielle à vis. L'exécution du voile de 12 mm fut confiée à un personnel choisi. Un hangar abritait l'onde pour que les mesures ne souffrent pas de l'action du soleil ou des intempéries.

Les appareils de mesure comprenaient (fig. 7) :

A. *Pour la mesure des déformations locales :*

a) Un déformètre Whittmore-Huggenberger, permettant de mesurer les variations linéaires de 45 bases de 254 mm, à 1/100 000° près;

b) Une série de 22 cordes vibrantes Coyne de 0,5 mm de diamètre et de 100 mm de longueur, réparties sur une moitié de l'une des poutres de retombée.

B. *Pour la mesure des déformations d'ensemble :*

a) Quatre appareils enregistreurs de flèche Richard, trois pour enregistrer les déformations verticales de la clé et des reins de l'un des talons, un pour enregistrer les déplacements de l'une des extrémités de l'onde parallèlement au tirant;

b) De nombreuses touches scellées dans la voûte, permettant, au moyen de comparateurs, de mesurer des déformations verticales ou horizontales. Des files de touches placées dans le plan transversal situé à mi-distance de deux tympans consécutifs permettaient un repérage de l'allure de la déformation transversale;

c) Des amplificateurs, établis par l'atelier de l'entreprise, donnaient aussi les déplacements de l'extrémité des tirants du côté de l'appui mobile. On pouvait également vérifier l'immobilité de l'appui fixe;

d) Un clinomètre Huggenberger, permettant de vérifier les variations de pente sur diverses bases analogues à celles du déformètre.

Une étude préalable permit d'établir les rapports entre les diverses grandeurs mécaniques dans l'onde véritable et dans le modèle réduit en fonction du rapport de similitude λ des dimensions linéaires, qui était de 5 pour le modèle réduit.

— Par exemple, pour P surcharge libre sur la voûte réelle par m²
p surcharge libre sur le modèle par m²
R fatigue dans la voûte réelle (R_p sous charges permanentes, R_s sous surcharges)
r fatigue dans le modèle (r_p et r_s)
Q poussée dans la voûte réelle (Q_p et Q_s)
q poussée du modèle (q_p et q_s)

et pour des densités de béton Δ et δ respectivement, on a :

$$\frac{Q_p}{q_p} = \lambda^3 \frac{\Delta}{\delta} \qquad \frac{R_p}{r_p} = \lambda \frac{\Delta}{\delta}$$

$$\frac{Q_s}{q_s} = \lambda^2 \frac{P}{p} \qquad \frac{R_s}{r_s} = \frac{P}{p}$$

Les essais comportèrent, après réglage des tirants :

Des essais sous charges isolées à la clé et aux reins, avec et sans variations de la température extérieure;

Des essais sous surcharges réparties, surcharges complètes ou surcharges dissymétriques transversalement et longitudinalement;

Des essais pour déterminer l'effet des variations de longueur des tirants, avec et sans surcharges.

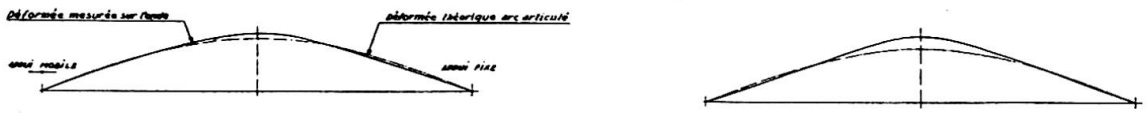
On revint au zéro à diverses reprises.

Pour finir, on essaya la voûte sous une surcharge équivalant à doubler la charge permanente et à porter la surcharge de neige à 200 kg/m². Mesures faites, et sous charge, on procéda à la démolition de la moitié des tympans. Au cours du déplacement des surcharges alors entrepris, la voûte se rompit au droit d'un des tympans supprimés. On reconnut que cette rupture était surtout imputable à un décalage en hauteur dans le hourdis de l'onde de part et d'autre de ce tympan, ce qui réduisait à moins de 8 mm l'épaisseur utile en ce point.

Jusqu'à cet accident, aucune fissure n'avait été décelée en aucun point.

Les mesures faites confirmèrent les ordres de grandeur trouvés par les méthodes de calcul exposées plus haut, tant pour les fatigues que pour les déformations.

Nous donnons à titre d'exemple le tracé des déformées calculées et mesurées pour une variation de 1 mm de la longueur du tirant, pour la voûte non chargée, et pour la voûte en charge sous poids propre et neige (fig. 8).



Voûte non chargée

Voûte en charge
sous poids propre et neige

Fig. 8. Déformées comparées pour une variation de longueur du tirant de $\Delta l = 1$ mm.

Aciers pour tirants. Qualité et taux de travail

Au cours des études, les forges françaises acceptèrent d'étudier un acier Martin à caractéristiques élevées. Grâce à des additions de chrome et de manganèse, les Forges purent garantir :

Une résistance à la rupture supérieure à 90 kg/mm²;
Une limite élastique Afnor supérieure à 60 kg/mm²;
Un allongement de rupture supérieur à 6 %.

Ces aciers, réservés aux tirants, peuvent être livrés en couronnes fil machine n° 29 ou 30, soit 9,4 ou 10 mm de diamètre. Elles sont recuites, après passage au laminoir, pour assurer la constance des caractéristiques sur toute leur longueur.

Sur chantier, les couronnes sont déroulées, puis étirées entre 2 et 3 % de la longueur initiale. Le diagramme des déformations montre que l'on confère ainsi aux aciers une limite élastique approchant de 80 kg/mm².

Le taux de travail de ces aciers a été limité aux $\frac{32}{60}$ de la limite élastique sous la charge permanente et la neige, et aux $\frac{36}{60}$ de cette limite sous les mêmes charges augmentées des effets de la température, du retrait et du vent. Par surcroît de sécurité, la limite élastique retenue pour le calcul de ces taux est celle qui s'entend avant étirage.

On a vu que, grâce aux mises en tensions par vérins sous l'effet du poids mort de la voûte, le surcroît de tension appliqué après enrobement, calculé dans les cas les plus défavorables, ne dépasse pas 6 kg/mm². La gaine de béton des tirants est donc placée dans d'excellentes conditions.

Couverture sur plan hexagonal

La surface à couvrir est un hexagone régulier de 82^{m}15 de côté, dimension nécessaire pour obtenir le passage fixé pour chacune des baies d'entrée, soit 80 mètres. Les seuls points d'appui sont situés aux sommets de l'hexagone précédent et, au centre de l'ouvrage, aux sommets d'un hexagone intérieur, centré sur le premier, et de 12 mètres de côté. Sur cet hexagone intérieur est bâtie une construction pour magasins et bureaux, surmontée d'un réservoir de 1 000 m³.

La hauteur libre sous couverture est, en tous points, de 19 mètres.

Principe de la solution

La nature même du problème orientait les recherches vers des intersections de surfaces cylindriques ou toriques, de façon à trouver, par les voiles eux-mêmes, des éléments pour franchir à la fois les portées de poteau à poteau au-dessus des baies et les portées suivant les rayons de l'hexagone.

La solution retenue est dérivée des systèmes précédents : elle consiste à couvrir chacun des six grands trapèzes principaux par une voûte voisine du conoïde, à portée et flèche variable, voûte à directrices situées dans des plans parallèles aux baies d'entrée.

Ces voûtes recoupent une surface axée sur le rayon de l'hexagone, et de nature voisine de l'onde du hangar de 100 mètres, mais d'une largeur variable, qui tombe à zéro au voisinage des points d'appui. Cette surface en forme de fuseau se recoupe avec chacun des conoïdes voisins suivant un arc situé dans un plan, en vertu même des tracés adoptés pour les deux voiles de couverture. Ces arcs plans sont funiculaires des efforts résultants que leur apportent en tous points les deux espèces de voiles.

La poussée résultante des deux arcs appartenant à un même fuseau s'exerce en tête du poteau extérieur, suivant le rayon de l'hexagone, mais on n'a pas disposé de tirant suivant ce rayon. Les poussées, dont la partie principale est la même suivant les six rayons, sont équilibrées par une ceinture située au-dessus des baies d'entrée, suivant le périmètre du hangar.

Les efforts correspondant à la poussée provoquée par une surcharge dissymétrique restent dans la limite de ce que chaque fuseau peut supporter par flexion : une onde de ce genre présente en effet un très important moment d'inertie.

Les dispositions d'ensemble sont représentées sur les figures 9 et 10

Particularités de la réalisation

Les conoïdes sont constitués par un voile de $0^{m}06$, à tracé de chaînette, nervuré tous les $6^{m}10$. Au-dessus des portes, la nervure de tête a $82^{m}15$ de portée et $12^{m}10$ de flèche. L'arc arrière, à la limite de la tour centrale, a $11^{m}60$ de portée et $3^{m}60$ de flèche.

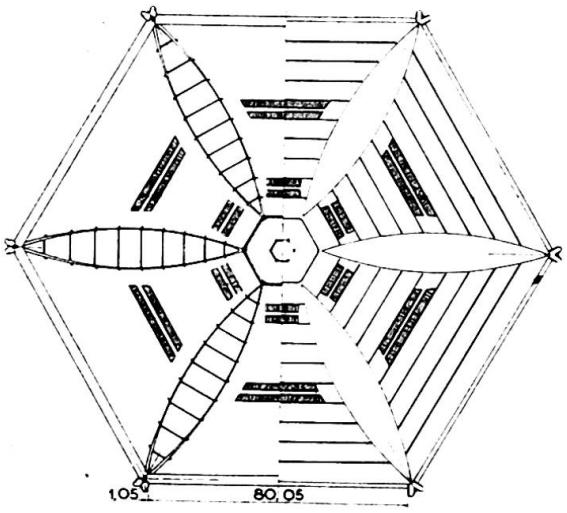


Fig. 9. Demi-vues par-dessous (à gauche) et par-dessus (à droite) de la couverture.

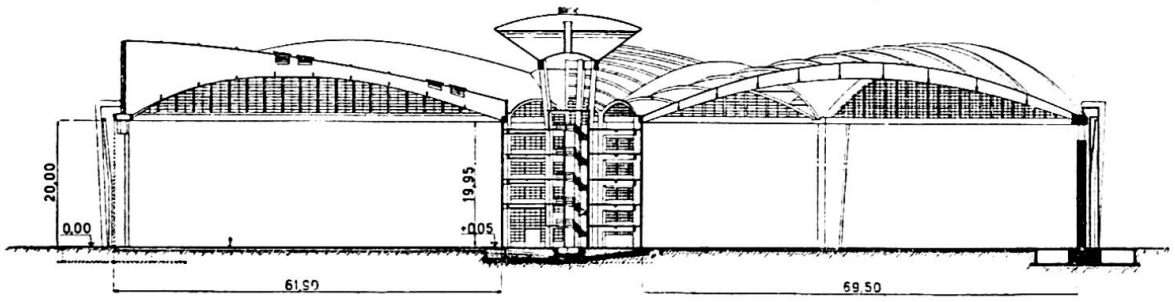


Fig. 10. Demi-coupes dans l'axe des cellules (à gauche) et entre deux cellules (à droite).

En raison de la condition qu'on s'est imposée d'une intersection plane avec le fuseau, il se trouve que la surface du conoïde présente aussi une légère courbure de l'avant vers l'arrière, circonstance favorable à la raideur générale.

Le fuseau a $70^{m}55$ de portée, avec une flèche moyenne de $7^{m}80$. Il est raidi par des tympans raidisseurs correspondant aux nervures des conoïdes. Ces éléments jouent le même rôle que ceux de l'onde du hangar de 100 mètres. C'est par l'intermédiaire de ces tympans que s'équilibrent certaines des composantes de la poussée des conoïdes situés de part et d'autre d'un même fuseau.

La ceinture générale au-dessus des portes reçoit des dimensions horizontales suffisantes pour former poutre de contreventement au vent. Les aciers ronds de la ceinture extérieure, répartis en deux nappes contenues dans chacune des membrures de la poutre de contreventement, sont mis en tension simultanément dans les six travées, au moyen de vérins écartant les deux nappes. L'effort général de traction atteint 1 560 tonnes. Les aciers employés sont d'une nuance analogue à celle des aciers du hangar de 100 mètres.

Les grandes portes de 80 m $\times$ 19 m sont du type Wanner basculant et n'apportent pas d'efforts à la poutre de contreventement. Les efforts qu'elles subissent par l'effet du vent sont reportés sur les six poteaux extérieurs, et ceux-ci résistent par encastrement au sol.

La couverture s'appuie sur ces poteaux par l'intermédiaire de balanciers sphériques; les résultantes des efforts du vent qui prennent naissance sur la couverture ne sont donc pas transmises aux poteaux; elles sont ramenées aisément à la tour grâce à la raideur des fuseaux eux-mêmes. C'est la tour centrale qui équilibre l'ensemble des efforts horizontaux transmis par la couverture.

La solution a été entièrement étudiée avec le souci d'une exécution exempte de difficultés exceptionnelles; en particulier l'exécution de l'ensemble de la couverture a lieu au sol, la ceinture extérieure à 1 mètre au-dessus de la plate-forme. Cet ensemble est ensuite relevé au moyen de vérins hydrauliques, suivant un processus lié à l'exécution des poteaux. Le nombre limité des points d'appui et leur grand espacement sont autant de conditions favorables pour une opération de ce genre.

Résumé

On se propose de couvrir en béton armé : soit un hangar composé de cellules rectangulaires de 100 mètres de portée; soit un hangar sur plan hexagonal, l'hexagone régulier ayant 82 mètres de côté environ.

Dans le premier cas, l'élément porteur est une « onde », voile ondulé dont la section transversale est un élément de cercle et présente une inertie suffisante pour que le voile, sur 100 mètres de portée, puisse être calculé comme un arc. Des tympans pleins assurent l'indéformabilité de la section transversale. Celle-ci, constante sur la majeure partie de la portée de 100 mètres, diminue de hauteur vers les retombées, qui sont disposées de façon à ramener tous les efforts au nœud d'ancrage du tirant. Les tirants sont composés de ronds d'acier spécial d'une limite d'élasticité élevée, qui ne sont enrobés qu'après la mise en tension; leur allongement est repris, avant clavage, par des vérins. Le système se prête encore au franchissement de portées notablement supérieures à 100 mètres.

Dans le second cas, chacun des six triangles équilatéraux formant l'hexagone est couvert par une voûte en béton armé de portée variable. Chacune d'elles recoupe une « onde » de portée transversale variable axée sur chacun des six rayons. On a fait en sorte que les intersections des voûtes et des ondes soient des arcs plans qui ont comme portée la longueur du rayon. Les poussées de ces arcs sont équilibrées par une ceinture générale placée suivant les côtés de l'hexagone; à leurs intersections apparaissent les charges verticales; il n'y a donc que six points d'appui extérieurs.

Zusammenfassung

Aus armiertem Beton werden überdeckt : Eine Halle von 100 m Spannweite aus rechteckigen Zellen und eine sechseckige Halle von je 82 m Seitenlänge.

Im ersten Falle ist das tragende Element eine gewellte Fläche von kreisförmigem Querschnitt mit genügender Steifigkeit für eine Spannweite von 100 m. Es kann wie ein Bogen berechnet werden. Versteifende Binderscheiben sichern die Unverformbarkeit des Querschnittes. Dieser ist konstant über den grössten Teil der 100 m grossen Spannweite, vermindert seine Stärke gegen die Kämpfer, welche so angeordnet sind, dass sie alle Kräfte durch einen Zuganker aufnehmen können. Die Zugbänder bestehen aus Spezialrundeisen von hoher Elastizitätsgrenze, welche erst nach der Vorspannung einbetoniert werden. Ihre Verlängerung wird durch Spannschlösser nachgeregelt. Dieses System eignet sich auch noch für Spannweiten, die weit über 100 m reichen.

Im zweiten Falle ist jedes der gleichseitigen Dreiecke des Sechseckes durch eine gewölbte Fläche aus Eisenbeton von veränderlicher Spannweite überdeckt. Jede derselben schneidet ein quergerichtetes Gewölbe mit veränderlicher Spannweite, deren Axe mit jedem der 6 Strahlen zusammenfällt. Die Konstruktion wurde so ausgeführt, dass die Durchdringung von Gewölbe und gewölbter Fläche ebene Schnittkurven bildet, deren Spannweite gleich der Länge des Radius ist. Der Schub dieser Rippen wird durch einen Hauptgurt an den Sechseckseiten aufgenommen; in den

Schnittpunkten treten vertikale Kräfte auf, was nur 6 äussere Stützpunkte bedingt.

Summary

A reinforced concrete covering is to be provided for : a shed composed of rectangular cells and having a span of 100 m and a shed with equal-sided hexagons of 82 m.

In the former instance the bearing element is a « wave », a corrugated wave whose cross section is part of a circle and has sufficient inertia for the covering, with a span of 100 m, to be calculated as an arc. Solid trusses ensure the cross section from being deformed. The latter, constant for the greater part of the 100 m span, lessens in height towards the transoms which are so arranged as to unite all stresses at the anchorage-point of the tie-bars. The tie-rods are composed of round steel bars of special steel having a high yield point and which are only encased after putting them under tension; their elongation is regulated by hydraulic jacks. This system can be used for spans of considerably over 100 m.

In the latter instance each of the six equilateral triangles forming the hexagon is covered by an arch of reinforced concrete of varying span. Each of them divides a transversal « wave » with a varying span, the axes of which are aligned on the 6 radii. It was so arranged that the intersections of the arches and the « waves » should be plane arches having as a span the length of the radius. The thrusts of these arches are counterbalanced by a main flange placed in line with the sides of the hexagon. At their intersections we find vertical loads. There are therefore only 6 outer supports.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IVc2

Constructions de toits plissés en béton armé

Schalenkonstruktion in Beton mit gewellter Oberfläche

Corrugated concrete shell structures

KURT BILLIG
Chartered Civil Engineer, London

General data

Much has been done towards the simplification and standardization of centering and scaffolding of concrete shell structures, but judged by their relatively rare application, the economic results of the improvements have not proved quite satisfactory. The production of such shell structures has been, and probably will remain, the responsibility of specialised designers and contractors. During the war, the available labour was mostly unskilled; the use of timber and steel had to be reduced to a minimum. Simpler types and methods of construction had therefore to be employed and the concrete shell roofs with flexible moulds are one of the results of the simplification.

These roofs are constructed in the following way : Tubular scaffolding or pre-fabricated steel ribs, are erected at given spacings to follow the exact curvature of the future shell. A covering of jute fabric is then stretched over the steel skeleton and fixed to it so as to form a tight skin of the exact shape of the designed shell. The fabric is wetted and a thin layer of mortar, say $\frac{1}{2}$ in, is applied. This is followed by further layers and the roof is brought up to the required thickness. The scaffolding is then removed and re-erected for the next building.

In some types of roofs the sagging of the fabric between the steel ribs is prevented by stretching it tightly and by shrinking the fibres before the application of the grout. In other types of roofs the fabric is deliberately allowed to sag between the steel ribs to a given amount. After the application and hardening of the concrete the shell roof has therefore a definite corrugated shape.

Such buildings have been erected in various shapes : part-cylinders, truncated cones and corrugated barrels. The type which has found the

widest application is the corrugated shell arch. Photograph 1 shews the first of a number of such structures which recently have been erected for agricultural purposes in Eire. The shells are of 60 ft span, 30 ft rise, 2 in thickness and of lengths up to 200 ft. They are of catenary cross section and are corrugated in the length of the building. Each of their cross sections is a true arch, the buildings being carried on strip foundations at 60 ft centres.

To construct such a building (see photograph 2) two plain strip foundations are placed, one under each springing. A light pre-fabricated tubular steel falsework is erected : the ribs of the falsework are shaped exactly to catenary curves and they have timber backing; they are assembled on the ground, raised into position, and braced by a few straight tubular runners and diagonals. Their spacing is equal to the width of the corrugations and amounts to 8 ft for the 60 ft span of the building.

Over the falsework is stretched a sheet of fabric which is fastened to the timber backing on the ribs. It is made up of material 8 ft wide and sewn into one sheet to cover the part of the building for which the falsework is erected. Having been stretched and secured the fabric is wetted and liberally coated with liquid grout just ahead of the rendering. Portland cement rendering is then applied in two or three coats to make up to the desired thickness of 2 in, whith a layer of transverse and longitudinal reinforcements between the coats. The fabric sags under the weight of the rendering and forms the corrugations of the roof, which are 2 ft deep at the crown decreasing to 9 in depth at the springings.

Two days after the last coat has been applied the first few steel ribs are dismantled and re-erected to construct the next bays and to lengthen the building. The fabric which formed the flexible mould for the concrete remains in place and forms the internal finish of the building.

These buildings have been developed from similar structures erected during the War in U. K. and abroad to serve as barracks, stores, canteens and for similar purposes. They were of 20, 30 and 40 ft span and contained no reinforcement whatsoever.

Joints and ridge piece

Expansion joints are formed across the arch at the crests of the corrugations at intervals not exceeding 36 ft. They are filled with bituminous mastic.

In some buildings a tie bar is inserted in the ridge of the roof and embedded in a continuous concrete section to prevent the gradual creeping of the arch rings separated by the joints. This bar or tube is coated in bitumen to prevent its adhesion to the concrete. It is fitted with washers and nuts at each end and is tightened up when the concrete of the roof has set and hardened.

Opes and endwalls

Dormer windows, sky lights and side doors are easily provided for ordinary requirements. The width of any ope should, however, not exceed

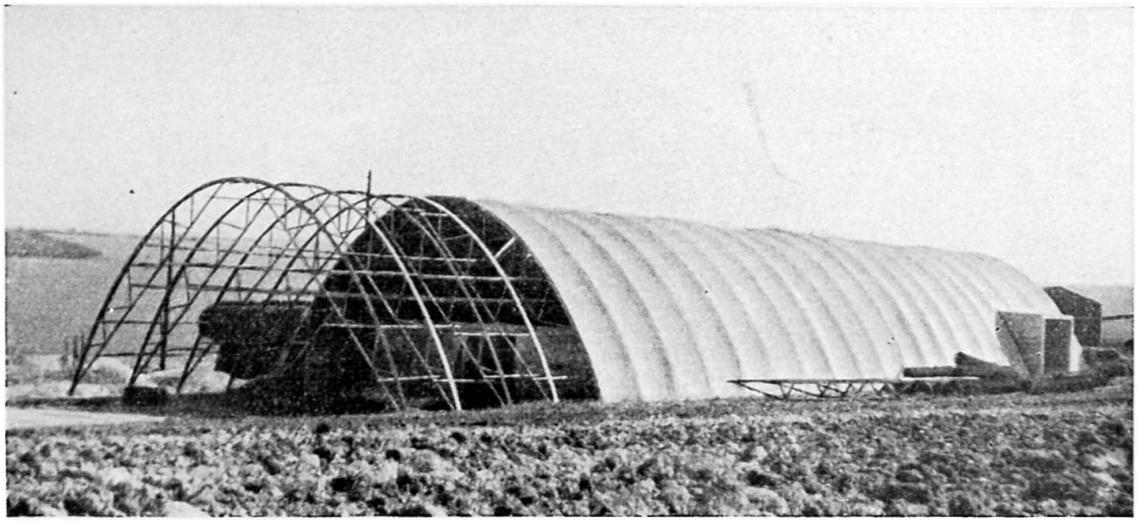


Fig. 1.

two bays of the corrugations and one whole arched ring (bay) should be left intact between any two opes.

The ends of these buildings may be constructed in brick or blocks in the conventional manner, but care must be taken that the brickwork does not bear against the shell. At least one inch of lime mortar, not gauged in cement, should be used to make the joint. In some cases, the ends have also been built in corrugated shell construction, in domed form, similar to the main barrel of the arch and utilising the same falsework. These domed ends have been found to be at least as economical as brick ends, while providing additional floor space and stability

Scaffolding and Staging

The scaffolding used at present is of tubular steel with standard couplers and fittings, as widely employed in Great Britain and U. S. To reproduce the exact shape of the shell, the skeleton consists of a few curved ribs which are pre-fabricated in the shop, and of straight tubes and couplers which are available locally. The timber backing of the ribs is recoverable, together with the steel ribs.

To form the staging simple tubular cripples are placed over the hessian against the supporting ribs and scaffold boards are laid between them. The cross pieces and the length of the cripples are arranged to permit staging at approximately 4 ft intervals in height.

Flexible moulds

Jute textile used for this purpose is generally made of Indian jute of great strength and can resist considerable tensile stresses induced in the early stages before the concrete has set.

The fabric used may be jute, coir, sisal or burlap. A good standard

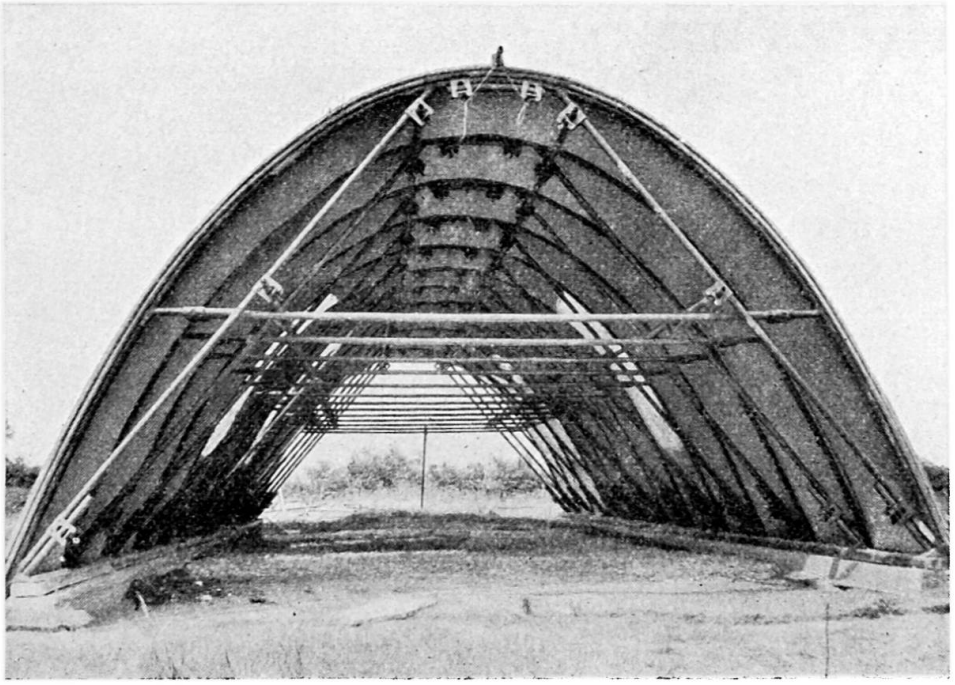


Fig. 2.

fabric is « 10 oz chested hessian ». The hessian is of fairly open mesh so that the slurry will penetrate through the material and form a good key for plastering if such internal finish is required. When entirely encased in concrete the hessian, with its high tensile strength, forms a continuous reinforcement or a toughener of the thin concrete shell. Often, however, a more closely woven fabric is employed which forms a warm and absorbent internal finish.

Concrete shell

The rendering is gauged 1 : 3 and each coat should be well floated to give good density. The sand should be of good concreting quality, on the coarse side, and the cement ordinary Portland. As the work is exposed to the atmosphere on both sides, and is very thin, ample precautions must be taken against rapid drying : it must be kept thoroughly wet for several days.

The roof surface may be finished as preferred by rendering, rough casting, splatter dashing or pebble dashing. It is not advisable to leave the surface of the roof smooth. If it can be done, the rough cast should be applied several weeks after the concreting of the roof when the greatest part of shrinkage has already taken place. Some of the buildings have been finished by an external bituminous coating serving also as camouflage.

When the falsework is removed for subsequent use, the hessian fabric forms the finish on the internal surface. When singeing it with a painter's lamp this provides a suitable surface for decorations. Ceilings may be hung from the roof by providing hooks anchored in the concrete shell.

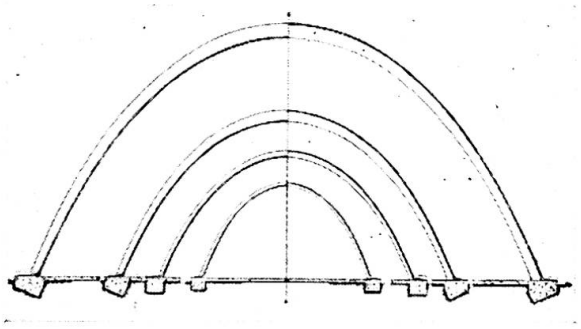


Fig. 3.

Span	Width of floor	Height inside corrugation	Width 6 ft above floor level	Cubical content per lin. ft	Thickness of concrete shell	Height of scaffolding	Ratio of span to height	Width of corrugation	Depth of corrugation at crown	Depth of corr, at springing	Overall ehight
ft	ft-in	ft-in	ft-in	cu-ft	in	ft-in	—	ft-in	—	in	ft-in
20	19-6	10-11	13-7	142	$1\frac{1}{4}$	11-3	1.78	3-0	4	3	11-5
30	29-4	14-6	23-3	282	$1\frac{1}{2}$	15-0	2.00	4-6	6	4	15-2
40	39-0	19-0	33-0	500	2	20-0	2.00	6-0	12	8	20-2
60	58-0	28-6	51-9	1090	2	30-0	2.00	8-0	18	9	30-2
80	77-0	30-0	70-0	1530	$2\frac{1}{2}$	32-0	2.50	9-0	24	12	32-3

TABLE I. — *Dimensions of corrugated concrete shells*

For the dimensions of corrugated concrete shells see drawing and table I.

Properties

The hessian used as the supporting means for the concrete remains in place firmly adhering to the rendering. This hessian finish is warm and absorbent, and it is only in the most unfavourable circumstances, involving a high dew point and bad ventilation, that condensation has been found to take place in buildings erected in U. K.

All these buildings are single-skin structures. Wherever heat insulation is of paramount importance a lining of some kind should be fixed inside. If the upper portion of the building is not required for storage or for ventilation purposes, a suspended ceiling will raise the insulation of the roof to a degree required for dwellings or similar buildings in this country. In corrugated shell structures double skins may be provided by placing bitumastic blocks at frequent intervals on the crests of the corrugations of the hardened shell, stretching another sheet of hessian over the blocks and applying rendering to this sheet in the described manner. The cavity between both skins considerably improves the insulating qualities whether they refer to heat or sound.

The buildings are highly fire resisting, and proof against rats and other vermin which is of great importance when they are used for agricultural purposes.

The watertightness of the material is attributed to the fact that it is built up in thin layers, and as each layer is trowelled great density and absence of flaws results.

The relative toughness of the thin concrete shell is partly due to the presence of the fibre reinforcement and probably also due to the building up of the material in layers each of which is allowed to set and shrink before the next is applied.

Design and tests

The corrugated barrel shells are designed as ordinary arch roofs to suit the line of thrust for dead weight and superimposed loads. Dead weight and evenly distributed loads produce pure compression in the shell. The horizontal vault thrust is taken by the strip foundations. The stiffness of the structure, however, is not obtained by the thickness of the arch but by the depth of the corrugated shell. The depth of the corrugation is produced by the sagging of the fabric under the weight of the concrete.

The preliminary design is usually made by the analytical calculation of a few sections. The final design is made by graphical methods, whereby the line of thrust for asymmetrical loads is kept within the core of the corrugation. The compressive stress in the concrete due to dead weight does not exceed 100 lb per sq. in. For wind loads occurring in this country, no steel reinforcement is required up to spans of 40 ft with a span-rise ratio of 2.00. For greater spans a few light reinforcing bars are required in the crests and the valleys of the arched shell. Wire netting or other suitable mesh should always be provided in the shell to deal with shrinkage stresses.

The stability of these buildings has been investigated by loading tests by the Building Research Station, London. The deflections of buildings of 20 ft span under the proof load of the highest wind to be expected were negligible. Under $1\frac{1}{2}$ times the proof load there were no visible effects. Under double the proof load the maximum deflection was less than 1/10 in. The stability of the tested buildings was therefore considered to be entirely satisfactory.

Labour

The building processes necessary for the construction of these shell roofs consist of three simple operations :

1. The erection and removal of the re-usable falsework;
2. The stretching thereon of a light sheet of fabric and tacking it in position;
3. The application of successive coats of rendering on inclined surfaces.

Such roofs have been erected entirely with unskilled labour under the supervision of one skilled foreman.

Applications

Most of the shell structures described in this Paper have been erected as temporary structures under emergency conditions. They have been used for a variety of purposes : military barracks, canteens, stores, garages, etc. Several types have been subjected to test loads : both stability and weatherproofness have proved to be satisfactory. One of the principal assets of these buildings is that the materials required, concrete and hessian, do not encroach upon the needs of other building schemes.

At present these shell structures are being erected mostly for agricultural purposes, general purpose buildings, cow-sheds, garages and stores. A multi-span adaptation of the corrugated barrel shell is obtained by means of internal columns and lintols which carry the springings of two neighbouring barrels. Such buildings cover large floor areas with a minimum of obstruction.

Acknowledgement

The corrugated concrete shell structures described in this Paper have been designed and erected by J. H. de W. Waller, M. Inst. C. E. and the Author.

Résumé

Une disposition adéquate des échafaudages et des coffrages permet d'augmenter l'économie des constructions de toitures plissées en béton armé. Ce sont les conditions économiques résultant de la guerre qui ont amené une conception simplifiée quant aux coffrages. Ce mémoire traite de ceux-ci et notamment des coffrages pour toitures ondulées raidies par des nervures métalliques.

Zusammenfassung

Durch eine geschickte Projektierung der Gerüste und Schalung kann die Wirtschaftlichkeit von Schalenkonstruktionen in Beton erhöht werden. Die Kriegsverhältnisse bedingten eine Entwicklung, welche zu vereinfachten Schalenformen führte. Diese werden im vorliegenden Beitrag behandelt unter besonderer Berücksichtigung von Schalentypen mit gewellter Oberfläche, die durch Stahlrippen ausgesteift und mit einer biegsamen Haut überdeckt werden.

Summary

Concrete shell structures suffer from the disabilities that the cost of moulds and scaffolding is high and that they require considerable skill in erection. The impact of war has led to the development of simplified forms of shell roofs which form the subject of the Paper and has produced, among others, corrugated shell types constructed on steel ribs with flexible covering.

Leere Seite
Blank page
Page vide