

Ib. Application of the methods of calculation to steel structures

Objektyp: **Group**

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

Band (Jahr): **5 (1956)**

PDF erstellt am: **13.09.2024**

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.

II b 1

Spannungsverteilung in orthotropen Scheiben

Distribuição das tensões em paredes delgadas reforçadas ortogonalmente

Distribution des contraintes dans les parois minces orthotropes

Stress distribution in orthogonally stiffened thin slabs

PROF. DR. H. BEER

DR. F. RESINGER

Graz

Die Verfasser behandeln das Problem der Krafteinleitung in rechtwinklig ausgesteifte, dünne Scheiben, wie sie z. B. im Stahlbau als hohe Stege oder sehr breite Gurtplatten von Flächentragwerken vorkommen. Die Forderung, ein Berechnungsverfahren zu entwickeln, welches es gestattet, auch eine Veränderung der Blechstärke und des Querschnittes der orthogonalen Aussteifungsrippen zu berücksichtigen, hat die Verfasser veranlasst, von einer elastizitätstheoretischen Betrachtung des Problems abzusehen und ein baustatisches Verfahren als Lösung zu wählen. Sie bauen hierbei auf einer Arbeit aus der Flugzeugstatik ⁽¹⁾ auf, welche die orthogonal ausgesteifte Scheibe der Tragflügel von Flugzeugen behandelt. Während jedoch dort die Unbekantengruppen als Kraftgrößen mit Hilfe von Elastizitätsgleichungen ermittelt wurden -wobei selbst bei Entkoppelung in einer Richtung noch eine, im allgemeinen grosse Zahl von Gleichungen aufzulösen ist- wenden die Verfasser ein Ausgleichsverfahren ⁽²⁾ mit ausgezeichneter Konvergenz zur Berechnung der unbekanntenen Kraftgrößen an. Letztere haben denselben Aufbau wie die Wölbkraftgruppen in Kastenträgern. Ferner erweitern die Verfasser den auf dem Schubfeldschema aufgebauten Berechnungsgang von Ebner und Köller auf die exaktere Erfassung der Blechmitwirkung zur Aufnahme von Normalkräften in Richtung beider Steifenscharen und berücksichtigen den Poissoneffekt.

⁽¹⁾ H. Ebner u. H. Köller, Luftfahrtforschung 1938, S. 527.

⁽²⁾ F. Resinger, Dissertation T. H. Graz, 1956.

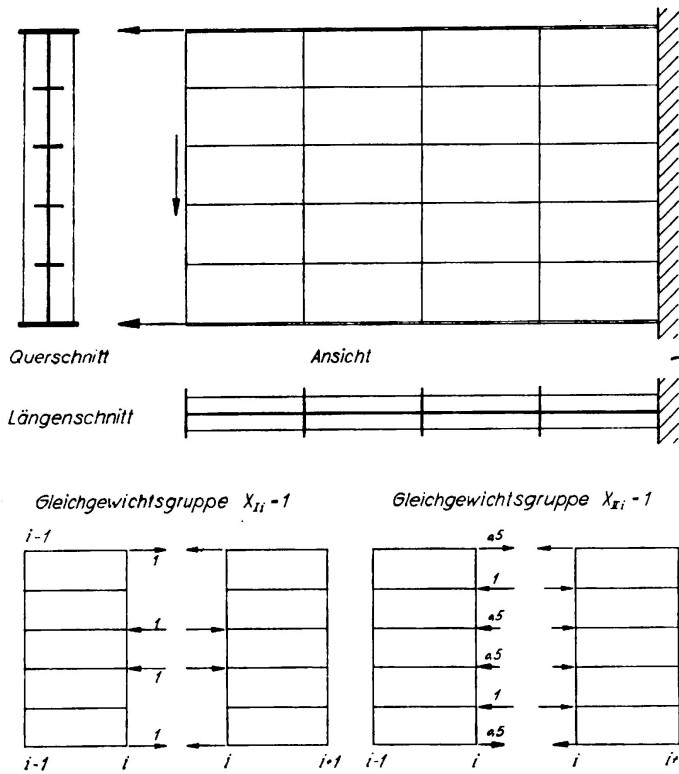


FIG. 1

In Fig. 1 ist ein einfaches Krafteinleitungsproblem dargestellt und die Wahl des statisch bestimmten Grundsystems so getroffen, dass an jeder Querrippe eine Längsbewegung der Längsrippen mit Normalkraft aufnehmendem Blech möglich ist. Die Schubkraftaufnahme des Bleches soll dadurch nicht beeinträchtigt werden. Die unbekannten Kraftgruppen wählen wir so, dass sie ein örtliches Gleichgewichtssystem bilden und am gegebenen Tragwerk die Eigenschaft des raschen Abklingens besitzen. Ferner wird noch darauf zu achten sein, dass die gegenseitige Beeinflussung (Koppelung) der an einer Querrippe angebrach-

ten Unbekantengruppen möglichst gering ist. Wir erhalten somit ein System von «Wölbkraftgruppen» (Fig. 1) als Unbekannte.

Für die Belastung der Scheibe machen wir eine plausible Annahme der Krafteinleitung, die zwar an jeder Querrippe im Gleichgewicht ist, aber noch nicht die Formänderungsbedingungen erfüllt. Letzteres geschieht durch die statisch unbestimmte Rechnung, die -wenn die Annahme gut war- nur den Charakter einer Korrektur hat (Fig. 2).

Wir berechnen zunächst die Kräfte in den einzelnen Scheibenfeldern am Grundsystem aus den Gleichgewichtsbedingungen, wobei wir für das Einzelfeld linear abklingende Längskraft und damit konstante Schubverteilung annehmen (Fig. 3).

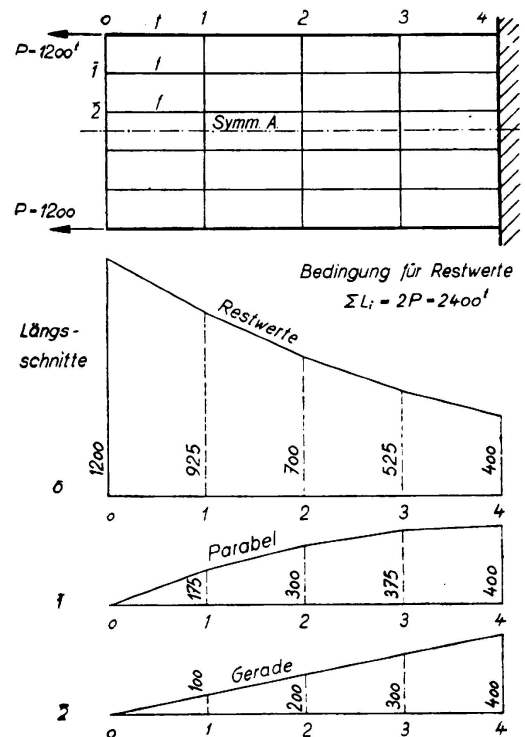


FIG. 2

Wir erhalten die Querkräfte:

$$Q_{il} = L_{il} - L_{i-1,l} \qquad Q_{in} = 0 \text{ (Symmetrie)}$$

$$Q_{im} = L_{il} + L_{im} - L_{i-1,l} + L_{i-1,m} = -L_{in} + L_{i-1,n}$$

und die Querrippenkräfte:

$$V_{il} = 0 \text{ (Rand)}, \quad V_{im} = (L_{i-1,l} - L_{il}) \frac{b}{a_i} - (L_{il} - L_{i+1,l}) \frac{b}{a_{i+1}},$$

$$V_{in} = (L_{i-1,l} - L_{il}) \frac{2b}{a_i} - (L_{il} - L_{i+1,l}) \frac{2b}{a_{i+1}} +$$

$$+ (L_{i+1,m} - L_{im}) \frac{b}{a_i} - (L_{im} - L_{i+1,m}) \frac{b}{a_{i+1}}.$$

Die Relativverwölbung für den Zustand $X_{ii} = 1$. $\delta_{ii,0}$ setzen wir zusammen aus dem Anteil der Längenänderung der Gurte $\delta_{ii,L}$, der Schubverformung der Blechfelder $\delta_{ii,Q}$, der Längenänderung der Querrippen $\delta_{ii,V}$, und des Poissoneffektes $\delta_{ii,P}$.

Es wird:

$$E \delta_{ii,L} = \sum_{i-1}^{i+1} \int L^{(0)} L^{(1)} \frac{1}{f} dx, \qquad E \delta_{ii,Q} = \frac{E}{G} \sum_{i-1}^{i+1} Q^{(0)} Q^{(1)} \frac{b}{a d},$$

$$E \delta_{ii,V} = \sum_{i-1}^{i+1} \int V^{(0)} V^{(1)} \frac{1}{f_V} dy,$$

$$E \delta_{ii,P} = -\mu \sum_{i-1}^{i+1} \left\{ \iint \sigma_y^{(0)} \sigma_x^{(1)} dx dy + \iint \sigma_x^{(0)} \sigma_y^{(1)} dx dy \right\}.$$

Zur Vorbereitung des Ausgleiches berechnen wir mit Hilfe der Relativverwölbungen die Volleinspannwerte $\bar{X}_i = -\Delta \delta_{i0} : \bar{\delta}_{ii}$ der unbekanntenen Wölbkraftgruppen und stellen sie im Schema der Fig. 4 zusammen. Hierbei lassen wir vorläufig den Anteil der Querrippen δ

und des Poissoneffektes δ_{ν} unberücksichtigt. Eine wesentliche Vereinfachung bietet hier die Möglichkeit, die Verwölbungen so aufzuteilen, dass in jedem Feld symmetrische, bzw. antimetrische Stützbedingungen

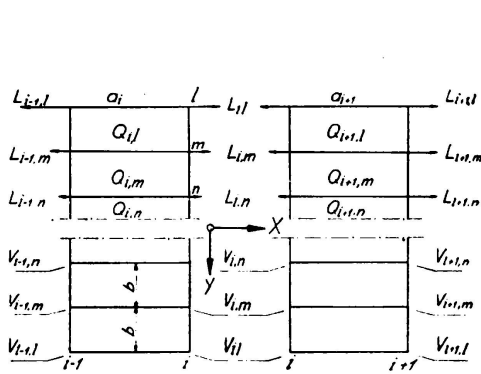


FIG. 3

Aufteilung der Verwölbungen

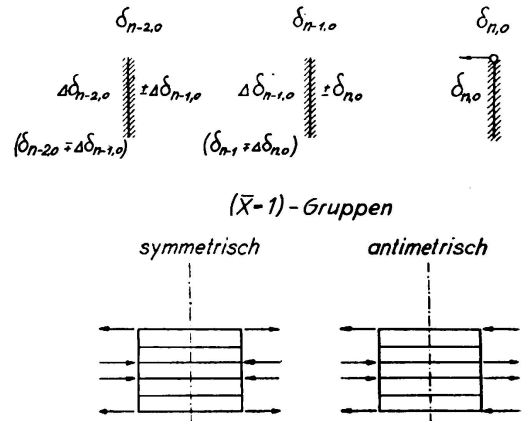


FIG. 4

und somit Einspannwerte entstehen. In Analogie zum Momentenausgleich nach Cross erhalten wir nun die Wölbsteifigkeitszahl μ_i und den Fortleitungsfaktor γ_i zu:

$$\mu_i = \frac{a_c}{z E f_c} \cdot \frac{1}{\partial_{ii}}, \gamma_i = \frac{\partial_{i-1,i}}{\partial_{ii}};$$

a_c, f_c sind Festwerte.

Für das vorliegende Beispiel (Fig. 5) ist für den Zustand X_I $z = 2$ und für X_{II} $z = \frac{8}{3}$. Es ergibt sich

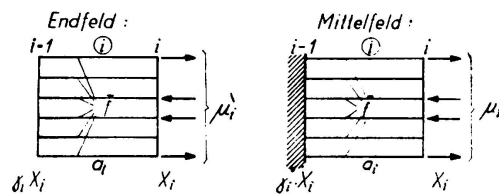


FIG. 5

sodann im Endfeld: $\mu_i' = \frac{a_c}{a_i} \frac{\bar{f}_i}{f_c} \frac{3}{2(2 + \rho_i)}, \gamma_i = 0$ und

im Mittelfeld: $\mu_i = \frac{a_c}{a_i} \frac{\bar{f}_i}{f_c} \frac{2 + \rho_i}{2(1 + 2\rho_i)}, \gamma_i = \frac{1 - \rho_i}{2 + \rho_i}$.

ρ_i bedeutet in den Formeln den (verzerrten) Schubanteil. Entsprechend Fig. 5 ist mit $\lambda = \frac{E}{G}$:

$$\rho_{II} = \frac{6\lambda \bar{f}_i b}{a_i^2 d_i}, \quad \rho_{III} = \frac{2\lambda \bar{f}_i b}{a_i^2 d_i} - \frac{\rho_{II}}{3}.$$

Um für den beabsichtigten Iterationsschritt mit einem einzigen Ausgleich auszukommen, berechnen wir die gebundenen Fortleitungsfaktoren $\bar{\gamma}_i$ und Steifigkeitszahlen $\bar{\mu}_i$ am kontinuierlichen System nach den Rekursionsformeln:

$$\bar{\gamma}_i = \frac{\gamma_i}{1 + \frac{\mu_i \gamma_i}{\mu_{i+1}}}, \quad \bar{\mu}_i = \frac{\mu_i}{1 - \gamma_i \gamma_i} \quad \text{und}$$

leiten nach dem Schema der Fig. 6 fort.

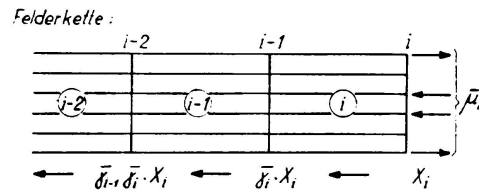


FIG. 6

Der erste Ausgleich erfüllt jedoch noch nicht die Formänderungsbedingungen, da die Eigenkraftgruppen X_{II} und X_{III} gekoppelt sind und die Nachgiebigkeit der Querrippen und der Poissoneffekt im Ausgleich selbst nicht berücksichtigt wurden. Daher müssen wir einen zweiten Rechnungsgang anfügen und zu diesem Zwecke die Relativverwölbungen für die mit Hilfe des ersten Ausgleiches erhaltenen Gesamtschnittkräfte am Grundsystem berechnen. Der Ausgleich wird sodann nochmals durchgeführt. Das Verfahren ist stark konvergent, so dass dieser zweite Rechnungsgang schon eine ausreichende Genauigkeit ergibt und ein eventuell durchgeführter dritter Rechnungsgang nur mehr der Kontrolle dient. Beim letzten Rechnungsgang wird zweckmässig -auf Grund der vorher erhaltenen Normalkraftverteilung- eine Korrektur der mitwirkenden Blechstreifen vorgenommen.

In Fig. 7 sind die Normalspannungen σ_x , welche infolge der Einleitung zweier symmetrischer Randkräfte in die orthotrope Scheibe entstehen, für eine Scheibenhälfte dargestellt. Man kann an diesem Spannungskörper auch die Einflüsse der elastisch nachgiebigen Querrippen und des Poissoneffektes erkennen.

Die Berechnung wurde hier an Hand des Beispiels mit sechs Längsrippen durchgeführt. Sind mehr solche Rippen vorhanden, so kann man mit für die Praxis ausreichender Genauigkeit ihren Querschnitt auf 6 ideale Rippen aufteilen. Die Verfasser sehen als Vorteil des von ihnen entwickelten Verfahrens seine weitgehende Anpassungsfähigkeit

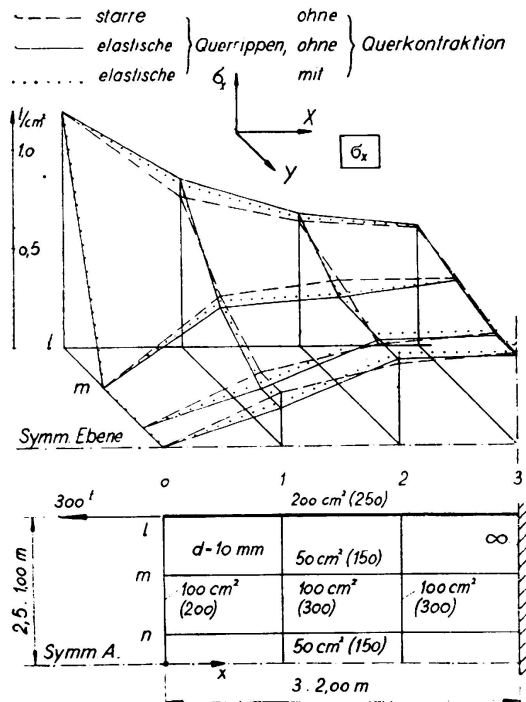


FIG. 7

an die Bedürfnisse der Praxis und seinen relativ geringen Rechenaufwand an. Vom Ingenieur werden bei der Anwendung nur die Kenntnisse der Baustatik vorausgesetzt.

ZUSAMMENFASSUNG

Es wird die Krafteinleitung in ein rechtwinklig ausgesteiftes Stahlblech mit Hilfe einer baustatischen Lösungsmethode und unter Anwendung eines hierbei entwickelten Wölbkräfteausgleichsverfahrens behandelt. Man kann hierbei auch veränderliche Blechdicken und verschiedene Steifenquerschnitte berücksichtigen.

RESUMO

Os autores resolvem o problema da distribuição das tensões em paredes metálicas delgadas reforçadas ortogonalmente, por meio de um método de cálculo estático utilizando um processo de compensação para os grupos de forças desconhecidas. Este método permite também considerar paredes de espessura variável e reforços de secções diferentes.

R É S U M É

Les auteurs traitent le problème des contraintes dans une paroi mince métallique raidie orthogonalement, au moyen d'une méthode de calcul statique, et en appliquant un procédé de compensation pour les groupes de forces inconnues. Cette méthode permet de considérer aussi des parois d'épaisseur variable et des nervures de sections différentes.

S U M M A R Y

The authors deal with the problem of stress-distribution in orthogonally stiffened, thin steel-slabs by a method of static computation, using a process of compensation for the unknown groups of forces. With this method, slabs of variable thickness and stiffeners of different cross-sections can also be considered.

Leere Seite
Blank page
Page vide

II b 2

Folded slabs in latticed steel construction

Faltwerke in aufgelöster Stahlkonstruktion

Lajes dobradas trianguladas de aço

Dalles pliées en treillis d'acier

FELIX J. SAMUELY

London

Latticed steelwork to form a «shell» construction was well-known a long time before reinforced concrete shell construction was invented. After its initial appearance, however, no further development took place until recently. Generally speaking, the theory of latticed work is somewhat simpler than that of solid slabs, requiring less mathematical knowledge for the analysis. However, this is correct only if all deformations remain small compared with the differential dimensions of the construction.

Just as a latticed girder can always replace a plate girder, a latticed construction can always be substituted for any portion of a shell or folded slab. This allows the employment of any prefabricated material such as steel, timber, precast concrete, used in conjunction with lightweight roof covering.

With steelwork, as much as possible should be assembled in the workshop to reduce the number of site connections. In the following examples, it may be noted that each latticed girder has tubular chords which lend themselves particularly well to this application because of the connections being in a different plane from that of the actual girder. Plates are welded to each of these chords, and when two lattices are fitted together the corresponding plates are connected by bolts to take the required shear. In analysing the stresses in such a lattice the procedure is similar to that for concrete. Forces acting at the cranks, i. e. the intersections of two consecutive girders, are resolved into the planes of these lattices, and each latticed girder has to transmit two sets of loads which may add to or subtract from each other.

The two chord members which adjoin each other cannot elongate separately, and it is therefore correct to assume that both together take

the sum of the calculated forces. For instance, if one of the members has to take 20 tons in compression, and the other 40 tons, they will in fact each have to take 30 tons in compression.

Unfortunately, with this type of construction it is impossible to keep the two members on the actual centre line, and in the transmission of shear from one to the other certain local bending moments will be introduced. However, as the shear is just near the supports where the members are usually not otherwise fully stressed, if the distance between



FIG. 1

the two members is kept to a minimum, little material is needed to take these additional stresses. As the connection between two lattices is tantamount to a hinge, the first calculation can be taken as correct if, as mentioned before, the deformations are not too large.

The shape given in Fig. 1 approximates more to that of a shell, and is the roof of a factory of three aisles 50'0", 110'0" and 50'0" wide respectively. Here, the outward appearance is that of a continuous curve, apart, of course, from the north light, and curved cement asbestos was used as roof covering. There are six latticed girders, and the angle

between any two adjoining ones is very obtuse. If the deflection is obtained as described in the paper on folded slabs, it will be found that this is relatively large with such obtuse angles, and in fact, so large that the whole transmission of forces is altered. There are two ways of dealing with this problem - (a) by calculating these deflections, re-calculating the forces and obtaining a progression similar to that described for reinforced concrete, and (b) by introducing a special degree of stiffness between the various latticed girders strong enough to reduce deformations to a reasonable amount. In the example shown in fig. 1 a certain amount of rigidity has been produced by welding two consecutive latticed girders

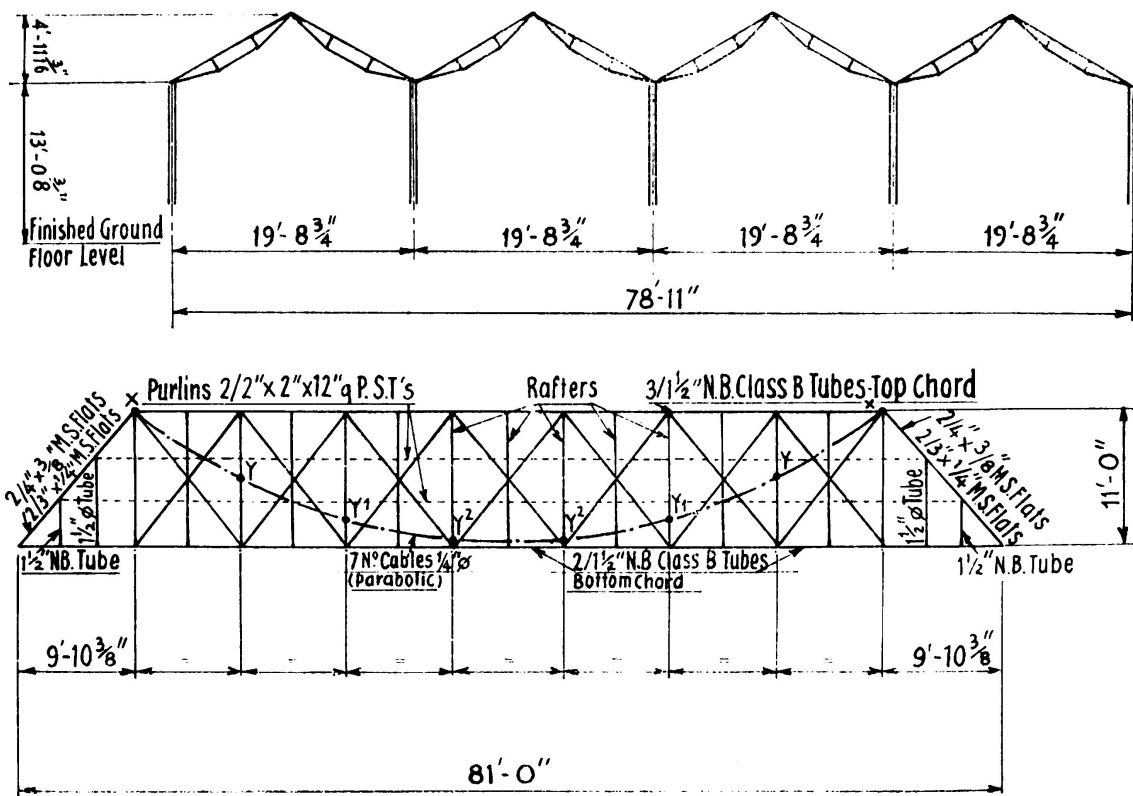


FIG. 2

together instead of bolting them, and even this small amount of rigidity was sufficient to stabilise the latticed construction. More stringent measures may have to be taken, as for instance, the introduction of a rib or of local stiffening plates, as shown in fig. 5. Method (a) is, of course, suitable only where deformations are appreciable, but not so large that they could in themselves prove a danger to stability. For steelwork it is usually more advantageous to have a smaller number of facets, with more acute angles between them. This is particularly so because very frequently the roof covering becomes simpler the smaller the number of cranks.

In fig. 2 a construction is shown which has been used for two workshops respectively 90'0" x 90'0" and 80'0" x 80'0". In this case the latticed girders are placed in the inclined planes of the roof. The trussed beams shown in the cross section serve to distribute the loads to the eaves and ridges, and the whole girder is in fact post-tensioned by means of a number of jacks at the points Y, Y_1, Y_2 , which transfer a large part of the load to the cable XX . The economy effected by this cable would have been even larger if the roof had not been hipped for architectural requirements, and if the cable could have been carried

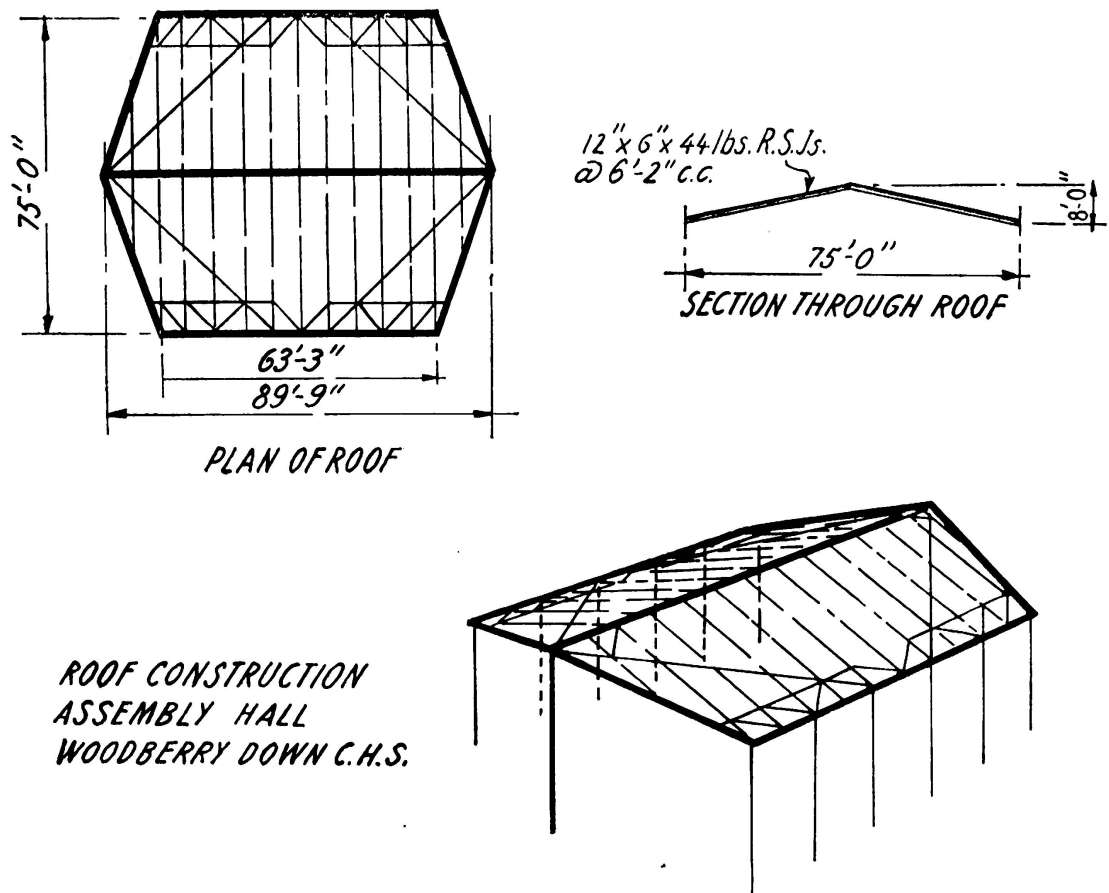


FIG. 3

from support to support. It was possible in this case to erect each strip of roof 90'0" x 22'6" in one operation with temporary struts between the eaves.

Fig. 3 shows a similar roof construction for an Assembly Hall. This was flatter than would have been desirable from an engineering point of view. Note that where large areas are concerned it is not possible to have a parallel girder over the whole area, as all connections would have to be done at the site, but part only of any one plane can be latticed, or, as in this example, have a three-pin frame in each, which is more easily produced than a deep latticed construction.

In fig. 4 many of the members are from timber, particularly the compression boom along the ridge. The distribution from eaves to ridge is made by prestressed trussed beams, with the main boom from timber.

Finally, in fig. 5 a shell roof over a gymnasium is shown, which consists of a series of rectangular standard timber frames laid side by

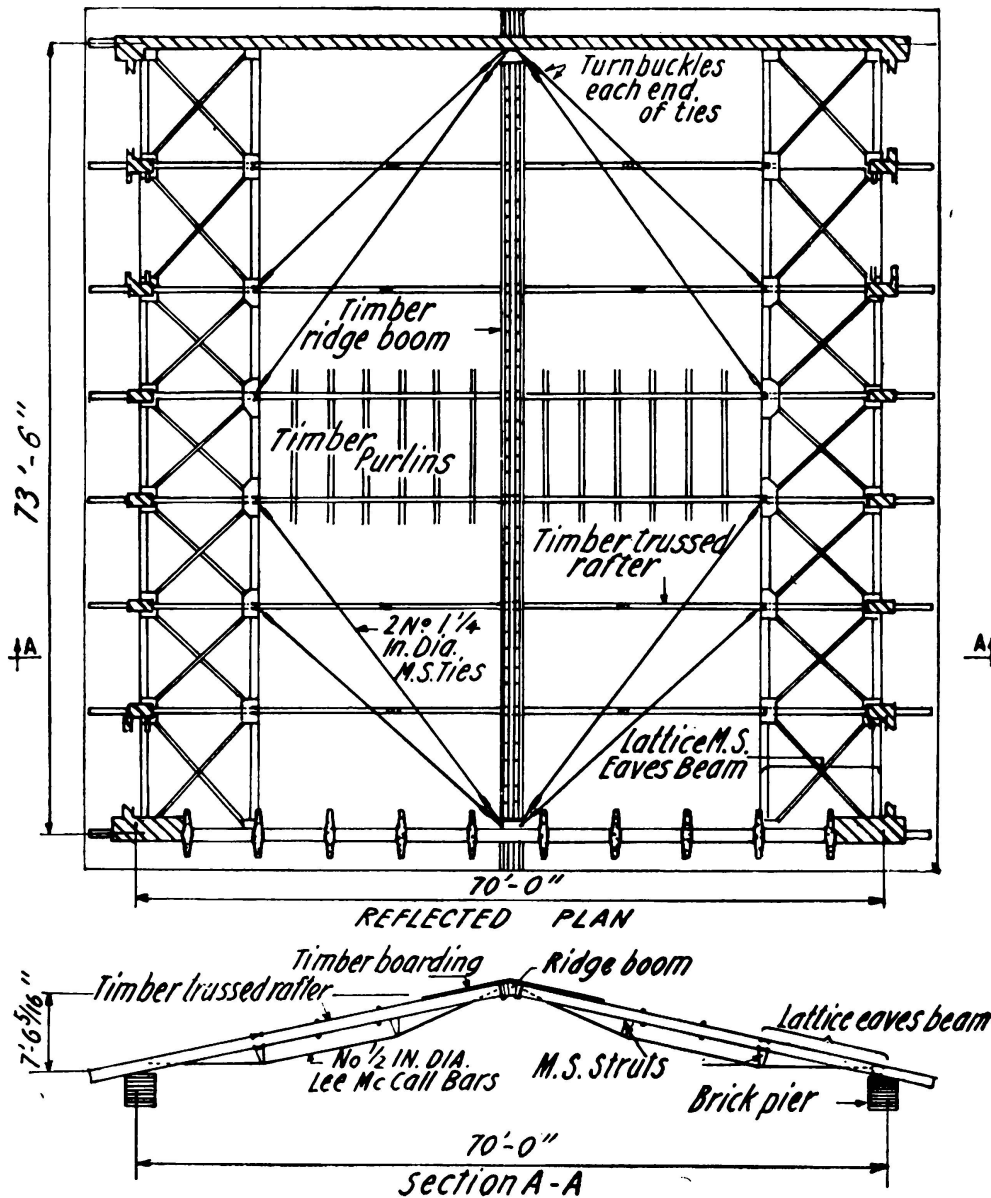


FIG. 4

side. Each frame has two stressed bars crossing each other which hold the frame rigid, and each two consecutive frames are bolted together. The main longitudinal tension occurs along the eaves, and is taken by post-tensioning all the frames together by the Lee McCall method. As the

radius is rather large it was found necessary to stiffen some of the joints by a steel plate acting in a cross plane, which is capable of transmitting a certain amount of bending from frame to frame and thus prevents any deformations, which would in their turn have given rise to increased stresses.

Because of the reduced weight, a steel shell construction can very well hold its own economically in a comparison with reinforced concrete.

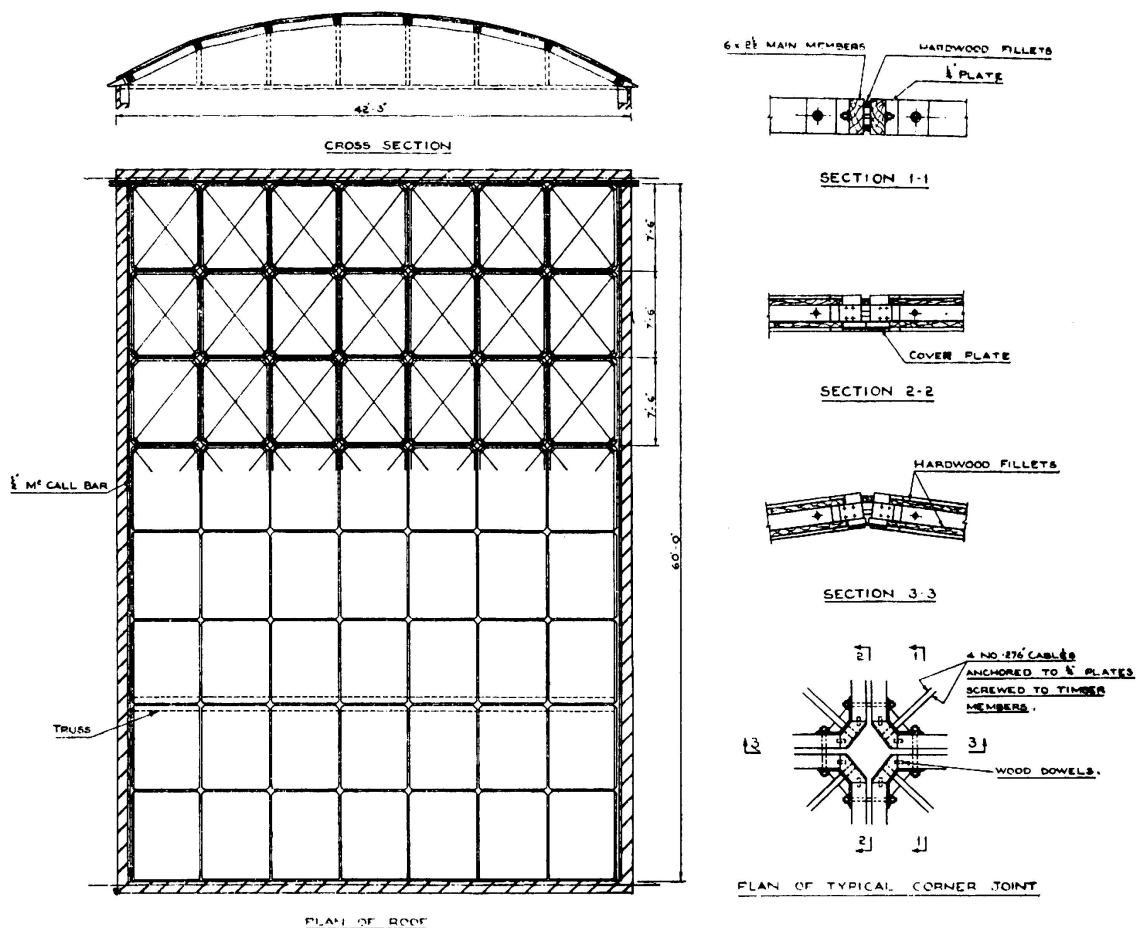


FIG. 5

In some instances it was found that the weight of steel in a steel shell construction was in fact smaller than the amount of reinforcement required in a comparable reinforced concrete shell.

SUMMARY

This is in principle similar to the contribution under II (c), but deals with steelwork in place of reinforced concrete.

In these cases latticed steel construction is arranged in the planes of the roof so that steelwork similar to a shell is achieved. Two structures are mentioned where timber has been used in the same way.

ZUSAMMENFASSUNG

Diese Tragwerke sind im Prinzip ähnlich denen des Beitrages unter II (c); es handelt sich jedoch um Stahlkonstruktionen an Stelle von Eisenbetonbauwerken.

Es wird eine Stahlgitterkonstruktion in den Dachflächen angeordnet, so dass eine Stahlkonstruktion ähnlich einer Schale entsteht. Zwei Bauten werden erwähnt, wo Holz an Stelle von Stahl in der gleichen Weise verwendet wurde.

RESUMO

Estas estruturas são, em princípio, semelhantes às descritas em II c, sendo aqui o betão armado substituído pelo aço.

A estrutura triangulada é, neste caso disposta nos planos da cobertura, de modo a formar um conjunto semelhante a uma parede delgada. Indica-se duas estruturas onde se empregou madeira de maneira semelhante.

RÉSUMÉ

Ces charpentes sont, en principe, semblables à celles décrites en II c, le béton armé étant ici remplacé par de l'acier.

La charpente en treillis est, dans ce cas, disposée dans les plans de la couverture de manière à former un ensemble semblable à un voile mince. L'auteur mentionne encore deux charpentes où l'on a utilisé du bois de la même manière.

Leere Seite
Blank page
Page vide