

р. 6.7
333

TALLINNA POLÜTEHNILISE
INSTITUUDI TOIMETISED
ТРУДЫ ТАЛЛИНСКОГО
ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА

№ 333

**СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ
И
СТРОИТЕЛЬНАЯ ФИЗИКА**

Сборник статей
XII

ТАЛЛИН 1972

Ер. 6.7

TALLINNA POLÜTEHNILISE INSTITUUDI TOIMETISED
ТРУДЫ ТАЛЛИНСКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА

№ 333

1972

УДК 624

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ И СТРОИТЕЛЬНАЯ ФИЗИКА

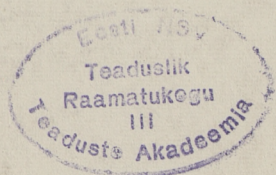
СБОРНИК СТАТЕЙ

XII

Таллин 1972

С о д е р ж а н и е

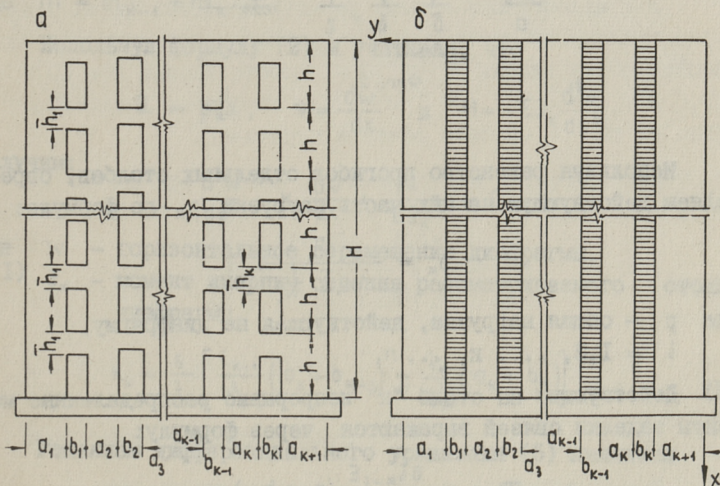
	Стр.
1. Х.Х. Лаул , Л.А. Алликас. О расчете вертикальных диафрагм зданий	3
2. Х.Х. Лаул , В.Р. Кульбах, У.В.-Э. Мянд. О выборе седловидных покрытий с замкнутым контуром	II
3. Х.Х. Лаул , А.И. Лавров, Я.П. Пугаль. Экспериментальное исследование квадратной в плане деревянной оболочки вида гиперболического параболоида.	23
4. Х.Х. Лаул , Ю.А. Тярно. Влияние условий опирания бортовых элементов на виды разрушения квазицилиндрических оболочек	35
5. У.В.-Э. Мянд. О влиянии поперечных сечений тросов на работу висячего покрытия отрицательной кривизны.	45
6. Ю.А. Тярно, П.О. Лайдра, Я.Н. Лумэ. Экспериментальное исследование пологих оболочек двойкой кривизны с подпертыми бортовыми элементами.	57
7. Ю.А. Тярно, А.Я. Неудорф, Т.П. Ринго. Экспериментальное исследование пологих оболочек двойкой кривизны со свободными бортовыми элементами.	67



Х.Х. Лаул, Л.А. Алликас

О РАСЧЕТЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ДИАФРАГМ ЗДАНИЙ

В статье представлен приближенный расчет горизонтально нагруженной диафрагмы с несколькими вертикальными рядами отверстий (фиг. 1,а). Диафрагма рассматривается, как консольный стержень, состоящий из отдельных столбов, соединенных между собой надпроемными перемычками. В зданиях более пяти этажей оказывается более удобным перейти от дискретного расположения связей (перемычек) к непрерывному их расположению на высоте здания (фиг. 1,б).

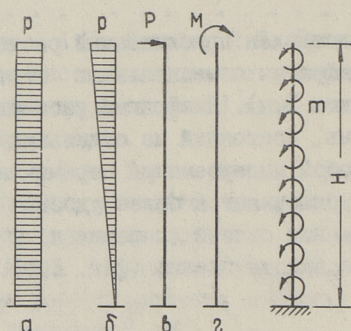


Фиг. 1.

При расчете предполагается, что 1) сохраняется гипотеза плоских сечений для всех частей диафрагмы, 2) продольные деформации элементов диафрагмы не учитываются, 3) при определении прогиба диафрагмы учитывается только деформа-

ция изгиба, 4) все столбы диафрагмы структурно подобны и имеют постоянное сечение по всей высоте здания, 5) различие моментов инерции в сечениях столбов диафрагмы незначительно.

В силу принятых допущений можно предположить, что все столбы диафрагмы прогибаются одинаково и их можно рассматривать отдельно. Каждый отдельный столб диафрагмы нагружен частью внешней нагрузки и опорными моментами связей (фиг. 2). Рассматриваются четыре схемы-нагрузок.



Фиг. 2.

Используя равенство прогибов отдельных столбов, определяем действующую на них часть нагрузки p_k по формуле:

$$p_k = \frac{p}{w_k \sum \frac{1}{w_i}}, \quad (1)$$

где p — общая нагрузка, действующая на диафрагму,
 $i = 1, 2, \dots, k, \dots, n$.

Действующие на столб "к" непрерывно распределенные моменты заделки связей выражаются через формулу:

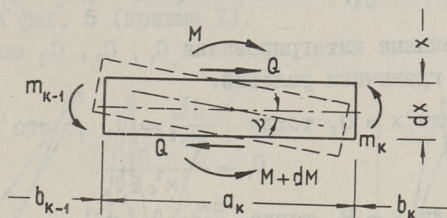
$$m_{k-1} = \frac{6 i_{k-1} E}{b_{k-1}^2} (a_k + b_{k-1}) v, \quad (2)$$

$$m_k = \frac{6 i_k E}{b_k^2} (a_k + b_k) v,$$

где

$$i_k = \frac{\bar{J}_k}{h},$$

\bar{J}_k - момент инерции сечения связи,
 E - модуль упругости материала диафрагмы,
 γ - угол поворота сечения диафрагмы,
 h, a_k, b_k - выявляются из фиг. 1.



Фиг. 3.

Условие равновесия элемента столба диафрагмы (фиг. 3) дает:

$$dM + m dx - Q dx = 0, \quad (3)$$

где $m = m_{k-1} + m_k$.

Используя формулу (2) и учитывая, что

$$Q = p_k x, \quad \gamma = \frac{dw}{dx} \quad \text{и} \quad M = -E \bar{J}_k \frac{d^3 w}{dx^3}$$

получим:

$$\frac{d^3 w}{dx^3} - \kappa_k \frac{dw}{dx} + \frac{p_k}{E \bar{J}_k} x = 0, \quad (4)$$

где w - горизонтальное перемещение диафрагмы,
 \bar{J}_k - момент инерции сечения рассматриваемого столба диафрагмы.

$$\kappa_k = \frac{6}{\bar{J}_k} \left[\frac{i_{k-1}}{b_{k-1}^2} (a_k + b_{k-1}) + \frac{i_k}{b_k^2} (a_k + b_k) \right]. \quad (5)$$

Решением дифференциального уравнения (5) является

$$w = C_1 \operatorname{ch} \xi + C_2 \operatorname{sh} \xi + C_3 + \frac{p_k}{2 \kappa_k E \bar{J}_k} x^2, \quad (6)$$

где $\xi = \sqrt{\kappa_k} x$.

Из уравнения (6) получаются углы поворота сечений столбов γ и внутренние усилия диафрагмы по формулам:

$$\begin{aligned} \gamma &= \frac{dw}{dx} = C_1 \sqrt{\kappa_k} \operatorname{sh} \xi + C_2 \sqrt{\kappa_k} \operatorname{ch} \xi + \frac{p_k}{\kappa_k E J_k} x, \\ M &= -E J_k \frac{d^2 w}{dx^2} = -E J_k \left[C_1 \kappa_k \operatorname{ch} \xi + C_2 \kappa_k \operatorname{sh} \xi + \frac{p_k}{\kappa_k E J_k} \right], \\ Q &= -E J_k \frac{d^3 w}{dx^3} = -E J_k \left[C_1 \sqrt{\kappa_k^3} \operatorname{sh} \xi + C_2 \sqrt{\kappa_k^3} \operatorname{ch} \xi \right]. \end{aligned} \quad (7)$$

Постоянные интегрирования C_1 , C_2 , C_3 определяются из следующих граничных условий:

1. если $x = 0$, тогда $\frac{d^2 w}{dx^2} = 0$, что дает

$$C_1 = -\frac{p_k}{\kappa_k^2 E J_k}, \quad (8)$$

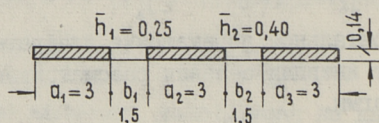
2. если $x = H$, тогда $\frac{dw}{dx} = 0$, и

$$C_2 = \frac{p_k}{\kappa_k^2 E J_k} \frac{\operatorname{sh} \sqrt{\kappa_k} H - \sqrt{\kappa_k} H}{\operatorname{ch} \sqrt{\kappa_k} H}, \quad (9)$$

3. если $x = H$, тогда $w = 0$ и

$$C_3 = \frac{p_k}{\kappa_k^2 E J_k} \left(\frac{1}{\operatorname{ch} \sqrt{\kappa_k} H} + \sqrt{\kappa_k} H \operatorname{tgh} \sqrt{\kappa_k} H - \frac{\kappa_k H^2}{2} \right). \quad (10)$$

Для иллюстрации метода расчета представляются результаты численного примера со следующими начальными данными: высота этажа здания $h = 2,70$ м, высота здания $H = 10h = 27,0$ м и $E = 2,5 \cdot 10^6$ т/м². План диафрагмы представлен на фиг. 4, где \bar{h} - высота сечения перемычки.



Фиг. 4.

Моменты инерции сечений элементов диафрагмы:

$$i_1 = 0,676 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4/\text{м}, \quad i_2 = 2,78 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4/\text{м}, \quad J_1 = J_2 = J_3 = 0,315 \text{ м}^4,$$

и значения коэффициентов:

$$\kappa_1 = 25,8 \cdot 10^{-4} \frac{1}{\text{м}^2}, \quad \kappa_2 = 130,8 \cdot 10^{-4} \frac{1}{\text{м}^2}, \quad \kappa_3 = 105,3 \cdot 10^{-4} \frac{1}{\text{м}^2}.$$

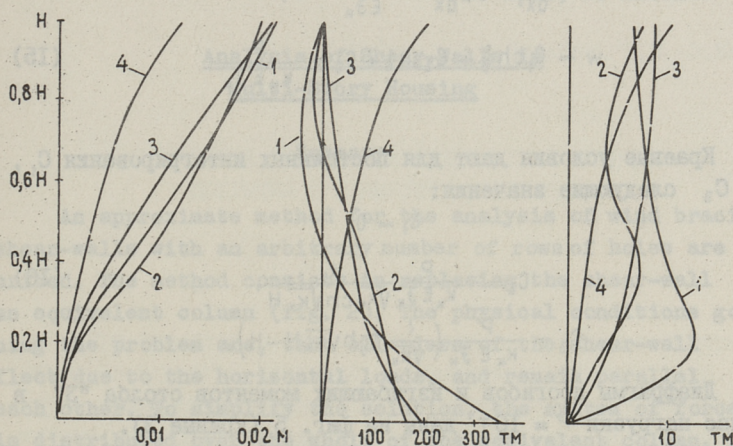
Решение уравнения (6) дает в случае равномерно распределенной нагрузки $p_k = 1$ т/м прогибы столбов:

$$w_1(x=0) = 0,0660 \text{ м}, \quad w_2(x=0) = 0,0138 \text{ м}, \quad w_3(x=0) = 0,0221 \text{ м}.$$

Используя формулу (I), получаем:

$$p_1 = 0,11 \text{ р}, \quad p_2 = 0,55 \text{ р} \quad \text{и} \quad p_3 = 0,34 \text{ р}.$$

Эпюры прогибов и моментов столба "3" в случае $p_3 = 1 \text{ т/м}$ представлены на фиг. 5 (кривые I).



Фиг. 5.

В случае треугольно распределенной нагрузки (фиг. 2, б) дифференциальное уравнение и его решение w определены формулами:

$$\frac{d^3 w}{dx^3} - k_k \frac{dw}{dx} + \frac{p_k}{EJ_k H} \left(Hx - \frac{x^2}{2} \right) = 0, \quad (\text{II})$$

$$w = C_1 \operatorname{ch} \xi + C_2 \operatorname{sh} \xi + C_3 + \frac{p_k}{k_k E J_k H} \left(-\frac{2x}{k_k} + \frac{Hx^2}{2} - \frac{x^3}{6} \right). \quad (\text{I2})$$

Постоянные интегрирования

$$C_1 = -\frac{p_k}{k_k^2 E J_k},$$

$$C_2 = \frac{p_k}{k_k^2 E J_k} \frac{\operatorname{sh} \sqrt{k_k} H + \frac{2}{\sqrt{k_k} H}}{\operatorname{ch} \sqrt{k_k} H}, \quad (\text{I3})$$

$$C_3 = \frac{p_k}{k_k^2 E J_k} \left[\frac{1}{\operatorname{ch} \sqrt{k_k} H} - \left(\frac{2}{\sqrt{k_k} H} - \frac{\sqrt{k_k} H}{2} \right) \operatorname{tgh} \sqrt{k_k} H + 2 - \frac{k_k H^2}{3} \right].$$

Прогибы и изгибающие моменты третьего столба диафрагмы вышеуказанного примера в случае нагрузки $p_3 = 1 \text{ Т/м}$ вычислены по формулам (12) и (13). Результаты представлены на фиг. 5 (кривые 2).

В случае действия сосредоточенной силы P на верхний край диафрагмы (фиг. 2, в) получаем:

$$\frac{d^3 w}{dx^3} - \kappa_k \frac{dw}{dx} + \frac{P}{E \mathfrak{J}_k} = 0, \quad (14)$$

$$w = C_1 \text{ch} \xi + C_2 \text{sh} \xi + C_3 + \frac{P}{\kappa_k E \mathfrak{J}_k}. \quad (15)$$

Краевые условия дают для постоянных интегрирования C_1 , C_2 , C_3 следующие значения:

$$C_1 = 0,$$

$$C_2 = -\frac{P}{\kappa_k E \mathfrak{J}_k} \frac{1}{\sqrt{\kappa_k} \text{ch} \sqrt{\kappa_k} H}, \quad (16)$$

$$C_3 = \frac{P}{\kappa_k E \mathfrak{J}_k} \left(\frac{1}{\sqrt{\kappa_k}} \text{tgh} \sqrt{\kappa_k} H - H \right).$$

Диафрагмы прогибов и изгибающих моментов столба "3" в случае нагрузки $P = 10 \text{ Т}$ даны на фиг. 5 (кривые 3).

В случае сосредоточенного момента на верхнем крае диафрагмы (фиг. 2, г) получаем:

$$\frac{d^3 w}{dx^3} - \kappa_k \frac{dw}{dx} = 0, \quad (17)$$

$$w = C_1 \text{ch} \xi + C_2 \text{sh} \xi + C_3. \quad (18)$$

Постоянные интегрирования C_1 , C_2 , C_3 определяются из краевых условий

$$1. \quad x = 0, \quad \frac{d^3 w}{dx^3} = -\frac{M}{E \mathfrak{J}_k}, \quad \text{что дает}$$

$$C_1 = -\frac{M}{\kappa_k E \mathfrak{J}_k}, \quad (19)$$

$$2. \quad x = 0, \quad \frac{dw}{dx} = 0 \quad \text{и}$$

$$C_2 = \frac{M}{\kappa_k E \mathfrak{J}_k} \text{tgh} \sqrt{\kappa_k} H, \quad (20)$$

$$3. \quad x = 0, \quad w = 0 \quad \text{и}$$

$$C_3 = \frac{M}{\kappa_k E \mathfrak{J}_k} \frac{1}{\text{ch} \sqrt{\kappa_k} H}. \quad (21)$$

Для данного случая графики прогибов и изгибающих моментов столба "3" при $M = 100 \text{ тм}$ представлены на фиг. 5 (кривые 4).

H. Laul, L. Allikas

Analysis of Shear-Walls in
Multi-Story Housing

Summary

An approximate method for the analysis of wind bracing shear-walls with an arbitrary number of rows of holes are described. The method consists in replacing the shear-wall by an equivalent column (fig. 2). The physical conditions governing the problem are, that all piers of the shear-wall deflect due to the horizontal loads, and remain parallel to each other. To simplify the solution, the system of forces is distributed over the whole of the equivalent column. The numerical examples are presented.

УДК 624.074

Х.Х.Лаул, В.Р.Кульбах, У.В.-Э.Мянд

О ВЫБОРЕ ПАРАМЕТРОВ СЕДЛОВИДНЫХ ВИСЯЧИХ
ПОКРЫТИЙ С ЗАМКНУТЫМ КОНТУРОМ

I. В в е д е н и е

При проектировании висячих систем пределы некоторых параметров (пролеты, покрытия, конфигурация обрамляющего контура, общий строительный подъем и др.) задаются по архитектурным или функциональным соображениям, но большинство параметров выбирается после теоретических расчетов. Более целесообразно исходить из условий предельных состояний конструкций [2] и сделать выбор с учетом минимальной затраты материалов или наименьшей стоимости конструкции. При выборе наиболее выгодных параметров основное внимание в литературе обычно обращается на пролетную часть конструкции [4] и задача решается без учета деформации контура.

В работе рассматриваются некоторые вопросы, связанные с подбором наиболее выгодных вариантов седловидных покрытий, исходя из условий рационального использования прочности материала конструкции, с ограничением максимальных прогибов покрытия в стадии загружения.

2. Условия ограничений и схема расчета

Допустим, что задано соотношение между усилиями средних несущих и стягивающих тросов $\alpha = \frac{T_0}{G}$, которое определяет конфигурацию вантовой сетки в стадии предварительного напря-

жения. При заданных максимальных смещениях контура (по условиям деформации контура) определяется максимальный изгибающий момент в контуре $|M^0|$ макс или жесткость контура $E_k J_k$ по условию

$$\frac{R^3}{\pi E_k J_k} = \frac{\text{макс } |\Delta X^{ок}| \cdot \left| \sum_{i=1}^{m+n} H_i^* \cdot m_i \right|}{\text{макс } |M^0| \cdot \left| \sum_{i=1}^{m+n} H_i^* \cdot u_i \right|} \quad (1)$$

По максимальным изгибающим моментам контура в свою очередь определяются внутренние усилия тросов, учитывая соотношение α

$$G^0 = \frac{\text{макс } |M^0|}{\alpha \sum_{i=1}^m \frac{a_i^{ox} \cdot m_i}{S_i^{ox}} + \sum_{k=1}^n \frac{a_k^{oy} \cdot m_k}{S_k^{oy}}} \quad (2)$$

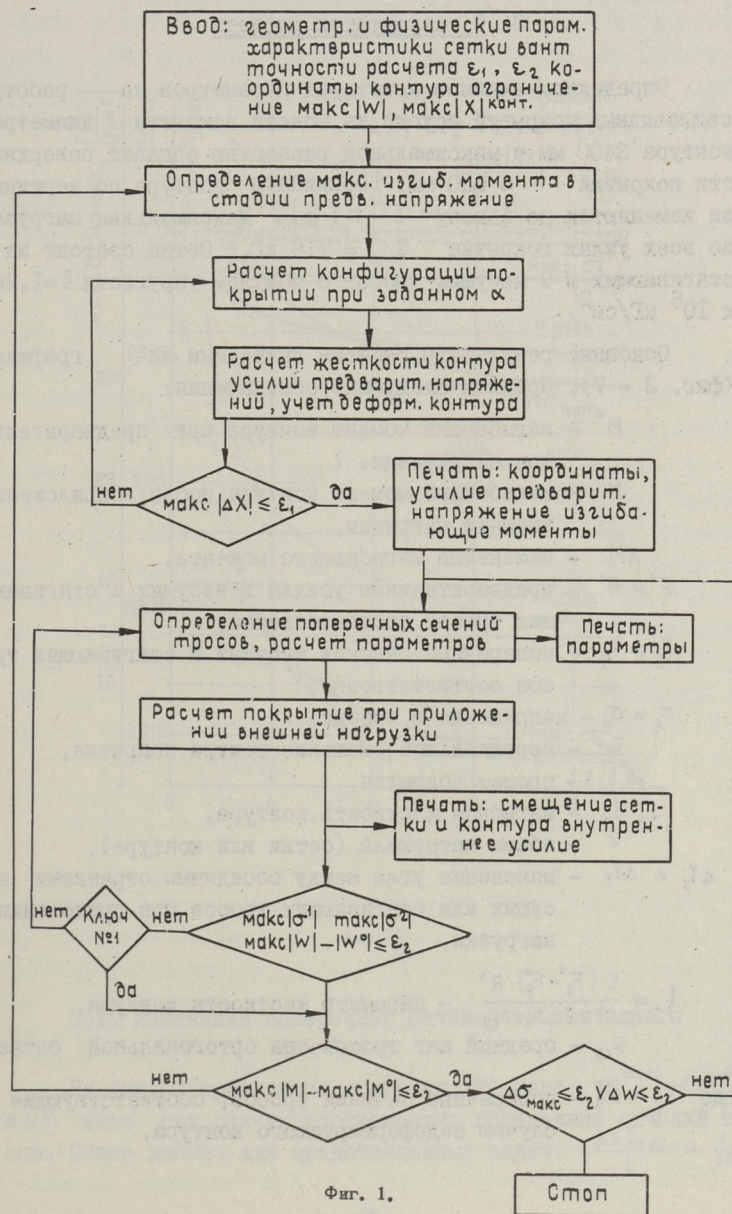
В условиях (1) и (2) для круглого в плане покрытия приняты следующие обозначения:

- R — диаметр покрытия,
- m_i и u_i — единичные моменты и смещения обрамляющего контура,
- a_i^o и S_i^o — горизонтальная проекция и длина приконтурных отрезков тросовой сетки,
- H_i^k — единичные распоры на тросы,
- $|\Delta X^{ок}|$ — и $\text{макс } |M^0|$ — максимальные смещения и изгибающий момент контура при предварительном напряжении.

После определения состояния предварительного напряжения мы сможем по условиям прочности материала подобрать приблизительное сечение тросов. После расчета для стадии приложения внешней нагрузки следует проверить, удовлетворяют ли нас максимальные смещения покрытия, а также максимальные напряжения в вантах. При невыполнении условия деформации $\text{макс } |W| \approx |W^0|$ очевидно придется увеличить или уменьшить поперечные сечения тросов, а с целью рационального использования изгибной жесткости контура целесообразно соблюдать условие:

$$\max |M^0| \approx \max |M|,$$

т.е. изгибающие моменты при работе покрытий в двух стадиях должны иметь одинаковые абсолютные значения.



Фиг. 1.

Для расчета по таким условиям составлена программа на базе алгоритма, приведенного в работе [3]. Схема расчета представлена на фиг. 1.

3. 0 результатах расчета

Определяем влияние некоторых параметров на работу седловидных покрытий исходя из модели покрытия диаметром контура 3400 мм и максимальной разностью ординат поверхности покрытия $h = 630$ мм. Координаты контура по вертикали изменяются по закону $z = h \left(\frac{x}{R}\right)^2$. Максимальная нагрузка во всех узлах покрытия $Q_{i,k} = 7,6$ кг. Сетка состоит из 9 стягивающих и 9 несущих тросов с модулем упругости $E = 1,26 \times 10^6$ кг/см².

Основные результаты расчета приведены на графиках (фиг. 2 - 7). Приняты следующие обозначения:

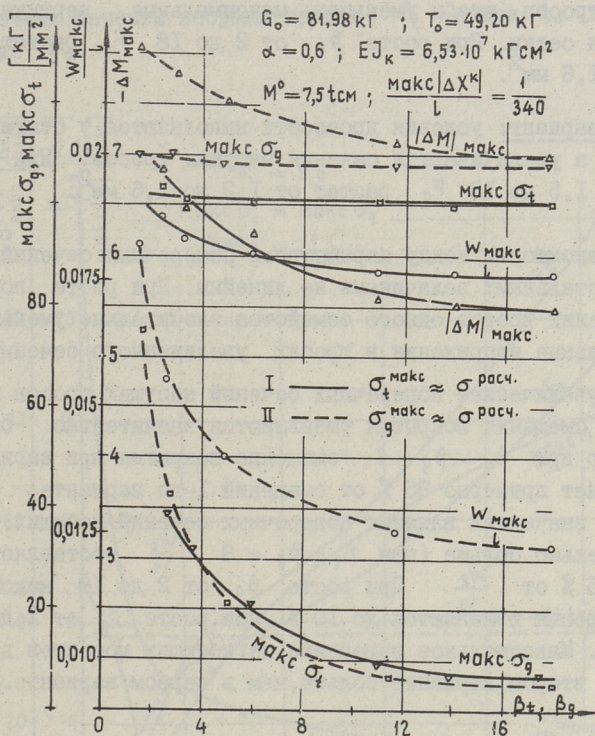
- M^0 - изгибающий момент контура при предварительном напряжении,
- M - изгибающий момент контура после приложении внешней нагрузки,
- ΔM - изменение изгибающего момента,
- F_t^0 и G_t^0 - предварительные усилия в несущих и стягивающих тросах соответственно,
- F_t и F_g - поперечные сечения несущих и стягивающих тросов соответственно,
- σ_t и σ_g - напряжение в тросах,
- w - вертикальное смещение центра покрытия,
- l - пролет покрытия,
- $E_k J_k$ - изгибная жесткость контура,
- V - объем материала (сетки или контура),
- $\Delta \gamma_x$ и $\Delta \gamma_y$ - изменение угла между соседними отрезками несущих или стягивающих тросов при приложении нагрузки,

$$\xi_0 = \frac{E \cdot (F_t^0 + F_g^0) \cdot R^3}{5\pi E_k J_k \cdot a_{cp}} - \text{параметр жесткости контура,}$$

a_{cp} - средний шаг тросов при ортогональной сетке,

где F_t^0 и F_g^0 - поперечные сечения тросов, соответствующие случаю недеформируемого контура,

$\beta_t = \frac{F_t}{F_g}$ и $\beta_g = \frac{F_g}{F_t}$ - параметры поперечных сечений тросов,
 ΔX^k - смещение контура.



Фиг. 2.

3.1. Изменение поперечных сечений тросов одного семейства

На фиг. 2 приводится сравнение $W_{\text{макс}}$, $\sigma_t^{\text{макс}}$, $\sigma_g^{\text{макс}}$ и $\Delta M_{\text{макс}}$ при разных соотношениях поперечных сечений тросов. Общие данные для представленных задач: $\frac{\Delta X_{\text{макс}}^k}{l} = \frac{1}{340}$,

$\alpha = 0,6$, $E_k J_k = 6,53 \cdot 10^7 \text{ кгсм}$, $M_{\text{макс}}^0 = 7,5 \text{ Тсм}$. Варианты характеризуются следующими условиями:

I вариант: по условиям прочности материала максимальные напряжения в несущих тросах σ_t макс близки к заданному $\sigma_{\text{расч}}$. Увеличиваются поперечные сечения стягивающих тросов, чтобы уменьшать максимальные вертикальные смещения сетки. При росте β_g от 2 до 18 F_t растет от 1,0 до 1,6 мм².

II вариант: условия прочности выполняются у стягивающих тросов, а увеличиваются сечения несущих тросов. При росте β_t от 1,5 до 18 F_g растет от 1,2 до 1,6 мм².

Зависимости между параметрами поперечных сечений тросов и остальными величинами не линейны. При росте поперечных сечений тросов одного семейства значительно уменьшаются максимальные напряжения в тросах увеличенного сечения.

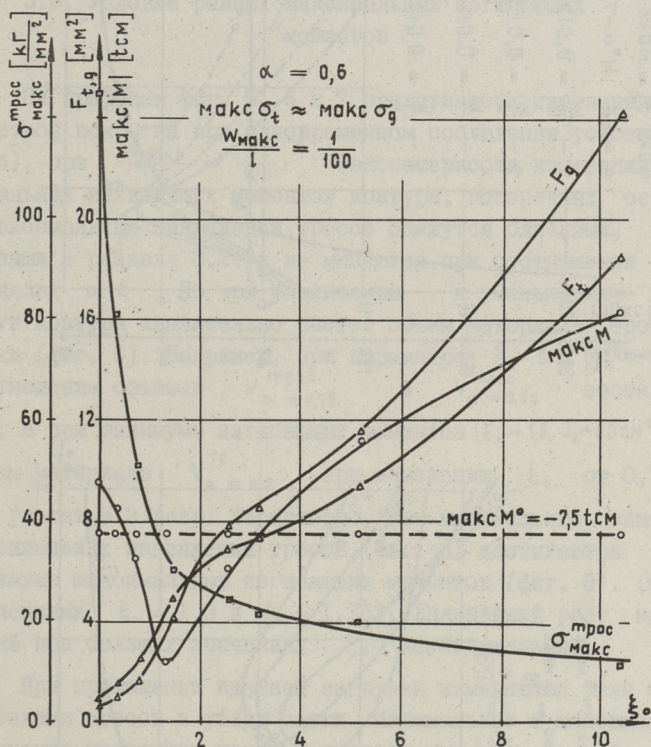
С увеличением поперечных сечений несущих тросов вертикальные смещения покрытия уменьшаются значительно больше. Например, при $\beta_t = \beta_g = 2$ смещение покрытия при варианте II составляет примерно 85 % от смещений I-го варианта. При больших значениях влияния поперечных сечений несущих тросов относительно больше (при $\beta_t = \beta_g = 8$ $\frac{W_I}{l_I}$ составляет примерно 75 % от $\frac{W_{II}}{l_{II}}$). При росте β_g от 2 до 18 максимальные смещения изменяются до 10 %, при росте β_t от 2 до 18 до 43 %. Максимальное изменение изгибающих моментов в конуре во втором варианте больше, чем в первом варианте.

3.2. Одинаковое доиспользование прочности тросов обоих семейств

Увеличение поперечных сечений тросов в целях ограничения деформаций вызывает уменьшение напряжений в тросах. При одинаковом доиспользовании прочности несущих и стягивающих тросов (при использовании одного и того же материала для всей сетки), необходимо увеличить сечение тросов двух семейств одновременно и соблюдать условие:

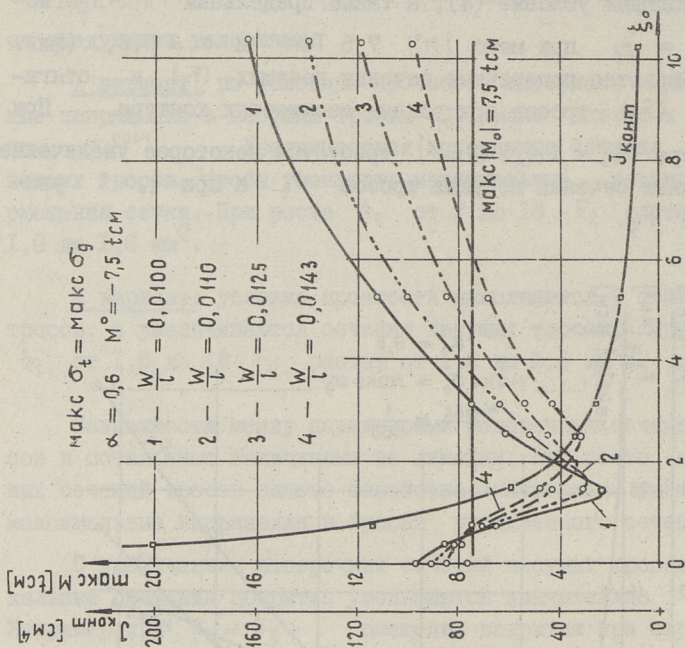
$$\sigma_t^{\text{макс}} = \sigma_g^{\text{макс}} \quad (4)$$

Соблюдая условие (4), а также предельный прогиб $\frac{W_{\max}}{l} \approx \frac{1}{100}$ при макс $|M^0|$ 7,5 тсм и $\alpha = 0,6$, (фиг. 3) подбираются поперечные сечения несущих (F_t) и стягивающих (F_g) тросов при разных жесткостях контура. При параметре $\xi_0 < 2$ ($J_k > 40 \text{ см}^4$) требуется некоторое увеличение поперечных сечений несущих тросов F_t а при $\xi_0 > 2$ увеличение F_g .

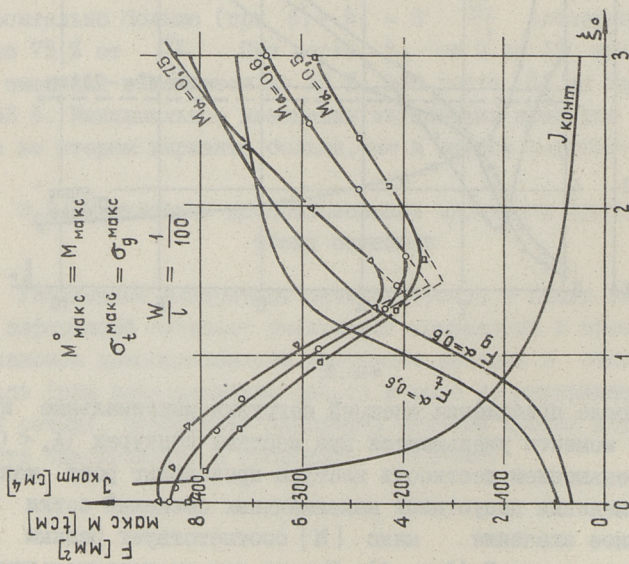


Фиг. 3.

После приложения внешней нагрузки максимальные изгибающие моменты уменьшаются при жестких контурах ($\xi_0 < 1,75$), а с уменьшением жесткости контура происходит рост макс $|M|$. При изменении допустимых максимальных смещений сетки минимальное значение макс $|M|$ соответствует разным жесткостям покрытий (фиг. 4). Момент при предварительном на-



Фиг. 4.



Фиг. 5.

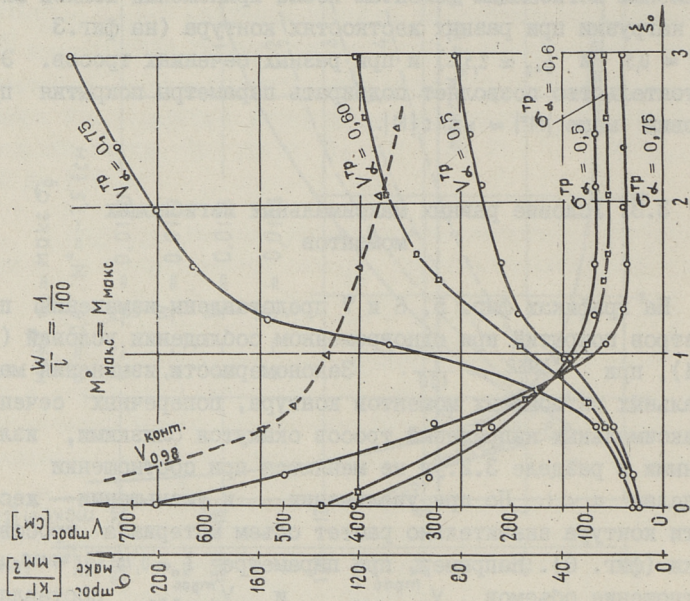
пряжении (по абсолютным значениям) может быть равным максимальным изгибающим моментам после приложений полной внешней нагрузки при разных жесткостях контура (на фиг. 3

$\xi_0 \approx 0,5$ и $\xi_{0,2} \approx 2,5$) и при разных сечениях тросов. Это обстоятельство позволяет подбирать параметры покрытия при условии $\max |M^0| \approx \max |M|$.

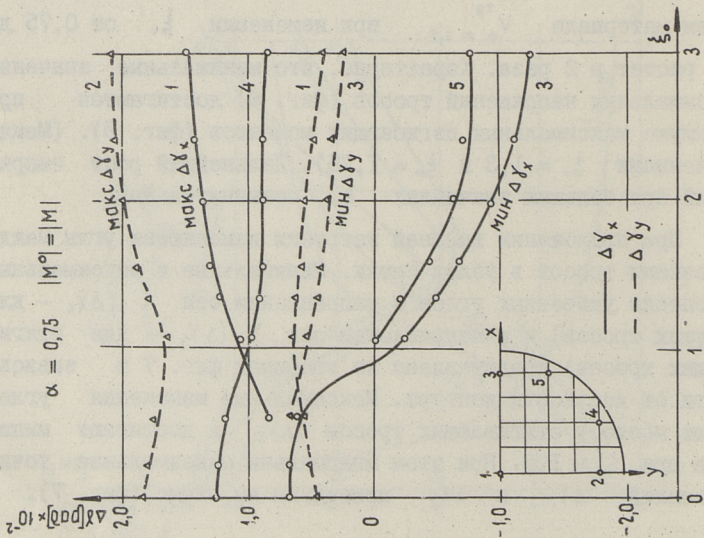
3.3. Условие равных максимальных изгибающих моментов

На графиках фиг. 5, 6 и 7 представлены изменения параметров покрытий при одновременном соблюдении условий (3) и (4), при $\frac{W_{\max}}{l} = \frac{1}{100}$. Закономерности изменения максимальных изгибающих моментов контура, поперечных сечений и максимальных напряжений тросов окажутся близкими, изложенными в разделе 3.2., и не меняются при соотношении в пределах $\alpha < 1$. Но при увеличении и уменьшении жесткости контура значительно растет объем материала тросовой сетки (фиг. 6). Например, при параметре $\xi_0 = 0,75$ ($J_k = 110 \text{ см}^4$) соотношение объемов $V_{\alpha=0,75}^{\text{трос}}$ и $V_{\alpha=0,50}^{\text{трос}}$ составляет 1,5, а при минимуме изгибающих моментов ($\xi_0 = 1,5$, $J_k = 50 \text{ см}^4$) - 3. Объем материала $V_{\alpha=0,5}^{\text{трос}}$ при изменении ξ_0 от 0,75 до 1,5 растет в 2 раза. Характерно, что минимальные значения максимальных напряжений тросов (фиг. 6) достигаются при минимуме максимальных изгибающих моментов (фиг. 5). (Между значениями $\xi_0 = 1,3$ и $\xi_0 = 1,75$). Дальнейший рост напряжений при больших значениях ξ_0 незначительный.

При приложении внешней нагрузки изменяются углы между отрезками тросов в узлах сетки. Минимальные и максимальные изменения указанных углов в направлении оси X ($\Delta\gamma_x$ - для несущих тросов) и в направлении оси Y ($\Delta\gamma_y$ - для стягивающих тросов) представлены на графиках фиг. 7 в зависимости от жесткости контура. Максимальные изменения углов имеют место у стягивающих тросов ($\Delta\gamma_y$) и достигают минимума при $\xi_0 \approx 1,0$. При этом минимальны максимальные точки изменений $\Delta\gamma_x$ и $\Delta\gamma_y$ приведены на схеме (фиг. 7).



Фиг. 6.



Фиг. 7.

3.4. 0 выборе выгодного варианта покрытия

Выбор наиболее выгодного варианта покрытия зависит не только от объема материала на сетку, а также от затраты материала на контур. Объем материала значительно зависит от параметра α и, как доказано выше, увеличивается при росте α . На фиг. 6 приведен объем материала контура для обеспечения необходимой изгибной жесткости контура, который имеет сечение в виде трубы с соотношением диаметров $\frac{d_{вн.}}{d_{нар.}} = 0,96$. При этом удовлетворено требование

$$\sigma_{\text{контур}}^{\text{макс}} \leq [\sigma]_{\text{контур}}^{\text{допущ.}} = 2100 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

до предела $\xi_{\alpha=0,5} = 2,0$, а при увеличении ξ_0 увеличиваются максимальные напряжения контура. Следовательно, выбор подходящего варианта при выбранном α зависит от стоимости материала. Надо также учесть, что при увеличении объема тросовой сетки можно использовать для сетки материал меньшей прочности.

4. В ы в о д ы

Увеличение поперечных сечений несущих тросов значительно больше влияет на уменьшение деформации покрытий, чем увеличение поперечных сечений стягивающих тросов, но с учетом использования прочности тросов целесообразно увеличить одновременно поперечные сечения тросов обоих семейств.

Подбор поперечных сечений тросов по условиям равенства максимальных напряжений тросов приводит к рациональному использованию прочности материала в сетке, а равенство максимальных моментов контура в двух стадиях работы покрытия приводит к рациональному использованию изгибной жесткости контура.

Выбор наиболее выгодного покрытия требует учета объемов материала и его стоимости при разных жесткостях покрытий. При меньшей жесткости контура можно использовать для сетки материал меньшей прочности.

Увеличение углов между отрезками тросов сетки может быть учтено при проектировании элементов кровли.

Л и т е р а т у р а

1. Э.Н. Кузнецов, И.Ф. Артюшенкова. Выбор оптимальных параметров вантовой системы с учетом относительной стоимости сети и опорного контура. Строительные конструкции, вып. 8, М., 1970.
2. Н.С. Москалев. Расчет висячих систем по предельным состояниям. Металлические конструкции. Сб. статей. Строиздат, 1966.
3. У.В.-Э. Мян д, В.Р. Ку л ь б а х. О расчете равновесий конфигурации вантовой сети, Труды ТПИ, серия А, № 314 1971.
4. Ф. О т т о. Висячие покрытия. Москва, 1960.

H. Laul, V. Kulbach,
U. Mänd

About Selection of Parameters for Hanging Roofs Negative Curvature with Closed Edge Beam

Summary

The paper deals with several problems of the influence of parameters of hanging roofs on the working characteristics of the structure. The programming and calculation methods for an electronic computer are presented. The conditions that the extreme values of bending moments caused by the prestressing of the cable network and the same caused by the loading were equal but with the reverse signs have been taken into consideration. The results of computations are presented. By selection of ultimate parameters for hanging roofs the reasons of economy by network and edge frame may be considered simultaneously.

УДК 624.074.4.001.57

Х.Х.Лаул, А.И.Лавров, Я.П.Лугаль

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ КВАДРАТНОЙ
В ПЛАНЕ ДЕРЕВЯННОЙ ОБОЛОЧКИ ВИДА ГИПЕРБО-
ЛИЧЕСКОГО ПАРАБОЛОИДА

В в е д е н и е

В последнее время в строительной практике большое распространение получили гиперболические оболочки отрицательной гауссовой кривизны. С точки зрения архитектурной выразительности и простоты возведения особый интерес представляют прямоугольные и квадратные в плане деревянные оболочки вида гиперболического параболоида.

Несущая способность таких оболочек определялась на основе экспериментальных испытаний или различных методов, которые неправдоподобно рассматривали работу оболочки.

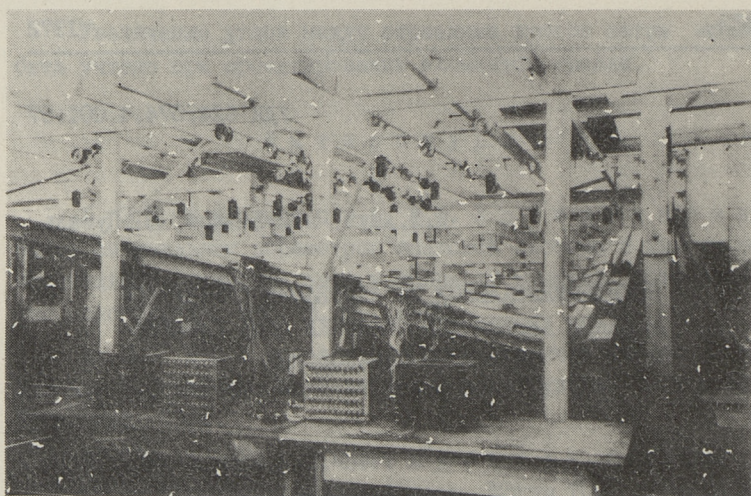
Поэтому возникла потребность более подробного экспериментального исследования моделей гиперболических деревянных оболочек, чтобы выяснить распределение усилий в оболочке, в бортовых элементах и в затяжке, а также определить роль изгибающих моментов и несущую способность конструкции.

В настоящем исследовании принимали участие также инженеры НИ "Эстколхозпроект" М.Г. Вайк, В.А.Хютси и канд.техн. наук К.П.Вйгер.

1. Геометрия и изготовление модели

При моделировании исходили из того, что появляющиеся напряжения в модели и напряжения в действительной конструк-

ции при одинаковой внешней нагрузке на единицу поверхности равны.



Фиг. 1.

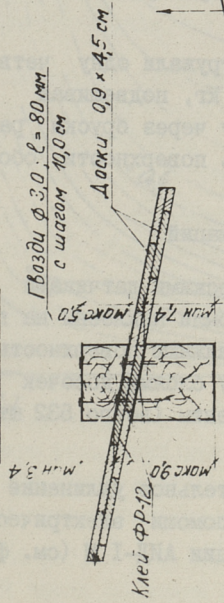
В плане модель квадратная со стороной $a = 3,5$ м, подъем бортового элемента $f_0 = 70$ см (см. фиг. 2).

Все элементы модели оболочки изготовлены в соответствии с моделированием в масштабе 1:5. Криволинейная часть оболочки выполнена из двух слоев досочек с поперечным сечением 9×45 мм. Эти досочки применялись на полную длину без их стыкования. Нижний слой досочек ориентирован по направлению главной диагонали, т.е. по направлению диагонали низких опор (по этому же направлению была установлена и стальная затяжка $\phi 24$ мм), (см. фиг. 1 и 2).

Верхний слой досочек был ориентирован по направлению диагонали высоких опор. Слои досочек выходят за край бортового элемента на 20 см от оси бортового элемента. Все пересекающиеся досочки соединены между собой двумя гвоздями $\phi 1,6$ мм, а по периметру и резорциноформальдегидным клеем ФР-12 на ширину 70 см.

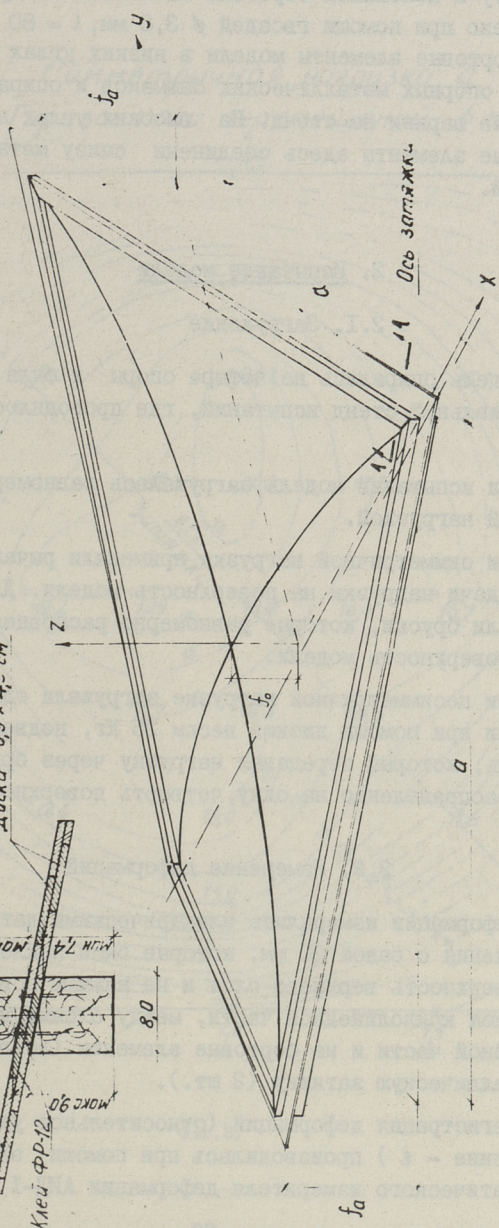
Бортовой элемент состоит из двух брусков: нижнего сечением $(b \times h) - 8 \times 9$ см и верхнего $- 8 \times 5$ см. (см. фиг.

Сечение 1-1



$$z = f_0 - \frac{f_0}{a^2} (x^2 - y^2)$$

$$f_0 = \frac{f_a}{2}; f_a = \frac{1}{5} a$$



Фиг. 2.

1 и 2). Крепление досочек криволинейной части к бортовому элементу и половинок бортовых элементов между собой осуществлено при помощи гвоздей ϕ 3,0 мм, $l = 80$ мм.

Бортовые элементы модели в низких углах соединены при помощи опорных металлических башмаков и опираются через стальные шарики на стенд. На высоких углах нет башмаков, бортовые элементы здесь соединены снизу металлической пластиной.

2. Испытание модели

2.1. Загружение

Модель опиралась на четыре опоры и была установлена на специальный стенд испытаний, где проводилось нагружение.

При испытании модель загружалась равномерно распределенной нагрузкой.

При симметричной нагрузке применяли рычажную систему передачи нагрузки на поверхность модели. Для этого применяли бруски, которые равномерно распределяли нагрузку на поверхность модели.

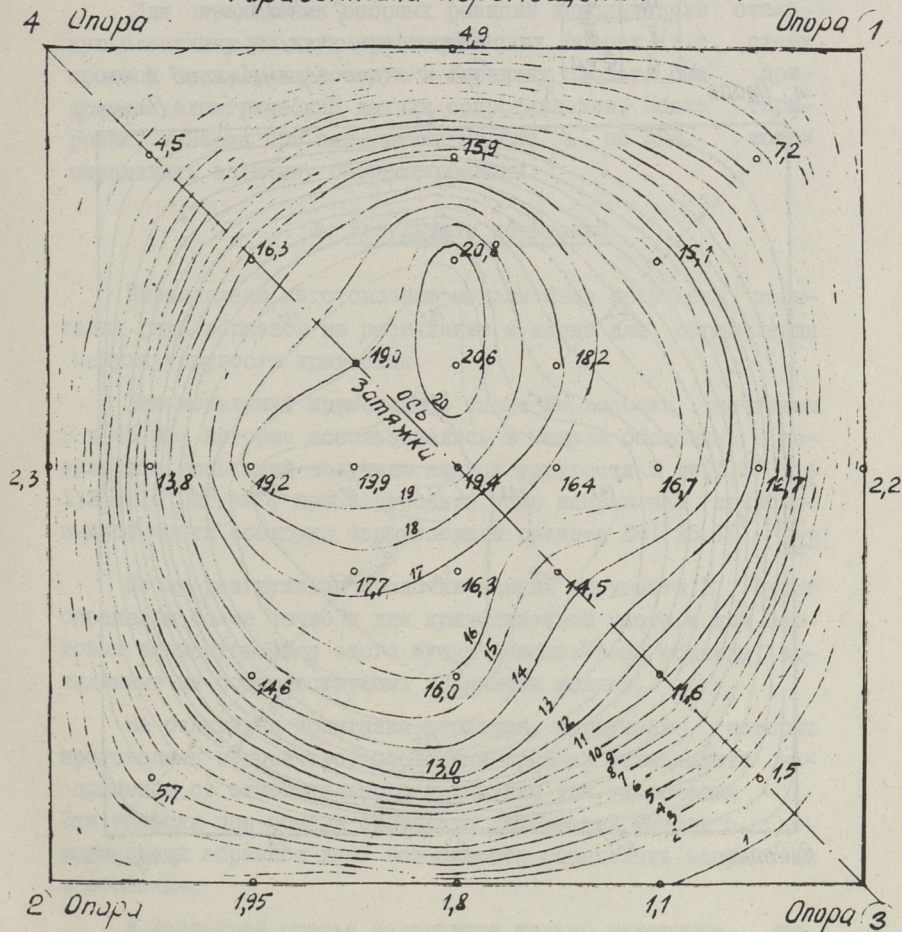
При несимметричной нагрузке загружали одну четверть оболочки при помощи дисков весом 25 кг, подвешивая на стержень, который передавал нагрузку через бруски равномерно распределенно на одну четверть поверхности оболочки.

2.2. Измерение деформаций

Деформации измерялись электрическими датчиками сопротивления с базой 20 мм, которые были наклеены на верхнюю поверхность верхнего слоя и на нижнюю поверхность нижнего слоя криволинейной части, между слоями досочек криволинейной части и на бортовые элементы (всего 532 шт.), на металлическую затяжку (2 шт.).

Регистрация деформаций (относительное удлинение и укорочение - ϵ) производилась при помощи электрического автоматического измерителя деформации АИД-1 М (см. фиг.1).

Симметричная нагрузка $q = 250 \text{ кг/м}^2$
 Горизонталы перемещений 6 мм



Фиг. 3.

Прогибы криволинейной части и бортовых элементов измерялись при помощи прогибомеров Максимова (31 шт.), а на опорах измерялись только горизонтальные перемещения при помощи индикаторов (4 шт.), (см. фиг. I).

Для определения опорных реакций использовали стальную пластинку на двух цилиндрических опорах (т.е. схему простой балки), на которую в середину пролета был прикреплен электрический датчик сопротивления. После тарировки, измеряя при загрузке модели ϵ по АИД, можем определить величину опорной реакции.

3. Результаты испытаний

Параллельно изготовлению модели были проведены испытания ряда образцов на растяжение и изгиб для определения модуля упругости древесины.

Для испытаний применялись такие же досочки сечением 9 x 45 мм, которые использовались в модели оболочки. В результате испытаний получили модуль упругости $E = (1,07 \div 1,35) \cdot 10^5 \text{ кг/см}^2$, при построении эпюр напряжений криволинейной части оболочки использовали среднее $E = 1,25 \cdot 10^5 \cdot \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$.

После разгрузки оболочки модуль упругости E будет определен более точно и для криволинейной части, и для бортовых элементов. Для этого будут использованы образцы, выпиленные из соответствующих элементов модели.

На основании испытания образцов, загрузку которых производили ступенчато, составили графики зависимости напряжения от относительного удлинения или укорочения - ϵ . Эти графики при помощи сравнения деформаций модели с деформациями образцов дают возможность определить напряжения в оболочке.

В настоящей статье излагаются только некоторые результаты испытаний модели оболочки (нагрузка симметричная: $q = 250 \text{ кг/м}^2$ и несимметричная: $q = 200 \text{ кг/м}^2$ и в III четверти дополнительная нагрузка $p = 50 \text{ кг/м}^2$).

На фиг. 3 и 4 даны вертикальные перемещения криволинейной части оболочки соответственно при симметричной и несимметричной нагрузках. Эти прогибы значительны, но ви-

зуально незаметны. Прогобы же бортовых элементов незначительны (см. фиг. 3 и 4). Только при несимметричной нагрузке прогибы бортовых элементов, примыкающих к III четверти оболочки, нагруженной дополнительной нагрузкой $p=50 \text{ кг/м}^2$, будут иметь немного большую величину, но все-таки будут малы.

На фиг. 5 построены эпюры напряжений, вызванные симметричной нагрузкой, и на фиг. 6 – несимметричной нагрузкой. Эти эпюры напряжений очень мало отличаются друг от друга. Но из эпюр напряжений, построенных у края бортового элемента по 2–3, видно, что напряжения в нижнем слое досок имеют большую величину, чем в верхнем слое. Это также видно и из эпюр напряжений по 0–3, где напряжения в нижнем слое досок в районе угла низкой опоры № 3 намного больше напряжений в верхнем слое. Все это говорит о том, что при данных нагрузках большую величину усилий, возникающих в оболочке, воспринимает нижний слой досок, расположенных по направлению главной диагонали. Напряжения в средних районах криволинейной части оболочки малы и толщина досок может быть спроектирована из конструктивных соображений.

Исследование модели показывает, что в криволинейной части появляются изгибающие моменты, например:

а) в верхнем слое досок:

в сечении, проходящем через точку Б (см. фиг. 5), напряжение от изгибающего момента $\sigma_m = 13,1 \text{ кг/см}^2$, а напряжения от продольной силы $\sigma_n = 16,9 \text{ кг/см}^2$,

в сечении, проходящем через точку В:

$$\sigma_m = 10,6 \text{ кг/см}^2, \quad \sigma_n = 11,9 \text{ кг/см}^2,$$

б) в нижнем слое досок:

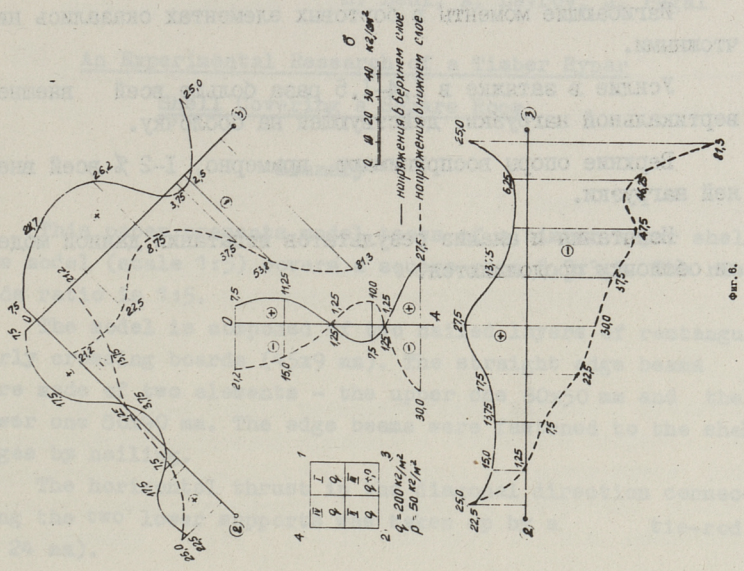
в сечении, проходящем через точку О:

$$\sigma_m = 0,6 \text{ кг/см}^2, \quad \sigma_n = -16,9 \text{ кг/см}^2,$$

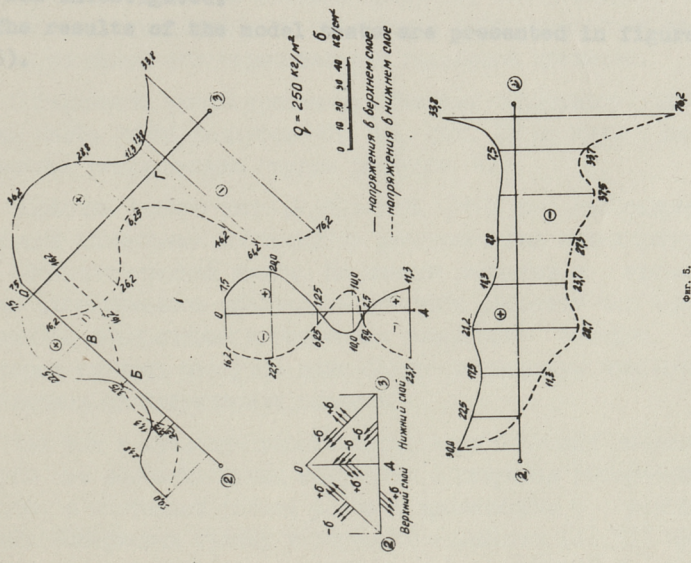
в сечении, проходящем через точку Г:

$$\sigma_m = 17,5 \text{ кг/см}^2, \quad \sigma_n = -28,7 \text{ кг/см}^2.$$

Из этих данных и эпюр напряжений (фиг. 5 и 6) трудно дать ясную картину работы оболочки по диагоналям, так как между слоями досочек было приклеено мало датчиков и некоторые из них вышли из строя.



Фиг. 6.



Фиг. 5.

Изгибающие моменты в бортовых элементах оказались ничтожными.

Усилие в затяжке в 1,4–1,5 раза больше всей внешней вертикальной нагрузки, действующей на оболочку.

Верхние опоры воспринимают, примерно, 1–2 % всей внешней нагрузки.

Испытания и анализ результатов испытаний данной модели оболочки продолжаются.

H. Laul, A. Lavrov, J. Pugaï

An Experimental Research of a Timber Hypar
Shell Covering a Square Room

Summary

This paper presents model tests of a timber hypar shell. The model (scale 1:5) covers a square room 3,5x3,5. The rise-side ratio is 1:5.

The model is composed of two nailed layers of rectangularly crossing boards (45x9 mm). The straight edge beams were made of two elements - the upper one 80x50 mm and the lower one 80x90 mm. The edge beams were fastened to the shell edges by nailing.

The horizontal thrust in the diagonal direction connecting the two lower supports was taken up by a tie-rod (Ø 24 mm).

The influence of the symmetrical and the unsymmetrical loads was investigated.

The results of the model tests are presented in figures (2 - 6).

УДК 624.074.4

Х.Х. Лаул, Ю.А. Тярно

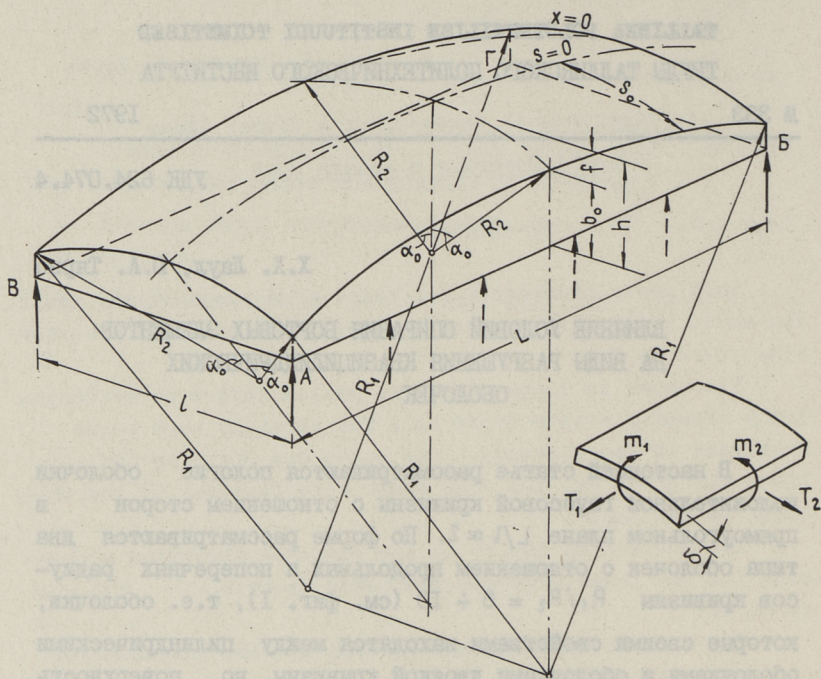
ВЛИЯНИЕ УСЛОВИЙ ОПИРАНИЯ БОРТОВЫХ ЭЛЕМЕНТОВ
НА ВИДЫ РАЗРУШЕНИЯ КВАЗИЦИЛИНДРИЧЕСКИХ
ОБОЛОЧЕК

В настоящей статье рассматриваются пологие оболочки положительной гауссовой кривизны с отношением сторон в прямоугольном плане $L/l \approx 2$. По форме рассматриваются два типа оболочек с отношением продольных и поперечных радиусов кривизны $R_1/R_2 = 5 \div 10$ (см. фиг. I), т.е. оболочки, которые своими свойствами находятся между цилиндрическими оболочками и оболочками двойной кривизны, но поверхность, в отличие от цилиндрических оболочек в деформированном состоянии не имеет зон отрицательной гауссовой кривизны.

Поверхность рассматриваемых оболочек образуется движением части круга радиусом R_2 (см. фиг. I) по двум параллельным направляющим кругом радиусом R_1 .

Оболочки такого типа ($R_1/R_2 = 5 \div 10$, $L/l \approx 2$) со свободными бортовыми элементами по существу работают, как цилиндрические оболочки средней длины. По данным расчетов и проведенных экспериментов оболочки этого типа работают под значительными поперечными изгибающими моментами, которые в некоторых случаях окажутся даже больше изгибающих моментов аналогичных цилиндрических оболочек.

Так как в пределах высоты продольных бортовых элементов уже при незначительных нагрузках образуются поперечные трещины, в настоящей работе расчеты произведены с учетом влияния поперечных трещин в бортовых элементах [1], [2]. При этом предполагается, что картина трещин не изменяется вдоль оболочки (что хорошо подтверждается экспериментами) и на



Фиг. 1.

протяжении трещин бетон не работает на восприятие продольных сил даже между трещинами. Так как на протяжении трещин продольные силы

$$T_1 = \frac{xL}{2} \left(1 - \frac{x}{L}\right) \frac{\partial \xi}{\partial s} \equiv 0,$$

то приращение сдвигающих сил $\xi(s) = \frac{\partial s}{\partial x}$ является постоянной в протяжении трещин.

Для расчета квазицилиндрических оболочек применялся метод аппроксимации сдвигающих сил [I] с учетом влияния перенаправляющих сил $V = T_1/R_1$, возникающих вследствие продольной кривизны $K_1 = 1/R_1$. Перенаправляющие силы V из-за пологости оболочки ($f/l = \frac{1}{6,5}$; $\bar{f}/L = \frac{1}{17} \div \frac{1}{32}$) считали вертикальными. При помощи уравнений равновесия (с трещинами в бортовом элементе)

$$\bar{q}_r + \sum_{i,2} R_2 a_i \left[\frac{(-1)^{i+1} \sin \alpha_0}{i\pi - \frac{\alpha_0}{i\pi}} + \left[b_0 + R_2 \left(\frac{\sin \alpha_0}{\alpha_0} - \cos \alpha_0 \right) + \frac{1}{R_1} \frac{L^2}{8} \right] a_I = 0 \quad (1) \right.$$

и условий минимума потенциальной энергии

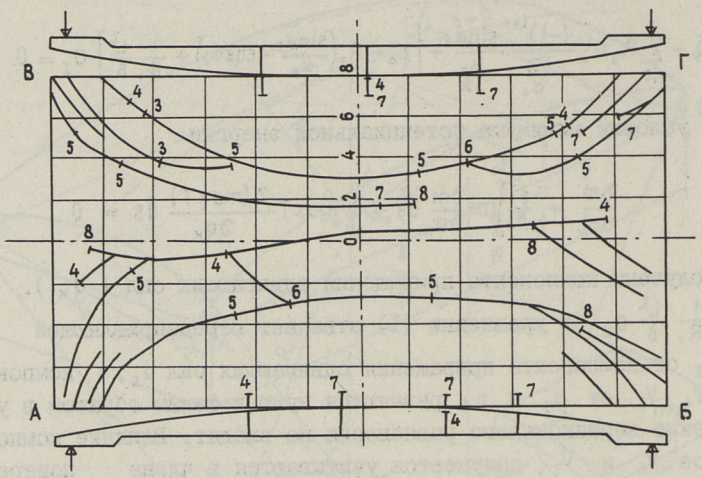
$$\frac{\partial \pi}{\partial a_k} = \frac{6}{\delta} \int_0^{s_0} m \frac{\partial m}{\partial a_k} ds + \oint \max T \frac{\partial (\max T)}{\partial a_k} ds = 0 \quad (2)$$

получены компоненты приращения сдвигающих сил (a_k). Член $\frac{1}{R_1} \frac{L^2}{8} a_I$ в уравнении (1) отвечает перенаправляющей силе V_I от компонента приращения сдвигающих сил a_I , компоненты V_1, V_2 от a_1 и a_2 равняются нулю и таким образом в уравнение вертикального равновесия не входят. Влияние компонентов V_1 и V_2 , разумеется, учитываются в члене поперечных моментов $\frac{6}{\delta^2} \int_0^{s_0} m \frac{\partial m}{\partial a_k} ds$ в условии (2).

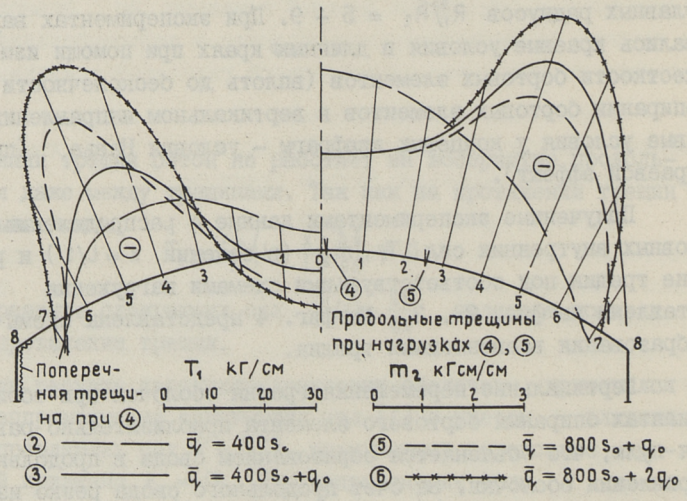
Экспериментальные исследования производились на серии моделей оболочек из цементного раствора размерами в плане 0,6 x 1,2 м и 1,2 x 2,4 м, толщиной 5-11 мм, с соотношением главных радиусов $R_1/R_2 = 5 \div 9$. При экспериментах варьировались краевые условия в длинных краях при помощи изменения жесткости бортовых элементов (вплоть до бесконечности - при опирании бортовых элементов в вертикальном направлении). Краевые условия у концевых диафрагм - условия Навье (простой краевой эффект).

Полученные экспериментами данные о распределении основных внутренних сил T_1, m_2 (в сечении $x = L/2$) и развитие трещин под соответствующими схемами нагружения представлены на фиг. 2, 3. На фиг. 4 представлены схемы зон образования всевозможных трещин.

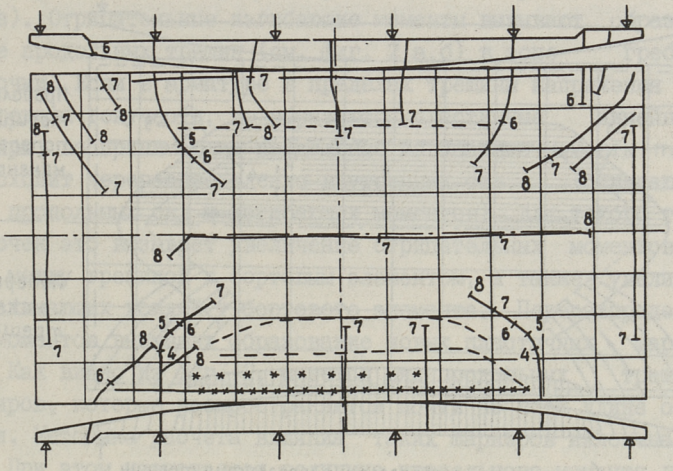
Вертикальные перемещения гребня оболочек при обоих вариантах опирания бортового элемента приблизительно равняются нулю, что объясняется образованием свода в продольном направлении оболочки. За счет продольного свода резко изменяется деформированное очертание поперечного сечения. По сравнению с обыкновенной цилиндрической оболочкой кривизна оболочки с неопертым бортовым элементом при той же схеме нагружения увеличивается. Увеличение кривизны вызывает увеличение отрицательных изгибающих моментов (увеличиваются и за



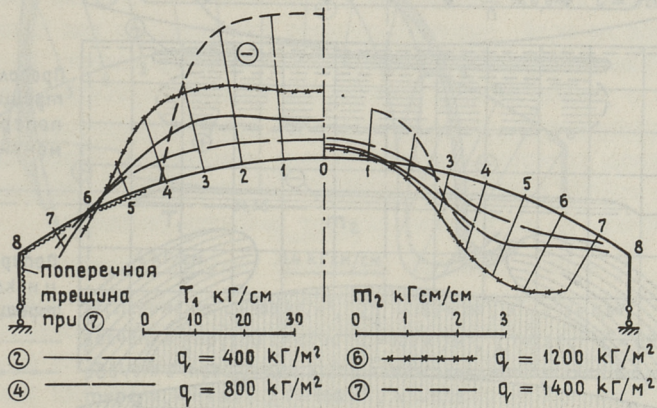
Фиг. 2а.



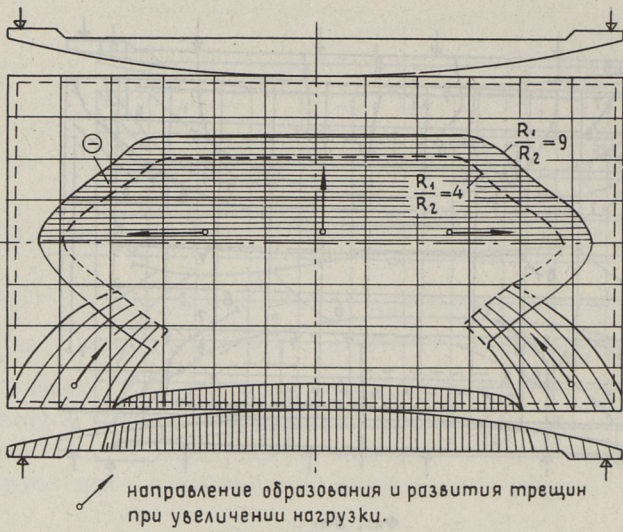
Фиг. 2б.



Фиг. 3 а.



Фиг. 3 б.

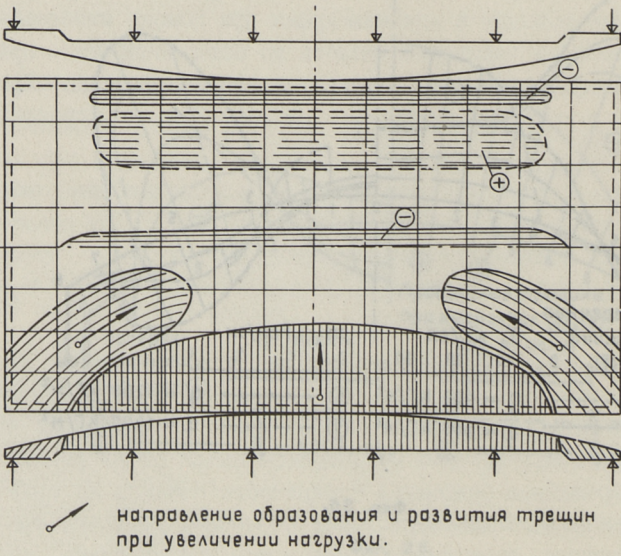


Продольные трещины от поперечных моментов.

Поперечные и наклонные трещины.

направление образования и развития трещин при увеличении нагрузки.

Фиг. 4 а.



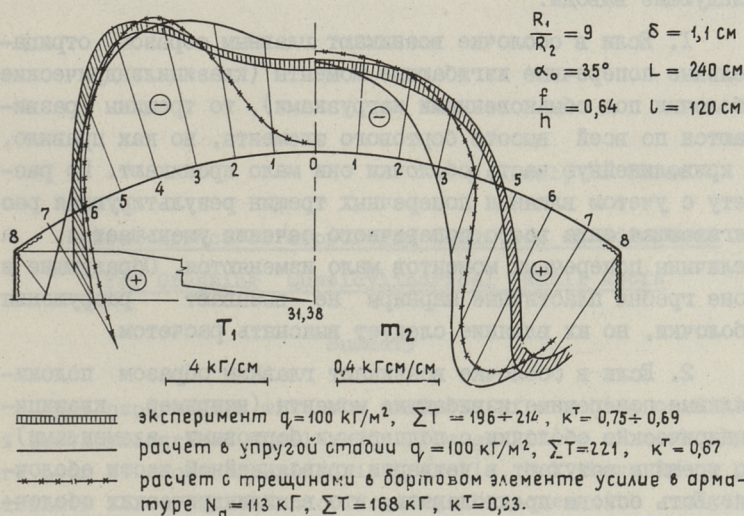
Продольные трещины от поперечных моментов.

Поперечные и наклонные трещины.

направление образования и развития трещин при увеличении нагрузки.

Фиг. 4 б.

счет образования поперечных трещин в зоне бортового элемента). Отрицательные изгибающие моменты вызывают образование продольных трещин (см. фиг. 2 а, б) в зоне гребня оболочки. Если в арматуре в пределах трещины напряжения выше предела текучести, то образуются пластичные линейные шарниры, воспринимающие предельные изгибающие моменты $m_{пр}$. Происходит перераспределение внутренних сил (сдвигающих сил, продольных сил и изгибающих моментов). Для такого типа оболочек это вызывает увеличение отрицательных моментов в зоне между трещиной и бортовым элементом, а также увеличение сжимающих усилий у бортового элемента. Перераспределение моментов вызывает образование новых пластичных шарниров. Как видно из фиг. 2, имеется ряд продольных трещин-шарниров, которые распространяются почти по всей длине оболочки. Методика расчета влияния таких шарниров изложена в [3]. При этом назначается величина предельного момента $m_{пр}$ и сопоставляется с изгибающим моментом вместо пластического шарнира.



Фиг. 5.

Сравнение данных экспериментов и расчетов одной оболочки при нагрузке 100 кг/м^2 со свободными бортовыми элементами представлено на фиг. 5.

Разрушение оболочек рассматриваемого типа со свободными бортовыми элементами производится по балочной схеме при величине плеча внутренних сил $0,8 \div 1,0$ от полной высоты оболочки (K^T). Поперечные трещины при этом очень быстро затухают и незначительно развиваются в криволинейной части оболочки.

В оболочках с подпертыми бортовыми элементами поперечные трещины (см. фиг. 3 а, б) (т.е. зона растяжения) развиваются к криволинейной части и затухают примерно в четверти криволинейной части оболочки. При этом развиваются значительные положительные изгибающие моменты, которые вызывают образование продольных шарниров.

Некоторый опыт авторов по расчету и экспериментам оболочек с бортовыми элементами дает возможность сделать следующие выводы:

1. Если в оболочке возникает главным образом отрицательные поперечные изгибающие моменты (квазицилиндрические оболочки под обыкновенными нагрузками), то трещины развиваются по всей высоте бортового элемента, но как правило, в криволинейную часть оболочки они мало проникают. По расчету с учетом влияния поперечных трещин результирующая растягивающая сила всего поперечного сечения уменьшается, а величины поперечных моментов мало изменяются. Образующие в зоне гребня пластичные шарниры не вызывают разрушения оболочки, но их влияние следует выяснять расчетом.

2. Если в оболочке возникает главным образом положительные поперечные изгибающие моменты (например квазицилиндрические оболочки с подпертыми бортовыми элементами), то трещины затухают в четверти криволинейной части оболочки. Есть основания предполагать, что в цилиндрических оболочках такое затухание не имеет место и при возникновении первых поперечных трещин в четверти оболочки оболочка обрушивается.

Имеет место некоторое уменьшение результирующей силы, но зато увеличиваются поперечные изгибающие моменты. Обра-

зование пластических продольных шарниров положительных изгибающих моментов не производит перераспределение моментов. Оболочки с подпертыми бортовыми элементами предлагается рассчитывать в упругой стадии.

Л и т е р а т у р а

1. Х.Х. Л а у л. Расчет цилиндрических оболочек с криволинейными частями, очерченными по окружности. Труды Таллинского политехнического института, серия А, №50, Таллин, 1953.

2. Х.Х. Л а у л. Цилиндрические железобетонные оболочки с трещинами в растянутой зоне. Труды Таллинского политехнического института, серия А, № 45, Таллин, 1953.

3. Х.Х. Л а у л, Ю.А. Т я р н о. Вопросы расчета цилиндрической оболочки линейным коньковым шарниром. Труды Таллинского политехнического института, серия А, № 296, Таллин, 1970.

H. Laul, Ü. Tärno

About Effect of Supporting Condition of Edge Beam for Crushing Quasicylindrical Shell Roofs

Summary

The paper deals with the analysis of crushing conditions of quasicylindrical shell roofs. The qualities of such shells are near to those of cylindrical shells, but there is no possibility for a situation of forming the zones with negative curvature, which are characteristic in the case of cylindrical shells. The method of calculation based on the approximation of shear force is presented, taking into account the cracks.

У.В.-Э. Мяндр

О ВЛИЯНИИ ПОПЕРЕЧНЫХ СЕЧЕНИЙ ТРОСОВ НА
РАБОТУ ВИСЯЧЕГО ПОКРЫТИЯ С ОТРИЦАТЕЛЬНОЙ
КРИБИЗНОЙ

И. В в е д е н и е

При проектировании седловидных висячих покрытий тросов одного семейства обычно подбираются с одинаковым сечением, а характер работы покрытия достигается выбором других параметров: предварительное напряжение, стрела провисания тросов, общая жесткость покрытия и т.д. В статье рассматриваются некоторые вопросы работы седловидных покрытий в зависимости от изменения сечений некоторых или группы вант одного или обоих семейств.

Используемая методика итерационного расчета висячих систем изложена в [2], с учетом деформаций контура. Расчет по схеме фиг. 2 [2] с деформирующим контуром связан с вопросом сходимости итерации. Поэтому в статье даются некоторые примечания для практического расчета с учетом деформаций контура.

2. Учет деформации контура

При расчете равновесной конфигурации вантовой сети [2] применяется метод последовательных приближений Ньютона. При учете деформации контура приняты дополнительные допущения:

1) Заданы единичные смещения контура от распоров в виде матрицы.

2) Учитываются только горизонтальные смещения контура от распоров.

2.1. Дополнительные уравнения от смещений контура

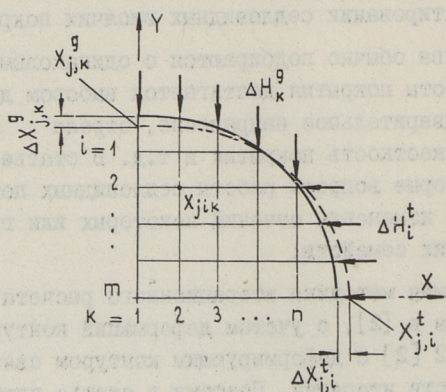
При приложении внешней нагрузки на сетку тросов контур имеет координаты

$$X_{j,k}^g = X_{j,k}^{og} + \Delta X_{j,k}^g \quad \text{и} \quad X_{j,k}^t = X_{j,k}^{ot} + \Delta X_{j,k}^t \quad (1)$$

Смещения контура определяются зависимостями

$$\Delta X_{j,k}^g = \sum_{l=1}^n \Delta H_l^g \cdot u_{j,k,l} + \sum_{q=1}^m \Delta H_q^t \cdot u_{j,k,n+q} \quad (2)$$

$$\Delta X_{j,i}^t = \sum_{l=1}^n \Delta H_l^g \cdot u_{j,n+i,l} + \sum_{q=i}^m \Delta H_q^t \cdot u_{j,n+i,n+q}, \quad (3)$$



Фиг. 1.

где ΔH_l^g и ΔH_q^t — распоры стягивающих и несущих вант,
 $u_{j,k,l}$ — единичные смещения контура,
 $X_{j,k}^g$ и $X_{j,i}^t$ — координаты контура,
 n и m — количество стягивающих и несущих вант соответственно,
 $j = 1, 2, 3$ — индекс размерности пространства по осям X, Y, Z

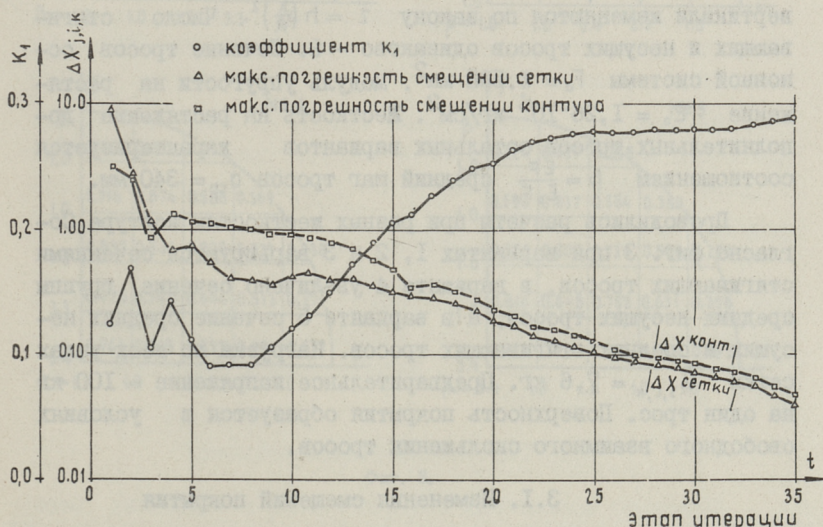
Так как в системе управления (1), (2), (3) при определении распоров ΔH_k^g и ΔH_i^t неизвестными координаты вантовой сети, система решается совместно с общей системой управлений методике [2], и рассматривается как отдельная группа уравнений.

2.2. Решение системы уравнений

Практический расчет показывает, что при применении для решения системы управлений равновесной конфигурации троссовой сетки итерации Ньютона на каждом этапе исходные координаты контура можно вычислить по результатам последних этапов решения системы уравнений (1), (2) и (3)

$$\chi_{j,k}^g = \chi_{j,k}^{g''} + \kappa_1 (\chi_{j,k}^{g'} - \chi_{j,k}^{g''}) \quad \text{и} \quad \chi_{j,i}^t = \chi_{j,i}^{t''} + \kappa_1 (\chi_{j,i}^{t'} - \chi_{j,i}^{t''}), \quad (4)$$

где величину $\kappa_1 \leq 1$ можно назвать коэффициентом итерации. Практический расчет показал, что величину κ_1 целесообразно



Фиг. 2.

изменять после каждого шага итерации в зависимости от величины максимальной погрешности координат сетки и контура. Подходящая величина коэффициента k_1 и его изменение зависят от жесткости покрытия и контура. На фиг. 2 приведено изменение k_1 в ходе итерации при расчете четверти покрытия модели, имеющей в плане форму круга диаметром 3400 мм. Количество тросов 9×9 и жесткость на растяжение трос $E F_{\text{трос}}^0 = 4,2 \cdot 10^4$ кг, изгибная жесткость контура $E J_k = 2,38 \times 10^8$ кг см². При этом $k_1 = 0,09 \div 0,30$, (в некоторых случаях k_1 может уменьшаться до 0,002).

3. Влияние поперечных сечений тросов на работу висячего покрытия

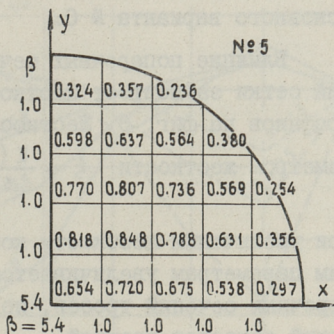
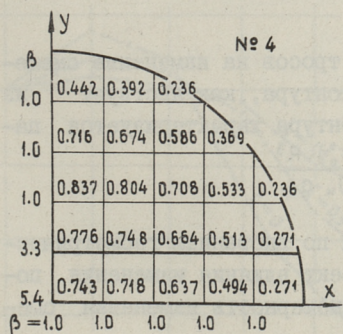
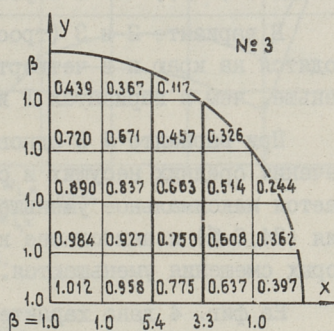
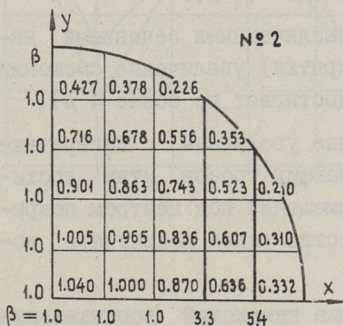
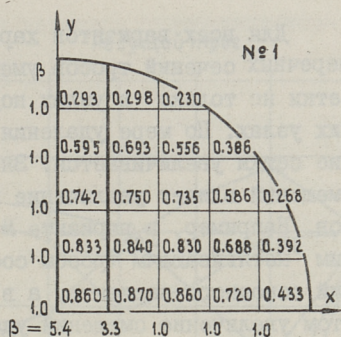
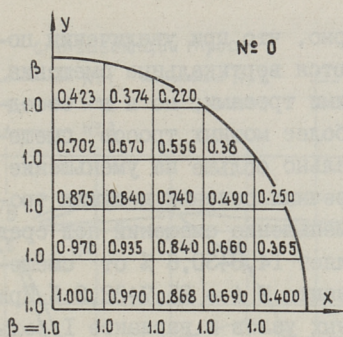
При выяснении влияния поперечных сечений тросов на работу висячего покрытия проводились расчеты на ЭЦМ "Минск -22" по [2] описанной схеме.

Покрытие рассматривается в плане в виде круга радиусом $R = 1700$ мм, с максимальной разностью между ординатами поверхности покрытия $h = 630$ мм. Координаты контура по вертикали изменяются по закону $z = h \left(\frac{x}{R}\right)^2$. Число стягивающих и несущих тросов одинаково - 9. Сечение тросов основной системы $F_0 = 1,538$ мм². Модуль упругости на растяжение $E_0 = 1,26 \cdot 10^6$ кг/см². Жесткость на растяжение дополнительных тросов остальных вариантов характеризуется соотношением $\beta = \frac{E F}{E_0 F_0}$ средний шаг тросов $a_{\text{ср}} = 340$ мм.

Проводились расчеты при разных жесткостях контура. Согласно фиг. 3 при вариантах 1, 2 и 3 варьируются сечениями стягивающих тросов, в варианте 4 увеличено сечение группы средних несущих тросов, а в варианте 5 сечение средних несущих и средних стягивающих тросов. Нагрузка во всех узлах сетки $Q_{z,i,k} = 7,6$ кг. Предварительное напряжение - 100 кг на один трос. Поверхность покрытия образуется в условиях свободного взаимного скольжения тросов.

3.1. Изменения смещений покрытия

На фиг. 3 приведено распределение вертикальных смещений на четверти покрытия при разных вариантах изгибной жесткости контура $E J_k = 2,38 \cdot 10^8$ кг см², где максимальная величина смещения центра покрытия основного варианта № 0 составляет 1/80 диаметра.



Фиг. 3.

Для всех вариантов характерно, что при увеличении поперечных сечений тросов уменьшаются вертикальные смещения сетки не только в узлах под этими тросами, но и в соседних узлах. По мере удаления от более мощных тросов смещение сетки увеличивается. Значительно больше на уменьшение смещений влияет увеличение поперечных сечений несущих тросов. Например, в варианте № 1 уменьшение смещений под средним натягивающим тросом составляет $14,0 \div 30,6$ % от смещений основного варианта, а в варианте № 4 - $25,7 \div 32,3$ %. При этом увеличение смещений удаленных узлов в варианте 1 больше (до $27,2$ %), чем в варианте 4 (до $7,3$ %).

В варианте 2 и 3 (тросы с увеличенными сечениями находятся на краю и в четверти покрытия) увеличение смещений меньше, чем в вариантах 1 и 2 (достигает не более 4 %).

При варианте № 5 одновременно увеличены поперечные сечения средних несущих и стягивающих тросов. Этим достигается максимальное уменьшение смещений под центром покрытия ($34,6$ %) и наибольшее количество узлов покрытия, в которых смещения уменьшаются.

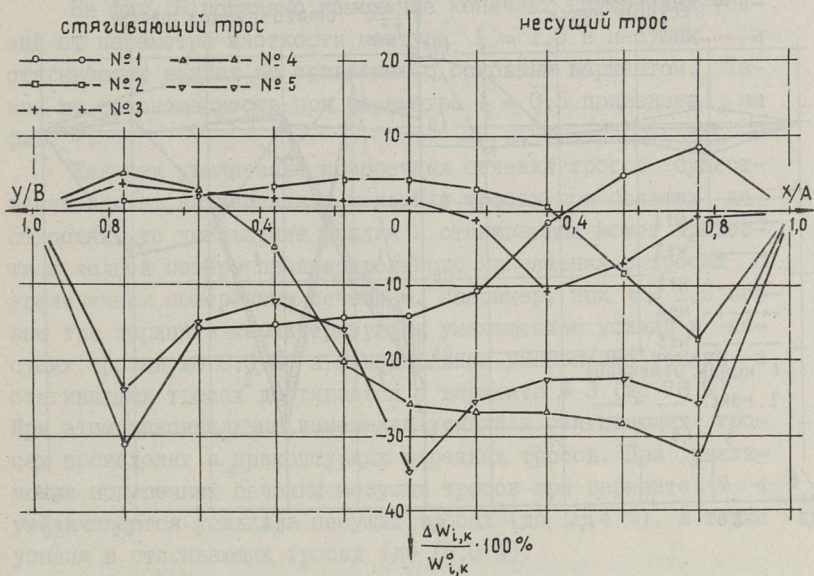
На фиг. 4 дана характеристика изменений вертикальных смещений среднего несущего троса в процентах от смещений основного варианта № 0.

Влияние поперечных сечений тросов на изменение смещений сетки зависит от жесткости контура, как явствует из графиков на фиг. 5. Жесткость контура характеризуется параметром жесткости
$$\xi = \frac{E (F_t^0 + F_g^0) \cdot R^3}{5\pi \cdot E_k J_k \cdot \sigma_{cp}}$$

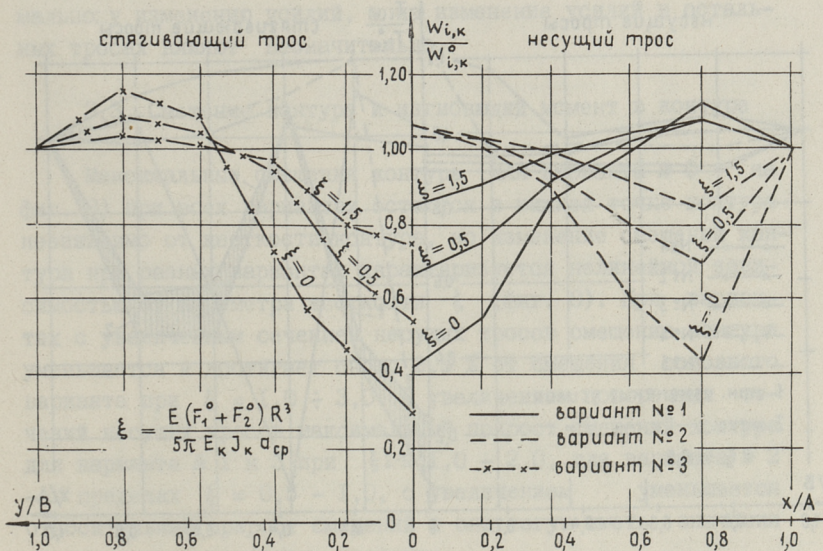
При увеличении жесткости контура по выбранным геометрическим параметрам увеличивается эффект влияния изменения поперечных сечений тросов, но закономерность изменения смещений остается прежней.

3.2. Внутренние усилия в тросах

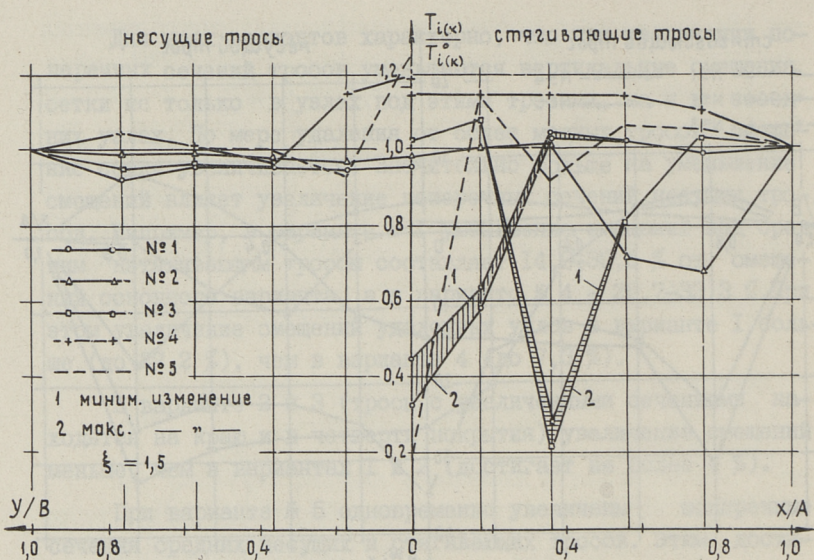
Изменение поперечных сечений тросов в отдельных местах покрытия оказывает значительное влияние не только на изменение смещений сетки, но также на изменения внутренних усилий в тросах. При этом большую роль играет жесткость контура.



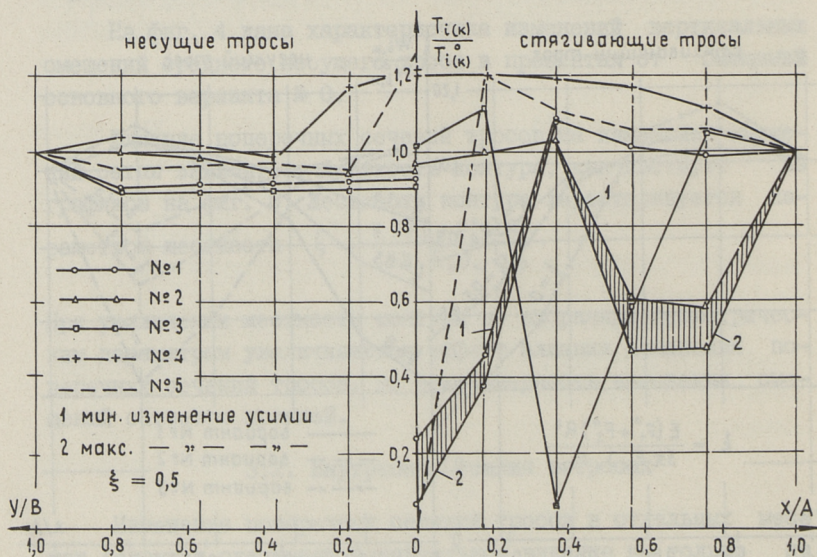
Фиг. 4.



Фиг. 5.



Фиг. 6.



Фиг. 7.

На фиг. 6 показано изменение конечных внутренних усилий от параметра жесткости контура $\xi = 1,5$ в несущих и стягивающих вантах по сравнению с основным вариантом. Такая же закономерность при параметре $\xi = 0,5$ приведена на фиг. 7.

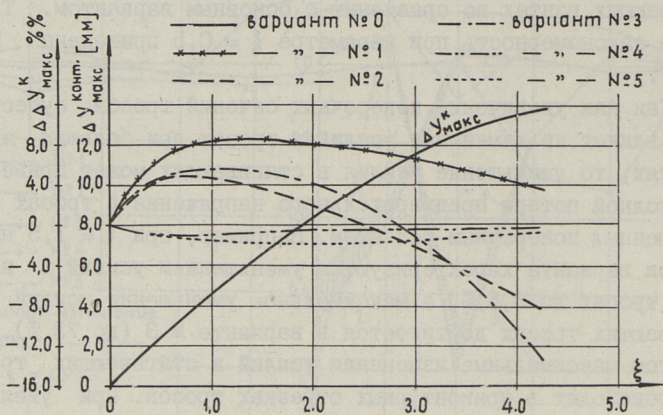
Так как увеличение поперечных сечений тросов существенно влияет на изменение усилий в тросах при больших жесткостях, то уменьшение усилия в стягивающих может привести к полной потере предварительного напряжения в тросах с увеличенным поперечным сечением. Например, при $\xi = 1,5$ первые три варианта характеризуются уменьшением усилий в несущих тросах до 8,5 %, а максимальное уменьшение усилий в стягивающих тросах достигается в варианте № 3 (до 73 %). При этом максимальные изменения усилий в стягивающих тросах происходят в приконтурных отрезках тросов. При увеличении поперечных сечений несущих тросов при варианте № 4 увеличиваются усилия в несущих тросах (до 18,4 %), а также усилия в стягивающих тросах (до 13,9 %).

При всех случаях можно отметить, что независимо от жесткости контура, более мощные тросы стремятся к максимальному изменению усилий, а на изменение усилий в остальных тросах влияют незначительно.

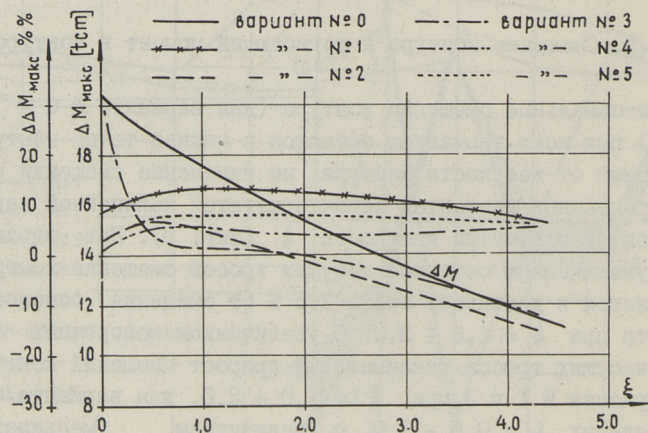
3.3. Смещение контура и изгибающий момент в контуре

Максимальные смещения контура (для варианта № 0 - на фиг. 8) при всех вариантах остаются в нижней точке контура независимо от жесткости контура, но изменение смещений контура при разных вариантах характеризуется нелинейной зависимостью от параметра жесткости ξ (фиг. 8). При вариантах с увеличенным сечением несущих тросов смещение контура уменьшается и достигает около 2,5 % от смещения основного варианта при $\xi = 1,0 \div 3,0$. С увеличением поперечных сечений несущих тросов максимальный прирост смещений контура для варианта № 1 и 3 при $\xi = 1,0 \div 2,0$, для варианта № 2 - в пределах $\xi = 0,5 - 1,0$, с увеличением уменьшается относительный прирост смещений и они могут иметь значения меньше, чем у основного варианта.

С уменьшением жесткости контура (фиг. 9) уменьшается прирост изгибающего момента ΔM от приложения внешней нагрузки.



Фиг. 8.



Фиг. 9.

При данных параметрах момент от предварительных напряжений составляет $1,0 \div 2,5$ % от ΔM для основного варианта № 0.

Для других вариантов даны относительные изменения в процентах от основного варианта при увеличении сечений тросов. При всех вариантах изменение изгибающего момента от жесткости контура нелинейное и до $\xi = 1,75$ происходит прирост изгибающего момента независимо от варианта. С увеличением ξ при расположении мощных стягивающих тросов на краю или в $1/4$ покрытия изгибающие моменты в контуре уменьшаются.

В ы в о д ы

Учет деформаций контура итеративным способом при расчете висячих покрытий по методике [2] практически целесообразен с изменением коэффициента учета поправки смещений контура в ходе расчета на ЭЦМ.

Изменение поперечных сечений отдельных тросов существенно влияет на работу сети покрытия и может способствовать улучшению работы седловидных покрытий.

Особое внимание при увеличении поперечных сечений стягивающих тросов следует обратить на уменьшение предварительного напряжения, которое может уменьшаться до нуля и контактное усилие между несущими и стягивающими тросами могут исчезать.

Уменьшение изгибной жесткости обрамляющего контура уменьшает эффект, полученный в работе покрытия с увеличенным поперечным сечением тросов в случае относительного жесткого контура.

Л и т е р а т у р а

1. В.Р. Кульбах, Ю.К. Энгельбрехт, У.В.-Э. Мян д. Влияние деформации контура на работу сети седловидных висячих покрытий круглой формы в плане. Труды ТПИ, серия А, № 278, 1969.

2. У.В.-Э. Мян д, В.П. Кульбах. О расчете равновесной конфигурации вантовой сети. Труды ТПИ, серия А, № 314, 1971.

З. В. Р. К у л ь б а х. К вопросу статического расчета седловидных висячих покрытий по дискретной схеме. Труды ТПИ, серия А, № 314, 1971.

U. Mänd

About the Influence of Cross-sectional Areas
of Cables on the Work of Hanging Roofs of
Negative Curvature

Summary

The paper deals with some problems with the consideration of the displacements of the edge frame by computing forces and deflections of the cable network depending on the load. The electronic computer "Minsk-22" has been used. The results of the analysis by increasing cross-sectional areas of few cables of network by different rigidity of edge member are presented. Increasing cross-sectional areas of the few cables of network may be a way to improve the work of hanging roofs of negative curvature.

УДК 624.074.4

Ю.А.Тярно, П.О.Лайдра, Я.Н.Лумэ

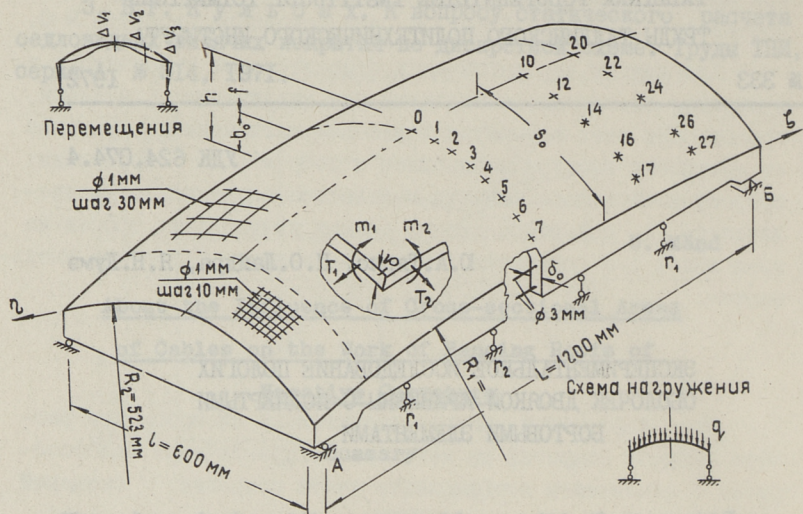
ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ПОЛОГИХ
ОБОЛОЧЕК ДВОЙКОЙ КРИВИЗНЫ С ПОДПЕРТЫМИ
БОРТОВЫМИ ЭЛЕМЕНТАМИ

В настоящей статье рассматриваются пологие оболочки положительной гауссовой кривизны с отношениями сторон в прямоугольном плане $L/l \approx 2$ и главных радиусов $R_1/R_2 = 5 \div 9$. Продольные бортовые элементы оболочек в экспериментах были подпертыми.

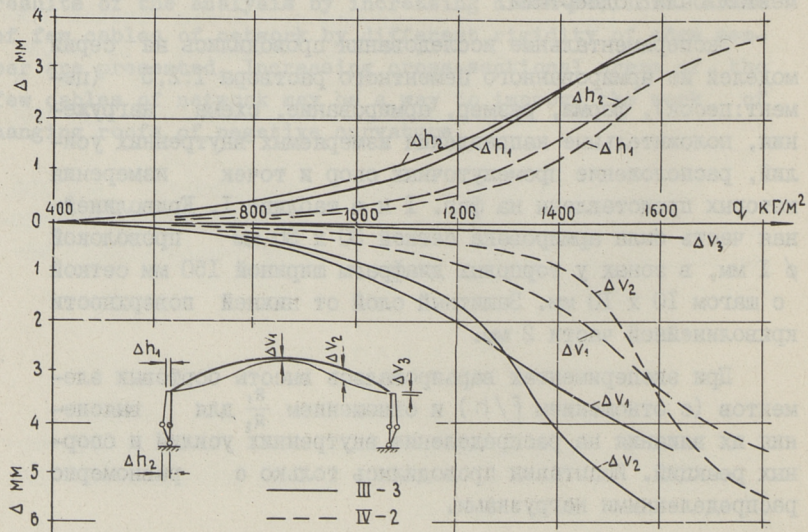
Экспериментальные исследования проводились на серии моделей из армированного цементного раствора 1:2,5 (цемент:песок), форма, размер, армирование, схема нагружения, положительные направления измеряемых внутренних усилий, расположение промежуточных опор и точек измерения которых представлены на фиг. 1 и в таблице I. Криволинейная часть была армирована сеткой 30 x 30 мм проволокой ϕ 1 мм, в зонах у торцовых диафрагм шириной 150 мм сеткой с шагом 10 x 10 мм. Защитный слой от нижней поверхности криволинейной части 2 мм.

При экспериментах варьировались высоты бортовых элементов (с отношением f/h) и отношением $\frac{R_1}{R_2}$ для выяснения их влияния на распределение внутренних усилий и опорных реакций. Испытания проводились только с равномерно распределенными нагрузками.

Вертикальные и горизонтальные перемещения точек поперечного сечения в середине оболочки ($x = \frac{L}{2}$) представлены на фиг. 2. Для контроля надежности опирания (на та-



Фиг. 1.



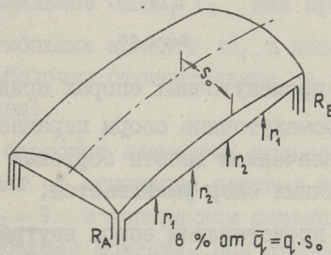
Фиг. 2.

Таблица 1

Геометрические размеры моделей

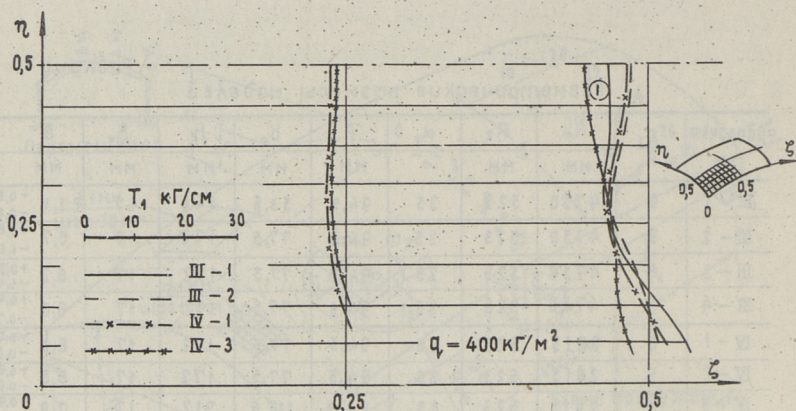
Оболочка №	$\frac{R_1}{R_2}$	R_1	R_2	α_0	f	b_0	h	δ_0	δ
		мм	мм	°	мм	мм	мм	мм	мм
III-1	9	4750	523	35	94,5	53,5	148	17	7,1 ^{+0,8} -0,9
III-2	9	4750	523	35	94,5	77,5	172	17	6,7 ^{+0,6} -1,0
III-3	9	4750	523	35	94,5	77,5	172	17	6,2 ^{+0,8} -1,1
III-4	9	4750	523	35	94,5	77,5	172	17	6,0 ^{+0,9} -0,7
IV-1	5	2615	523	35	94,5	77,5	172	17	6,3 ^{+0,7} -0,8
IV-2	5	2615	523	35	94,5	77,5	172	17	6,5 ^{+0,6} -0,9
IV-3	5	2615	523	35	94,5	117,5	212	17	7,9 ^{+0,9} -1,7

рированные измерительные мостики) были измерены вертикальные перемещения бортовых элементов (практически равнялись нулю). Вертикальные перемещения гребня оболочки (в точке 0) и в точке у четверти криволинейной части (в точке 4) были почти одинаковыми и при эксплуатационных нагрузках незначительными. При нагрузках $q = 1200 \div 1400 \text{ кг/м}^2$ резко увеличивались перемещения в точках у четверти оболочки, которые вызывались образованием трещин шарниров положительных изгибающих моментов в этих сечениях. Горизонтальные перемещения увеличивают расстояние между бортовыми элементами.

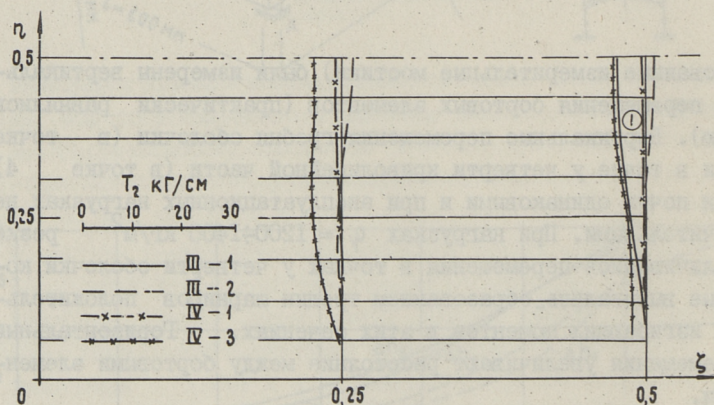


Оболочка	R_A	r_1	r_2	r_2	r_1	R_B
IV 1	37%	5%	8%	8%	5%	37%
IV 3	43%	3%	4%	4%	3%	43%
III 1	36%	5%	9%	9%	5%	36%
III 3	45%	2%	3%	3%	2%	45%

Фиг. 3.



Фиг. 4 а.

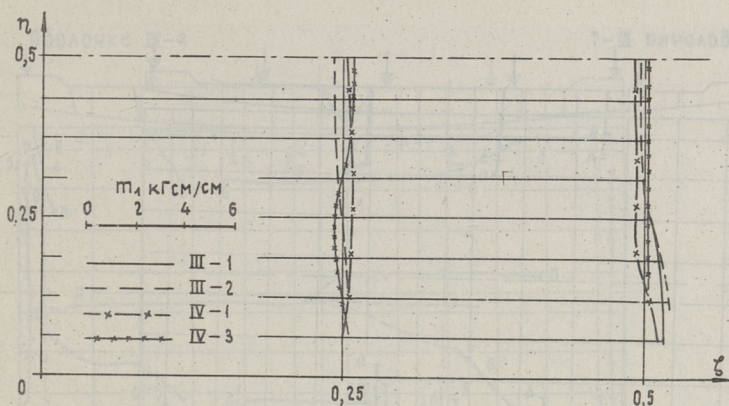


Фиг. 4 б.

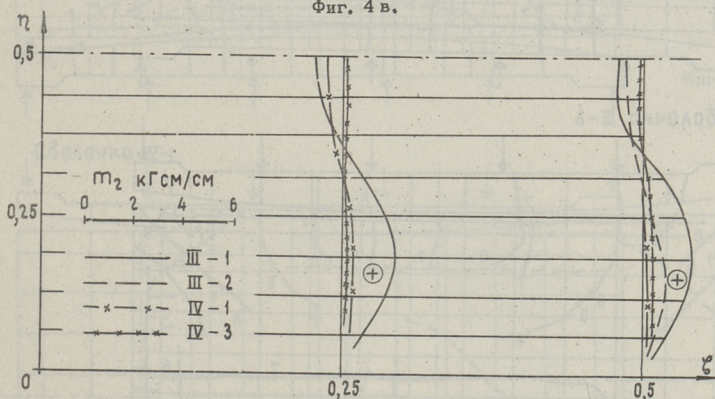
Реакции в промежуточных опорах представлены на фиг.3. В среднем на промежуточные опоры передается 10-28 % общей нагрузки. С увеличением высоты бортовых элементов доля реакции промежуточных опор уменьшается.

На фиг. 4 представлены эпюры внутренних сил T_1 , T_2 , m_1 и m_2 в зависимости от отношения R_1/R_2 и f/h при нагрузке $q = 400 \text{ кг/м}^2$.

Продольные нормальные силы T_1 имеют довольно широкие зоны растяжения у бортовых элементов ($\frac{1}{6} \div \frac{1}{4}$ ширины криволинейной части). Только у модели IV-3 все поперечное сечение сжато. В продольном направлении силы T_1 интенсивно изменяются.



Фиг. 4 в.



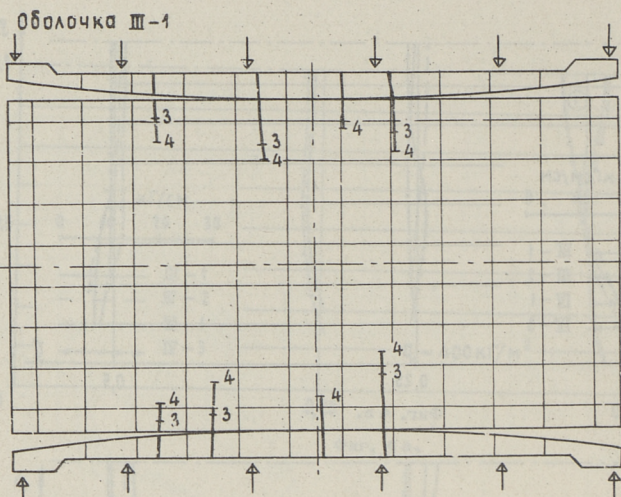
Фиг. 4 г.

Поперечные нормальные силы T_2 как правило сжимающие.

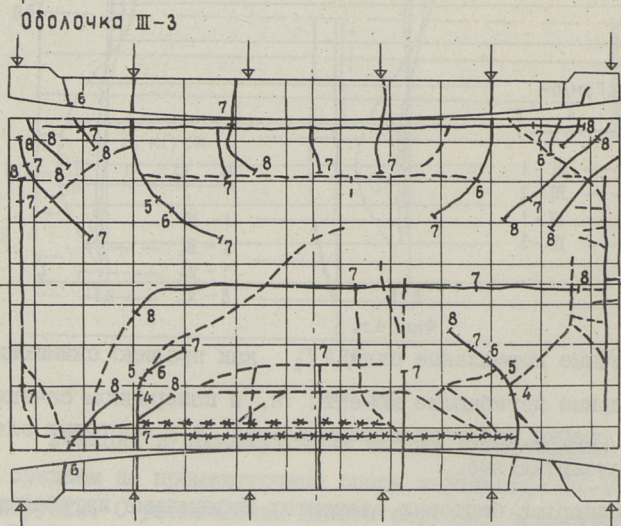
Продольные изгибающие моменты m_1 в поперечном сечении $\zeta = 0,5$ у гребня оболочки отрицательные, а у бортовых элементов — положительные.

При подпертых бортовых элементах поперечные изгибающие моменты m_2 зависят от отношения главных радиусов R_1/R_2 . При отношении $R_1/R_2 = 9$ в поперечном сечении имеются довольно большие изгибающие моменты. При отношении $R_1/R_2 = 5$ поперечные изгибающие моменты резко уменьшаются и имеют величины, сравнимые с изгибающими моментами m_1 .

На фиг. 5 представлено образование и развитие трещин. Поперечные трещины, которые образуются уже при эксплуатационных нагрузках (400 кг/м^2) развиваются в криволинейную



Фиг. 5а.

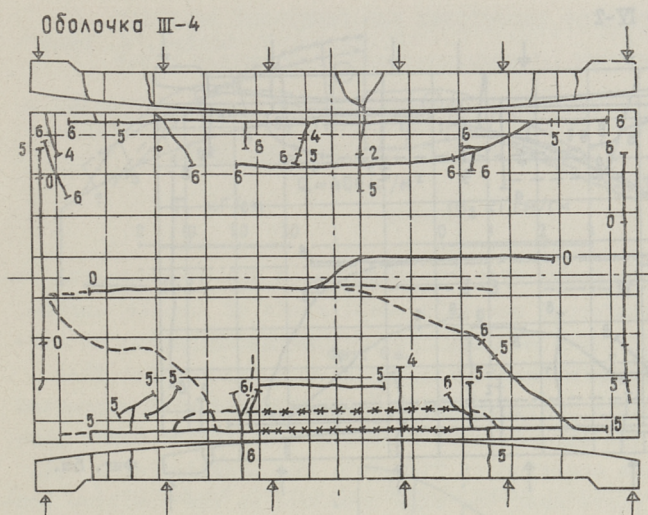


Фиг. 5б.

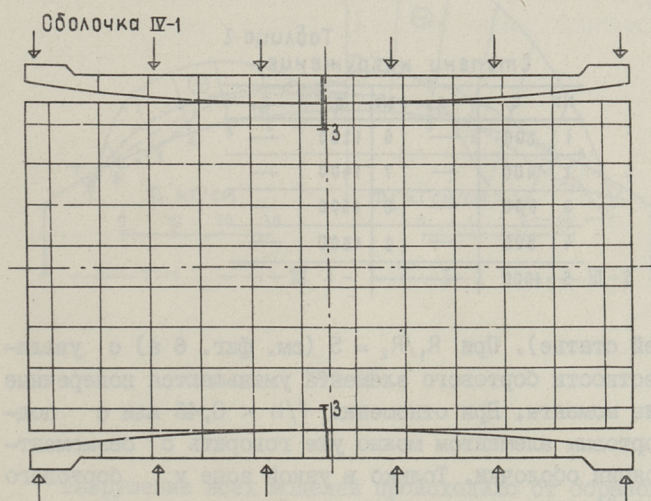
часть оболочки и бывают вертикальными в продольном направлении на протяжении $0,6 L$.

С дальнейшим возрастанием нагрузки они развиваются в криволинейную часть на протяжении $0,5 \div 0,6 s$.

Продольные трещины у гребня образовались при нагрузке $q = 1400 \div 1600 \text{ кг/м}^2$ и развивались на протяжении $\sim 0,6 L$. У бортового элемента оболочки перед разрушением образова-



Фиг. 5 в.



Фиг. 5 г.

лись (на расстоянии около $0,15 z_0$ от бортового элемента) продольные трещины от положительных изгибающих моментов.

Наклонные трещины образовались при нагрузках $q \approx 1200 \text{ кг/м}^2$ и начинались в зонах $\sim 0,2 L$ от концевых диафрагм..

На фиг. 6 даны сравнительные эпюры основных внутренних сил T_1 и m_2 в середине пролета ($\xi = 0,5$) при нагрузке $q = 400 \text{ кг/м}^2$ (обозначения I-I, I-2, II-I, II-3 см. в

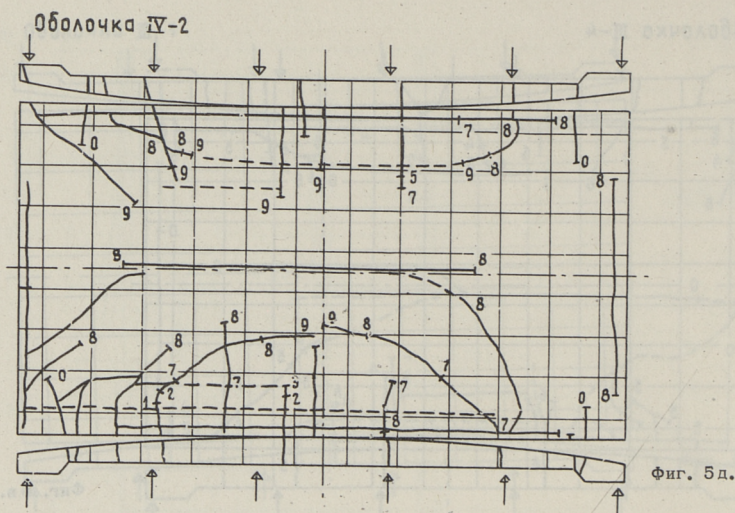


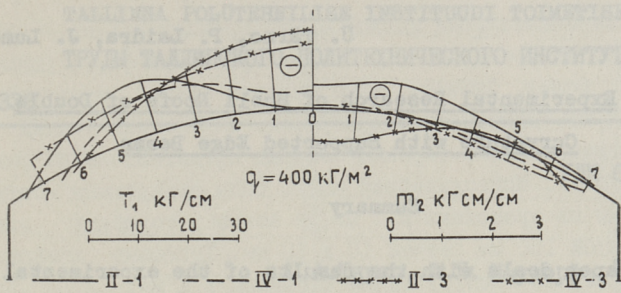
Таблица 2
Степени нагружения

№	q	q_0	№	q	q_0
1	200	—	6	1200	—
2	400	—	7	1400	—
3	600	—	8	1600	—
4	800	—	9	1800	—
5	1000	—			

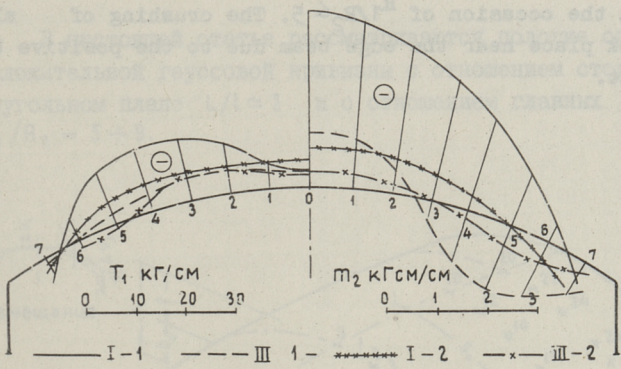
предыдущей статье). При $R_1/R_2 = 5$ (см. фиг. 6 а) с увеличением жесткости бортового элемента уменьшаются поперечные изгибающие моменты. При отношении $f/h < 0,46$ или с подпертым бортовым элементом можно уже говорить о безмоментном состоянии оболочки. Только в узкой зоне у бортового элемента действуют значительные изгибающие моменты.

При отношении $R_1/R_2 = 9$ даже при подпертом бортовом элементе в криволинейной части развиваются значительные изгибающие моменты. С увеличением вертикальной жесткости бортового элемента уменьшаются отрицательные изгибающие моменты.

Положительные изгибающие моменты развиваются на протяжении $0,5 \div 0,6 s_0$ от бортового элемента.



Фиг. 6а.



Фиг. 6б.

Разрушение всех моделей происходило от образования пластического шарнира положительных изгибающих моментов бортового элемента при нагрузках выше $q_y = 1400-1800 \text{ кг/м}^2$.

Experimental Research of Shell Roofs of Double
Curvature with Supported Edge Beams

Summary

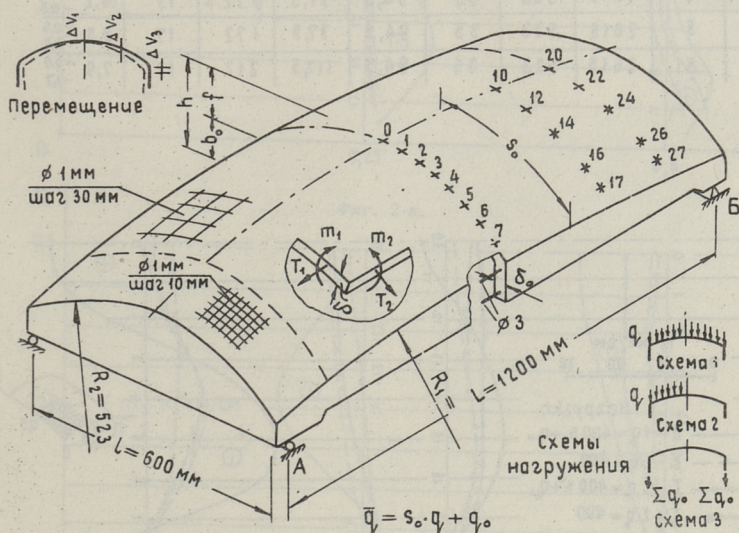
The paper deals with the results of the experimental research of reinforced concrete shell roofs of double curvature with $R_1/R_2 = 5 \div 9$ and $L/1 \approx 2$. The distribution of bending moments has considerably positive character for flat shells of double curvature with $R_1/R_2 = 9$ and with supported edge beams. The situation of membrane equilibrium takes place only on the occasion of $R_1/R_2 \leq 5$. The crushing of all shells took place near the edge beam due to the positive bending moment.

УДК 624.074.4

Ю.А.Тярно, А.Я. Неудорф, Т.П.Ринго

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ПОЛОГИХ
ОБОЛОЧЕК ДВОЙКОЙ КРИВИЗНЫ СО СВОБодНЫМИ
БОРТОВЫМИ ЭЛЕМЕНТАМИ

В настоящей статье рассматриваются пологие оболочки положительной гауссовой кривизны с отношением сторон в прямоугольном плане $L/l \approx 2$ и с отношением главных радиусов $R_1/R_2 = 5 \div 9$.



Фиг. 1.

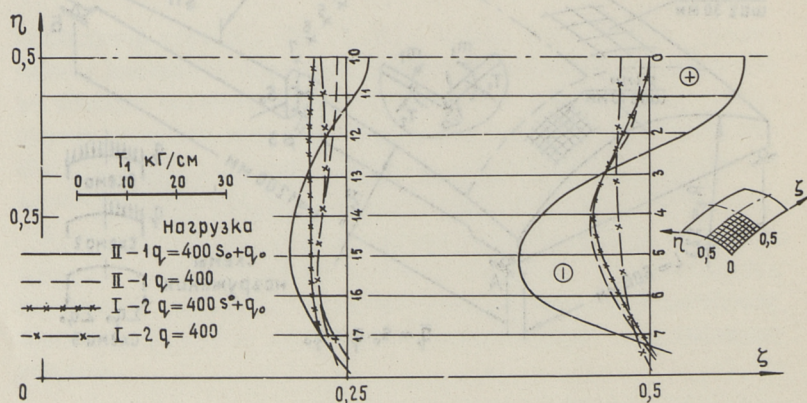
Экспериментальные исследования проводились на серии моделей из армированного цементного раствора 1:2,5 (цемент : песок), форма, размеры, армирование, схемы нагружения, положительные направления измеряемых внутренних усилий и расположение точек измерения которых представлены на фиг.1 и в таблице I. Криволинейная часть была армирована сеткой 30 x 30 мм из проволоки ϕ 1 мм, в зонах у торцовых диафрагм шириной 150 мм сеткой 10 x 10 мм. Торцовые диафрагмы армировались по контуру одним стержнем ϕ 4 мм.

При испытании варьировалась жесткость бортовых элементов.

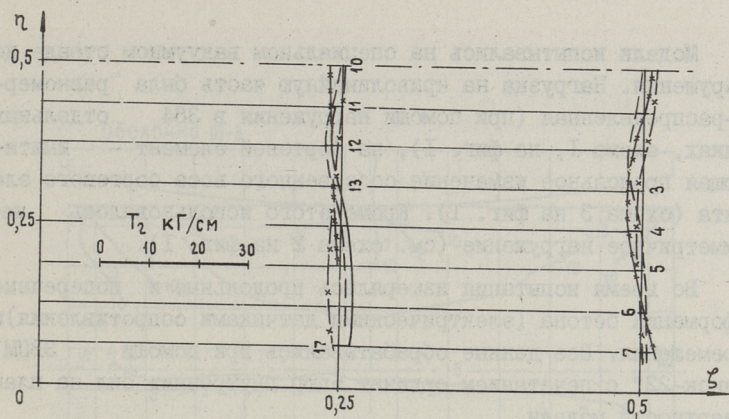
Геометрические размеры моделей

Таблица 1.

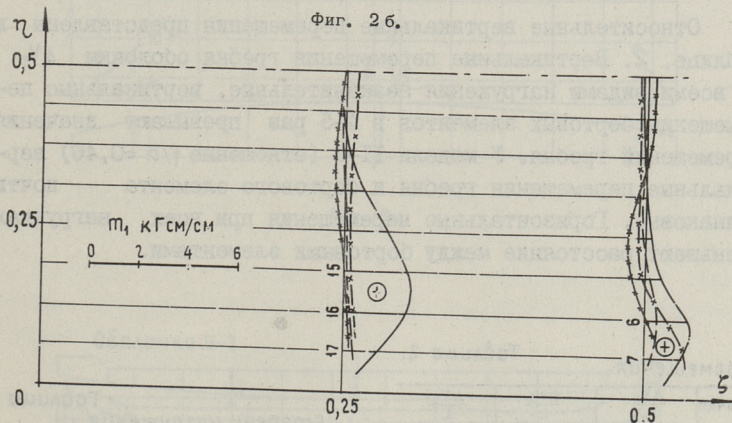
Оболочка №	R_1	R_1	R_2	α_0	f	b_0	h	δ_0	δ
	R_2	мм	мм	°	мм	мм	мм	мм	мм
I-1	9	4750	523	35	94,5	53,5	148	17	7,1 ^{+0,8} -0,9
I-2	9	4750	523	35	94,5	77,5	172	17	6,7 ^{+0,6} -1,0
II-1	5	2615	523	35	94,5	77,5	172	17	6,2 ^{+0,7} -0,8
II-2	5	2615	523	35	94,5	77,5	172	17	6,5 ^{+0,6} -0,9
II-3	5	2615	523	35	94,5	117,5	212	17	7,9 ^{+0,9} -1,7



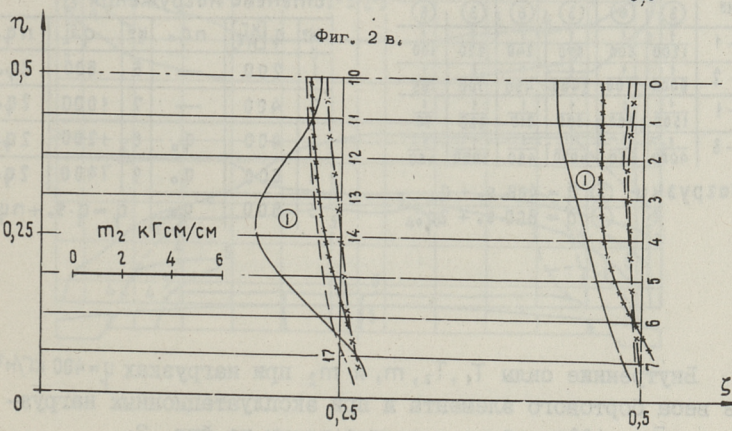
Фиг. 2 а.



Фиг. 2 б.



Фиг. 2 в.



Фиг. 2 г.

Модели испытывались на специальном вакуумном стенде до разрушения. Нагрузка на криволинейную часть была равномерно-распределенная (при помощи нагружения в 384 отдельных точках, схема I, на фиг. I), на бортовой элемент - имитирующая продольное изменение собственного веса бортового элемента (схема 3 на фиг. I). Кроме этого использовалось несимметричное нагружение (см. схема 2 на фиг. I).

Во время испытания измерялись продольные и поперечные деформации бетона (электрическими датчиками сопротивления) и перемещения. Все данные обрабатывались при помощи ЭВМ "Минск-22" с печатанием ординат эпюр внутренних сил на план поверхности модели.

Относительные вертикальные перемещения представлены в таблице 2. Вертикальные перемещения гребня оболочки ΔV_1 со всеми видами нагружения незначительные, вертикальные перемещения бортовых элементов в 4-5 раз превышают значения перемещений гребня. У модели II-3 (отношение $f/h = 0,46$) вертикальные перемещения гребня и бортового элемента почти одинаковые. Горизонтальные перемещения при всех нагрузках уменьшают расстояние между бортовыми элементами.

Таблица 2.

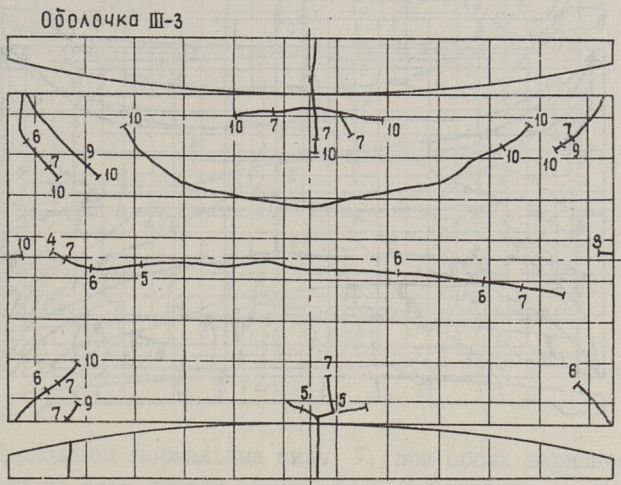
Оболочка №	$\frac{\Delta V_1}{L}$		$\frac{\Delta V_2}{L}$		$\frac{\Delta V_3}{L}$	
	③	⑥	③	⑥	③	⑥
I-1	1200	500	570	240	220	100
I-2	6000	1700	2400	450	700	185
II-1	1500	380	580	210	220	90
II-3	4000	550	4000	480	3000	450

Нагрузки ③ $\bar{q} = 400 \cdot s_0 + q_0$
 ⑥ $\bar{q} = 800 \cdot s_0 + 2q_0$

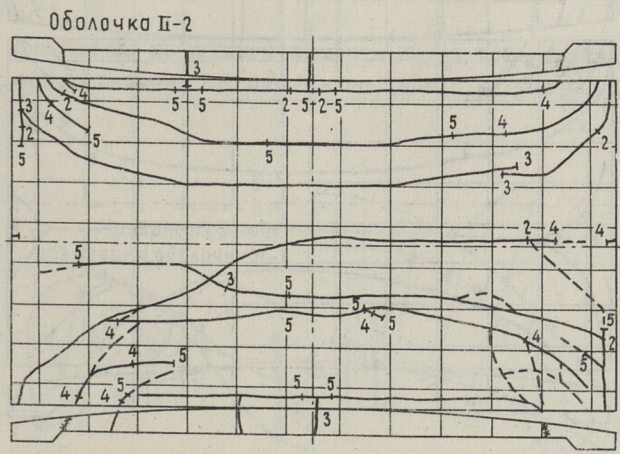
Таблица 3.

Степени нагружения					
№	$q \frac{[кг]}{[м^2]}$	nq_0	№	q	nq_0
1	200	—	6	800	$2q_0$
2	400	—	7	1000	$2q_0$
3	400	q_0	8	1200	$2q_0$
4	600	q_0	9	1400	$2q_0$
5	800	q_0	$\bar{q} = q \cdot s_0 + nq_0$		

Внутренние силы T_1, T_2, m_1 и m_2 при нагрузках $q = 400 \text{ кг/м}^2$ без веса бортового элемента и при эксплуатационных нагрузках $\bar{q} = 400 \cdot s_0 + q_0$ представлены на фиг. 3.

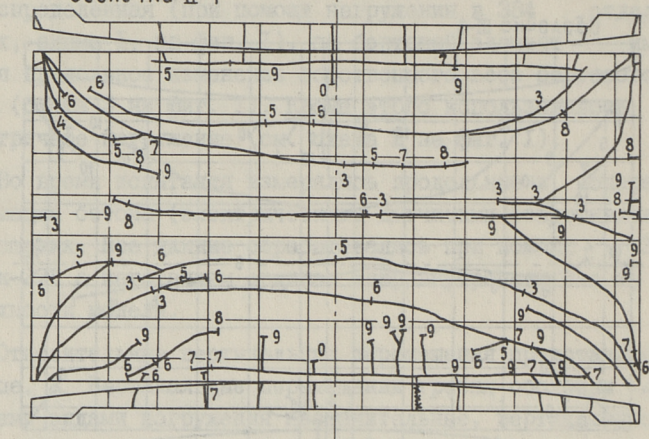


Фиг. 3 а.



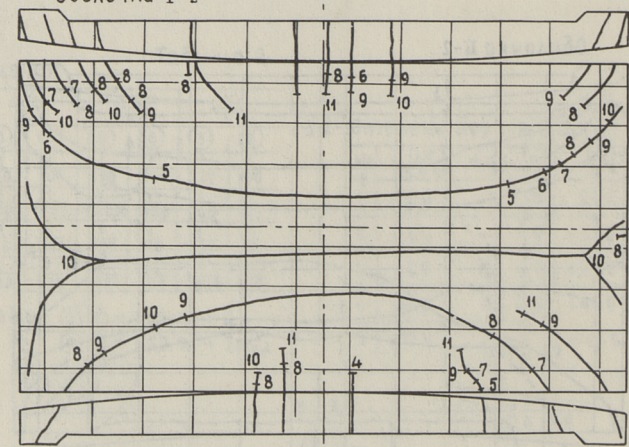
Фиг. 3 б.

Оболочка II-1

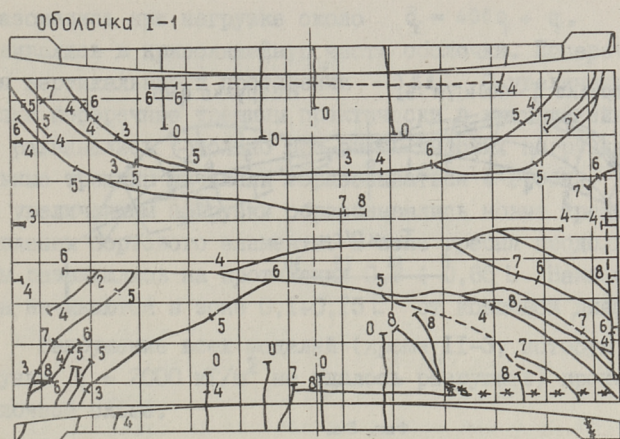


Фиг. 3 в.

Оболочка I-2



Фиг. 3 г.

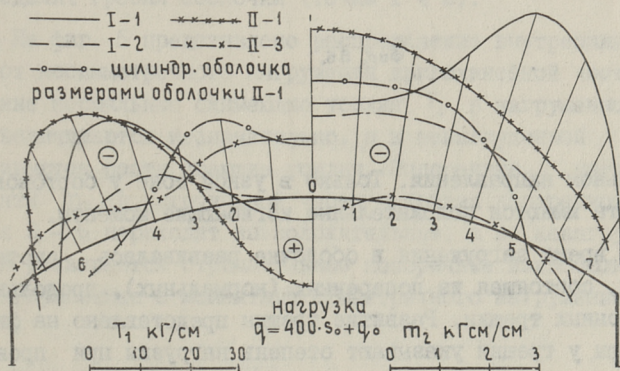


Фиг. 3д.

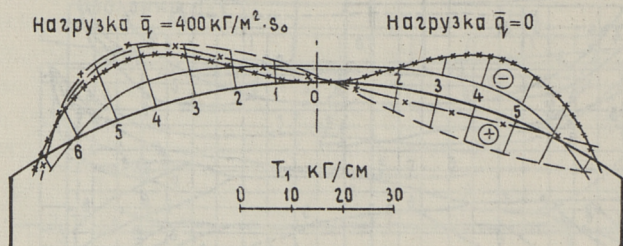
Продольные нормальные силы T_1 при обоих вариантах нагружения во всех точках поперечного сечения криволинейной части сжимающие. При уменьшении отношения R_1/R_2 в зоне гребня оболочки развиваются растягивающие усилия.

Поперечные нормальные силы T_2 в большей части сжимающие (максимальные растягивающие напряжения в пределах 5 кг/см^2).

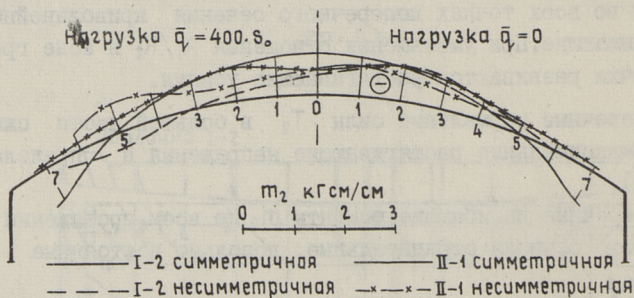
Поперечные изгибающие моменты m_2 на всем протяжении поперечного сечения отрицательные, довольно постоянные в



Фиг. 4.



Фиг. 5а.



Фиг. 5б.

продольном направлении. Только в узкой зоне у бортового элемента имеются положительные изгибающие моменты.

Во время загрузки в оболочке развивалась система трещин, состоящая из поперечных (нормальных), продольных и наклонных трещин. Развитие трещин представлено на фиг. 4. Цифры у трещин указывают степень нагрузки при проявлении трещины. Поперечные трещины в бортовом элементе

образовались при нагрузке около $\bar{q} = 400q_0 + q_0$ и мало развивались в криволинейную часть оболочки. Поперечные трещины вертикальные в протяжении $\sim 0,6L$. С увеличением нагрузки поперечные трещины практически в криволинейную часть не развивались (только при очень высоких нагрузках). Продольные трещины начинали образовываться с гребня оболочки и с увеличением нагрузки образовывались новые трещины в направлении бортового элемента. В зоне гребня продольные трещины развивались на протяжении $0,8 \div 0,85L$. Наклонные трещины начинаются в зоне $0,1 \div 0,15L$ от концовой диафрагмы.

Разрушение всех моделей (кроме II-3, которую при нагрузке $q_0 = 2000 \text{ кГ/м}^2$ не удалось разрушить) происходило по балочной схеме.

На фиг. 4 представлено сравнение внутренних усилий T_1 и m_2 в поперечном сечении $x = \frac{L}{2}$ в зависимости от отношений f/h и R_1/R_2 . Поперечные изгибающие моменты m_2 в поперечном сечении бывают отрицательными, имеющие величины больше изгибающих моментов цилиндрической оболочки с такими же размерами. В оболочках с очень высокими бортовыми элементами (при $b_0/L \approx 10$, оболочка III-3) поперечные изгибающие моменты незначительные (безмоментное состояние). С уменьшением отношения R_1/R_2 (в пределах $5 \div 9$) изгибающие моменты даже увеличиваются.

Продольные усилия T_1 имеют максимальные значения в пределах точек $4 \div 5$ поперечного сечения. С уменьшением отношения R_1/R_2 имеет место развитие растягивающих усилий в пределах гребня оболочки (точки $1 \div 2$).

На фиг. 5 представлено распределение внутренних усилий от несимметричного нагружения криволинейной части. Продольные нормальные сжимающие усилия T_1 в нагруженной части увеличиваются незначительно, а в ненагруженной части развиваются растягивающие усилия. Поперечные изгибающие моменты m_2 в нагруженной части в точках поперечного сечения $3 \div 6$ переходят на положительные, а в ненагруженной части развиваются отрицательные поперечные изгибающие моменты, сравнимые с моментами симметричного нагружения.

Ü. Tärno, A. Neudorf, T. Ringo

Experimental Research of Shell Roofs of Double
Curvature with Free Edge Beams

Summary

The paper deals with the results of the experimental research of shell roofs of double curvature with $R_1/R_2 = 5 - 9$ and $L/1 \approx 2$. The negative bending moments of the flat shells of double curvature are essentially higher (2 - 3 times) compared with the analogous moments in cylindrical shells. The situation of membrane equilibrium takes place only on the occasion of $R_1/R_2 \leq 5$ and of considerable rigid edge beams. In all investigated shells the crushing of edge beams due to the bending moments took place.

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ И
СТРОИТЕЛЬНАЯ ФИЗИКА
Сборник статей XII

Таллинский политехнический институт
Редактор В. Р а й д н а
Техн. редактор Г. Г р и ш и н а
Сборник утвержден коллегией Трудов ТПИ 29/У1 1972.

Подписано к печати 25/X 1972. Бумага 60x90/16.
Печ. л. 4,75+прилож. 0,5. Уч.-изд. л. 3,9. Тираж 350.
МВ-09322. Зак. № 770. Ротапринт ТПИ, Таллин, ул.
Ксскла, 2/9. Цена 39 коп.

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ
И
СТРОИТЕЛЬНАЯ ФИЗИКА
(Сборник статей XII)

УДК 624.043.23

О расчете вертикальных диафрагм зданий.
Х.Х. Лаул, Л.А. Аликас. Труды Таллинского
политехнического института, 1972, № 333,
стр. 3-9.

В статье представлен приближенный расчет горизонтально нагруженной диафрагмы с несколькими вертикальными рядами отверстий. Предполагается, что все столбы диафрагмы прогибаются одинаково и их можно рассматривать отдельно. Они нагружены опорными моментами связей и частью внешней нагрузки, которая определится из равенства прогибов столбов. Представляются результаты численного примера.

Фигур 5.

УДК 624.074
624.04

О выборе параметров седловидных висячих покрытий с замкнутым контуром. Х.Х. Лаул, В.Р. Кульбах, У.В.-Э. Мянд. Труды Таллинского политехнического института, 1972, № 333, стр. II-22.

В статье рассматриваются некоторые вопросы, связанные с учетом влияния параметров конструкции на работу висячих седловидных покрытий с замкнутым контуром. Разработана программа расчета покрытий при условиях:

1) максимальные напряжения тросов обоих семейств равны,

2) абсолютные значения максимальных начальных и конечных изгибающих моментов равны между собой.

По результатам расчета покрытий, имеющих в плане форму круга, даны некоторые выводы по определению наиболее выгодных вариантов параметров покрытия.

Фигур 7, библиографий 4.

УДК 624.074.001.57

Экспериментальное исследование квадратной в плане деревянной оболочки вида гиперболического параболоида. Х.Х. Лаул, А.И. Лавров, Я.П. Пугаль. Труды Таллинского политехнического института, 1972, № 333, стр. 23-33.

В статье приводится описание изготовления и испытания модели. Модель оболочки изготовлена в масштабе 1:5, квадратная в плане с размерами сторон 3,5 м, подъем бортового элемента - 70 см. Криволинейная часть состоит из двухслойных досочек (9x45 мм), направленных по диагонали и соединенных гвоздями. Бортовой элемент состоит из двух половинок: нижнего 90x80 мм и верхнего 50x80 мм. Крепление криволинейной части к бортовому элементу - гвоздевое. По направлению низких опор установлена стальная затяжка ϕ 24 мм.

Модель испытывалась на равномерно распределенную нагрузку, как симметричную, так и несимметричную. В статье даны результаты анализов испытаний лишь на симметричную нагрузку ($q = 250 \text{ кг/м}^2$) и несимметричную нагрузку ($q = 200 \text{ кг/м}^2 + \text{одна четверть} = 50 \text{ кг/м}^2$).

Фигур 6.

УДК 624.074.4

Влияние условий опирания бортовых элементов на виды разрушения квазицилиндрических оболочек.
Х.Х. Лаул, Ю.А. Тярно. Труды Таллинского политехнического института, 1972, № 333, стр.35-43.

В настоящей статье рассматриваются виды разрушения полых оболочек положительной гауссовой кривизны с отношением сторон в прямоугольном плане $L/r \approx 2$. Рассматриваются оболочки, которые своими свойствами находятся между цилиндрическими и плоскими оболочками, но не имеют в деформированном состоянии зон отрицательной гауссовой кривизны.

Дается анализ развития трещин и виды разрушений. Дается методика расчета квазицилиндрических оболочек поперечными трещинами.

Фигур 5, библиографий 3.

УДК 624.074
624.04

О влиянии поперечных сечений тросов на работу висячего покрытия с отрицательной кривизной.
У.В-Э. Мянд. Труды Таллинского политехнического института, 1972, № 333, стр. 45-56.

В работе рассматриваются некоторые вопросы, связанные с учетом деформаций контура итеративным способом в дискретной постановке. Дается анализ о влиянии поперечных сечений тросов на работу висячего покрытия отрицательной кривизны. С изменением сечений тросов на отдельных участках получается изменение работы тросовой сетки: изменение смещений покрытий и внутреннее усилие в тросах. Способ может быть одним из вариантов регулировки работы седловидного висячего покрытия, учитывая одновременно влияние жесткости обрамляющего контура.

Фигур 9, библиографий 3.

Экспериментальное исследование пологих оболочек двоякой кривизны с подпертыми бортовыми элементами. Ю.А. Тярно, П.О. Лойдра, Я.Н. Лумэ.
Труды Таллинского политехнического института, 1972, № 333, стр. 57-66.

В статье рассматриваются пологие оболочки положительной гауссовой кривизны с отношениями сторон в прямоугольном плане $L/l \approx 2$ и главных радиусов $R_1/R_2 = 5 \div 9$. Продольные бортовые элементы оболочек в экспериментах были подпертыми.

Экспериментальные исследования проводились на серии моделей (120x60 см) из армированного цементного раствора 1:2,5.

В статье представляются эпюры внутренних сил, величины перемещений и схемы образования трещин.

В оболочках $R_1/R_2 \approx 9$ действуют значительные изгибающие моменты. Безмоментное состояние имеет место при $R_1/R_2 < 5$.

Разрушение всех моделей происходило от образования пластичного шарнира положительных изгибающих моментов у бортового элемента при нагрузках выше 1400-1800 кГ/м².

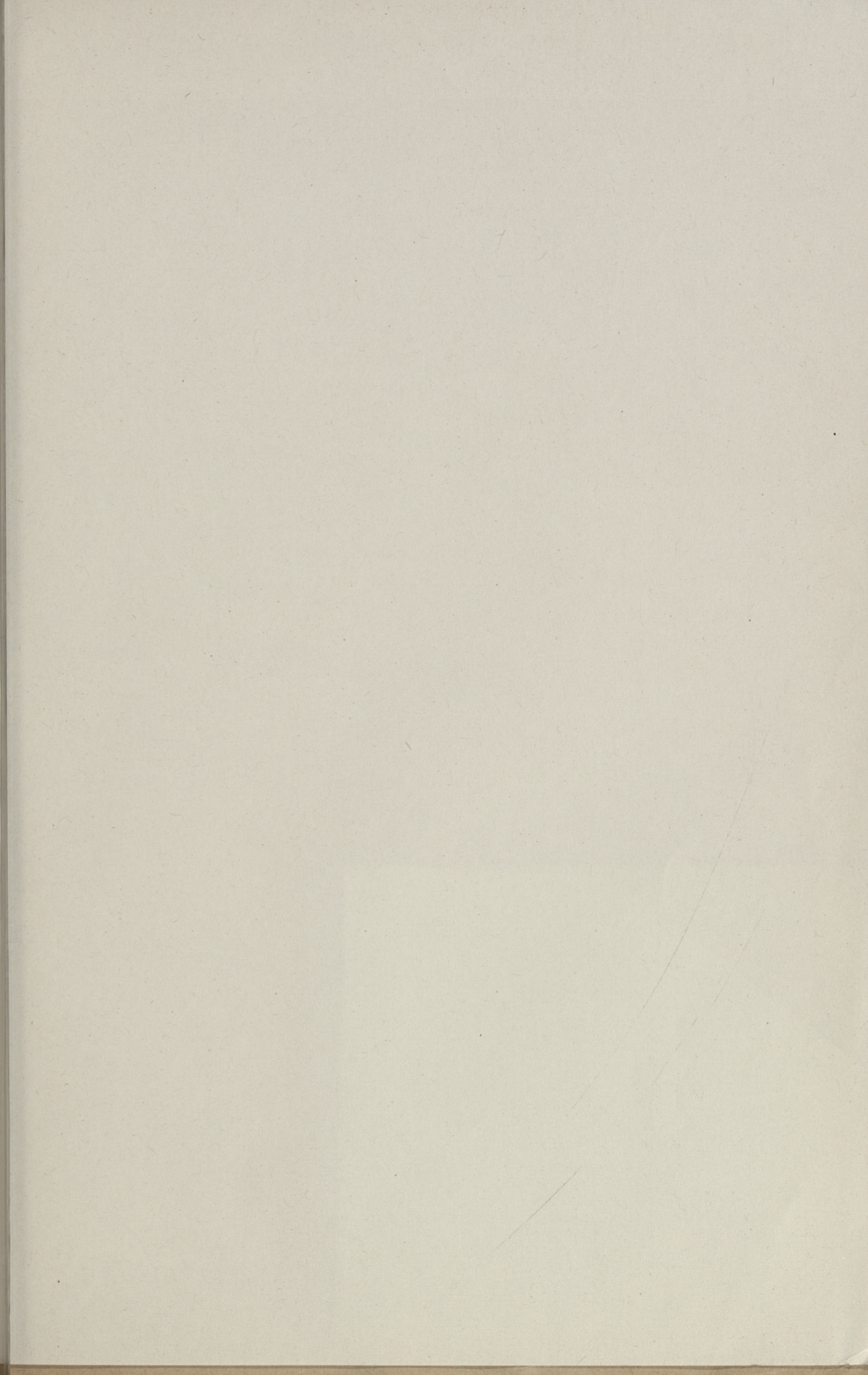
Фигур 6, таблиц 2.

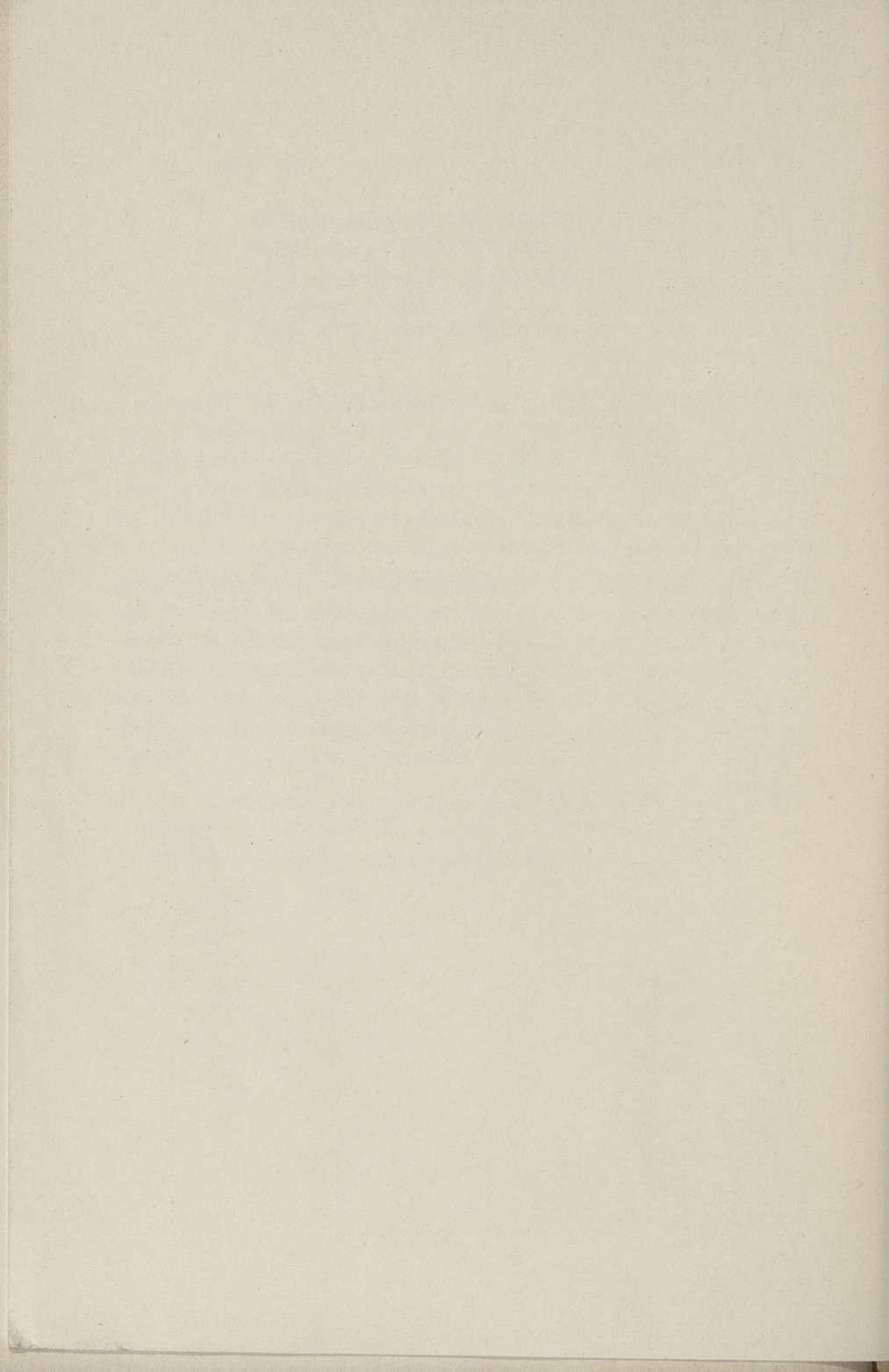
Экспериментальное исследование пологих оболочек двоякой кривизны со свободными бортовыми элементами. Ю.А. Тярно, А.Я. Неудорф, Т.П. Ринго. Труды Таллинского политехнического института, 1972, №333, стр. 67-76.

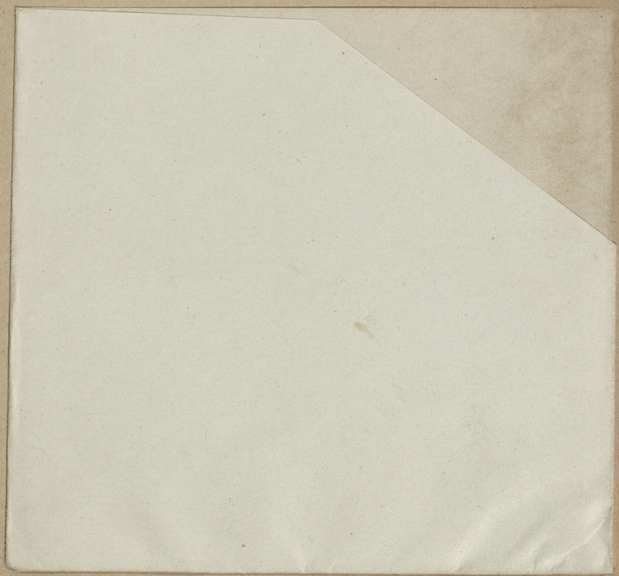
В настоящей статье рассматриваются пологие оболочки положительной гауссовой кривизны с отношением сторон в прямоугольном плане $L/l \approx 2$ и с отношением главных радиусов $R_1/R_2 = 5+9$. Модели из армированного цементного раствора 1:2,5 испытывались на специальном вакуумном стенде до разрушения.

Пологие оболочки двоякой кривизны со свободными бортовыми элементами работают под значительными поперечными изгибающими моментами (в 2-3 раза превышают изгибающие моменты цилиндрических оболочек с такими же размерами). Безмоментное состояние имеет место только при отношении главных радиусов $R_1/R_2 \leq 5$ с довольно высокими бортовыми элементами. Разрушение во всех моделях происходило с обрывом арматуры в бортовом элементе.

Фигур 5, таблиц 3.







Цена 39 коп.