

Er. 6.7
488

ISSN 0136-3549
0203-7343

TALLINNA
POLÛTEHNILISE INSTITUUDI
TOIMETISED

488

ТРУДЫ ТАЛЛИНСКОГО
ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО
ИНСТИТУТА

ТРИ
'80

ТЕОРИЯ
И РАСЧЕТ
ТОНКОСТЕННЫХ
И ПРОСТРАНСТВЕННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ



Ер.6.7

**ТПИ
'80**

488

TALLINNA POLÜTEHNILISE INSTITUUDI TOIMETISED

ТРУДЫ ТАЛЛИНСКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА

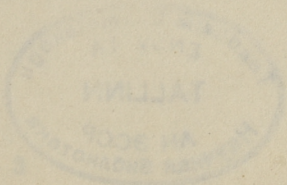
УДК 624.01/04



ТЕОРИЯ
И РАСЧЕТ
ТОНКОСТЕННЫХ
И ПРОСТРАНСТВЕННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ

Строительные конструкции XX

Таллин - 1980



Таллинский институт
Технический университет

1952.01.04

ТВОРИ
И РАБОТ
ТОЖДЕСТВ
И ПРОСТРАНСТВЕНН
КОСТЯКИ

Страницы 1-12



1952.01.04



ХЕЙНРИХ ХЕНДРИКОВИЧ ЛАУЛ

5 августа исполняется 70 лет со дня рождения профессора Хейнриха Хендриковича Лаула, доктора технических наук, члена-корреспондента Академии наук Эстонской ССР, заслуженного деятеля науки ЭССР.

После окончания старшей в Таллине гимназии Густава Адольфа Х.Х. Лаул в 1934 году поступает на техническое отделение Тартуского университета, а в 1936 году — в Таллинский технический институт. В 1939 году он одним из первых заканчивает с отличием Таллинский технический университет, нынешний Таллинский политехнический институт. С 1935 по 1940 год юбиляр работает ассистентом профессора О.А. Маддисона, который был основоположником высшего строительного образования в Эстонии и сумел привлечь к научно-педагогической работе своих наиболее талантливых учеников. После восстановления Советской власти в Эстонии в 1940 году Х.Х. Лаула приглашают на работу главным инженером коммунального отдела Исполкома СДТ города Таллина. Во время оккупации фашистские власти арестовали его и отправили в концентрационный лагерь.

Послевоенная инженерная деятельность юбиляра начинается с решения наиболее сложных вопросов восстановления мостов, в дальнейшем он работает над конструктивной частью проекта восстановления театра "Эстония". В 1946 году Х.Х. Лаул возвращается к научно-педагогической работе в должности доцента кафедры строительных конструкций Таллинского политехнического института. В 1947 году он назначается деканом строительного факультета, где работает до 1958 года. В результате плодотворной научной деятельности в 1947 году ему была присвоена ученая степень кандидата технических наук, а в 1955 году ученая степень доктора технических наук. В 1950 году Х.Х. Лаул становится наследником проф. О.А. Маддисона на посту заведующего кафедрой строительных конструкций, где работает рекордное время — до 1975 года. В 1975 году Х.Х. Лаулу присваивается звание профессора.

Длительная плодотворная педагогическая работа профессора Х.Х. Лаула отражается в деятельности многочисленных инженеров-строителей, большинство из которых успешно выполняют ответственные задания, поставленные перед строителями нашей республики.

Х.Х. Лаул был инициатором составления учебников по строительным конструкциям на эстонском языке и автором двухтомного издания "Железобетон". Научная деятельность юбиляра характеризуется не только достижениями в области железобетонных оболочек и других смежных областях, но и созданием нового для нас научного направления — исследования тонкостенных и пространственных конструкций. Большие заслуги его в том, что научная квалификация кафедры строительных конструкций Таллинского политехнического института находится на уровне ведущих инженерно-строительных институтов Советского Союза. Не случайно, что Х.Х. Лаул занимает должность председателя одного из наиболее авторитетных специализированных советов по защите диссертаций в области строительных конструкций.

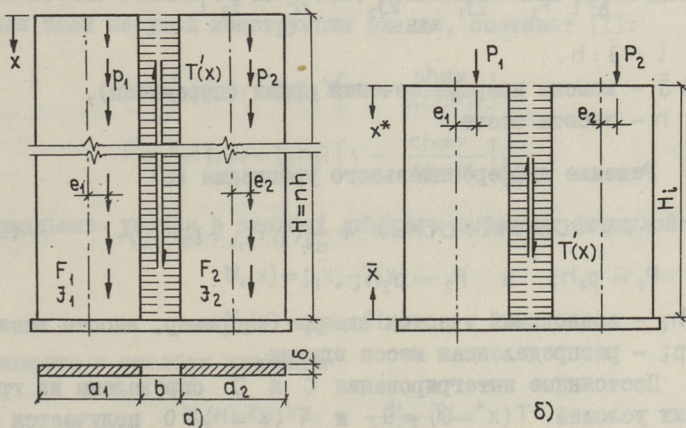
Профессор Х.Х. Лаул является высокооцененным научным руководителем большого количества аспирантов и объективным оппонентом многих работ по соисканию ученых степеней, он является также членом и активным участником совещаний советских комиссий ряда международных ассоциаций.

Профессор Х.Х. Лаул является авторитетным экспертом и консультантом при решении вопросов проектирования и строительства наиболее сложных конструкций в республике. Участвуя в работе совета НИИСтроительства Госстроя ЭССР и будучи выдвинут на должность председателя секции строительных конструкций и материалов научно-технического совета Госстроя ЭССР, он осуществляет направляющую деятельность в области технической реконструкции республики.

Х.Х. Лаул награжден тремя почетными грамотами Президиума Верховного Совета ЭССР и несколькими медалями, он является трижды лауреатом премии Советской Эстонии.

О РАСЧЕТЕ ДИАФРАГМ ЗДАНИЯ НА ВЕРТИКАЛЬНЫХ
НАГРУЗКАХ В ПРОЦЕССЕ ВОЗВЕДЕНИЯ ЗДАНИЯ

Главную часть вертикальной нагрузки в зданиях составляет собственная масса конструкций, которая возрастает постепенно при возведении здания. При этом новое перекрытие (перемычки) возводится в горизонтальном положении после того, как столбы диафрагмы уже укоротились под тяжестью всех нижерасположенных конструкций. Поэтому каждая вновь возведенная перемишка будет нагружаться только нагрузкой вышерасположенных этажей.



Фиг. 1.

При приближенном расчете используется континуальная расчетная схема (фиг. 1, а). Предполагается, что 1) столбы диафрагмы структурно подобны и имеют постоянное сечение по всей высоте зданий; 2) моменты распределяются между столбами пропорционально ее жесткости EJ ; 3) различие жесткости EJ при изгибе в сечениях столбов незначительно;

4) нулевые точки изгибающих моментов перемычек можно принимать в середине пролета.

В качестве неизвестных усилий принимается суммарные сдвигающие усилия T , приложенные в середине пролета перемычек. При этом

$$T = \int_0^x T' dx, \quad (1)$$

где T' - погонное сдвигающее (поперечное) усилие в перемычке.

При возведении здания на высоте H_i (фиг. I, б) оно нагружено поэтажно нагрузкой $P_{1,i}$ и $P_{2,i}$. При этом дифференциальное уравнение задачи имеет вид:

$$T'' - \alpha^2 T = -(\gamma_1 P_{1,i} + \gamma_2 P_{2,i}), \quad (2)$$

$$\text{где } \alpha^2 = \frac{2i}{b^3} \left[\frac{6}{F_1} + \frac{6}{F_2} + \frac{3(a_1+b)a_1}{2J_1} + \frac{3(a_2+b)a_2}{2J_2} + \frac{(a_1+b)b}{J_1} + \frac{2(a_2+b)b}{J_2} \right],$$

$$\gamma_1 = \frac{2i}{b^3} \left[\frac{6}{F_1} + \frac{3a_1 e_1}{2J_1} + \frac{3a_2 e_1}{2J_2} + \frac{b e_1}{J_1} + \frac{2b e_1}{J_2} \right],$$

$$\gamma_2 = \frac{2i}{b^3} \left[-\frac{6}{F_2} + \frac{3a_1 e_2}{2J_1} + \frac{3a_2 e_2}{2J_2} + \frac{b e_2}{J_1} + \frac{2b e_2}{J_2} \right],$$

$$i = \bar{J} : h,$$

\bar{J} - момент инерции сечений связи (перемычек),

h - высота этажа.

Решение дифференциального уравнения (2)

$$T = C \operatorname{sh} \alpha x^* + D \operatorname{ch} \alpha x^* + \frac{1}{\alpha^2} (\gamma_1 P_{1,i} + \gamma_2 P_{2,i}), \quad (3)$$

где $P_1 = p_1 h_i$ и $P_2 = p_2 h_i$,

h_i - возводимый участок здания (например, высота этажа),

p_i - распределенная масса здания.

Постоянные интегрирования C и D определены из граничных условий $T(x^*=0) = 0$ и $T'(x^*=H) = 0$ получается

$$D = -\frac{1}{\alpha^2} (\gamma_1 P_{1,i} + \gamma_2 P_{2,i}),$$

$$C = \frac{1}{\alpha^2} (\gamma_1 P_{1,i} + \gamma_2 P_{2,i}) \frac{\operatorname{sh} \alpha H}{\operatorname{ch} \alpha H}.$$

$$T = \frac{1}{\alpha^2} (\gamma_1 P_{1,i} + \gamma_2 P_{2,i}) \left[1 - \frac{\operatorname{ch} \alpha \bar{x}}{\operatorname{ch} \alpha H_i} \right],$$

$$T' = \frac{1}{\alpha} (\gamma_1 P_{1,i} + \gamma_2 P_{2,i}) \frac{\text{sh} \alpha \bar{x}}{\text{ch} \alpha H_i} \quad (4)$$

где $\bar{x} = H - x$.

При увеличении высоты здания на величину dH_i увеличиваем нагрузки $P_{1,i} = p_1 dH_i$, $P_{2,i} = p_2 dH_i$ и на уровне \bar{x} сдвигающие усилия на $T dH_i$. Полное сдвигающее усилие будет

$$\begin{aligned} T &= \int_{\bar{x}}^H T dH_i = \\ &= \frac{1}{\alpha^2} (\gamma_1 p_1 + \gamma_2 p_2) \left\{ H - \bar{x} - \frac{\text{ch} \alpha \bar{x}}{\alpha} [\text{arctg}(\text{sh} \alpha H) - \text{arctg}(\text{sh} \alpha \bar{x})] \right\} = \\ &= \frac{1}{\alpha^2} (\gamma_1 p_1 + \gamma_2 p_2) \left\{ H - \bar{x} - \frac{\text{ch} \alpha \bar{x}}{\alpha} \text{arctg} \left[\frac{\text{sh} \alpha H - \text{sh} \alpha \bar{x}}{1 + \text{sh} \alpha \bar{x} \text{sh} \alpha H} \right] \right\}. \quad (5) \end{aligned}$$

Аналогично получается

$$\begin{aligned} T' &= \int_{\bar{x}}^H T' dx = \\ &= \frac{1}{\alpha^2} (\gamma_1 p_1 + \gamma_2 p_2) \text{arctg} \left[\frac{\text{sh} \alpha H - \text{sh} \alpha \bar{x}}{1 + \text{sh} \alpha \bar{x} \text{sh} \alpha H} \right] \text{sh} \alpha \bar{x}. \quad (6) \end{aligned}$$

Сдвигающие усилия от нагрузок, прикладываемых после возведения всей несущей конструкции здания, составят [I]:

$$T = \frac{1}{\alpha^2} (\gamma_1 p_1 + \gamma_2 p_2) \left[x - \frac{\text{sh} \alpha x}{\alpha \text{ch} \alpha H} \right], \quad (7)$$

$$T' = \frac{1}{\alpha^2} (\gamma_1 p_1 + \gamma_2 p_2) \left[1 - \frac{\text{ch} \alpha x}{\text{ch} \alpha H} \right]. \quad (8)$$

Нормальные усилия в столбах диафрагм выражат формулой:

$$N_1(x) = p_1 x - T(x),$$

$$N_2(x) = p_2 x - T(x) \quad (9)$$

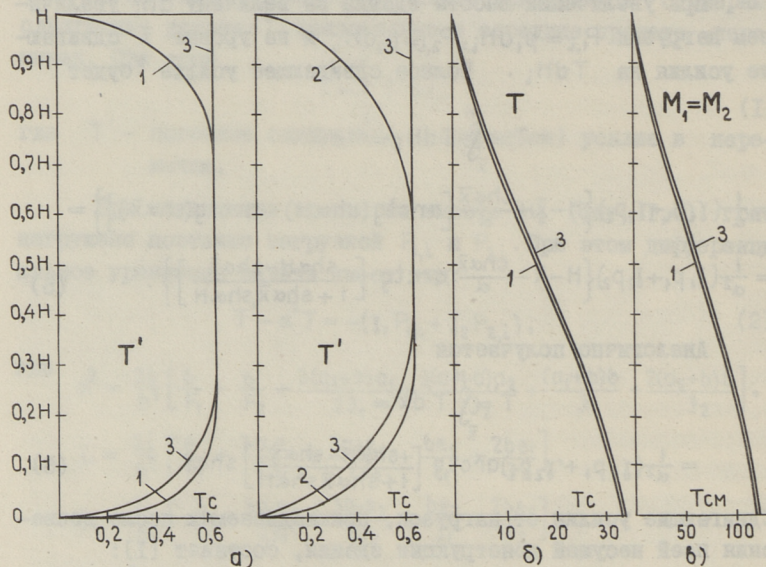
и моменты в столбах диафрагм

$$M_1(x) = p_1 x e_1 - \frac{\mathfrak{J}_1}{\mathfrak{J}_1 + \mathfrak{J}_2} T l,$$

$$M_2(x) = p_2 x e_2 - \frac{\mathfrak{J}_2}{\mathfrak{J}_1 + \mathfrak{J}_2} T l. \quad (10)$$

Представляются результаты численного примера со следующими данными: $H = 20 \cdot 3 = 60$ м, $F_1 = F_2 = 0,16 \cdot 5 = 0,8$ м², $\mathfrak{J}_1 = \mathfrak{J}_2 = 0,16 \cdot 5 : 12 = 1,6(6)$ м⁴, $\bar{\mathfrak{J}}_1 = 0,16 \cdot 0,5^3 : 12 = 0,0016(6)$ м⁴, $i_1 = 0,0016(6) : 3 = 0,0005(5)$ м⁴/м, $b = 2$ м, $p_1 = 20$ т/м, $p_2 = 10$ т/м, $e_1 = e_2 = 0$.

Задача решена еще в случае, когда жесткость перемычек в три раза меньше, т.е. $i_2 = 0,0005(5):3 = 0,000185I$ (85I) M^4/M .



Фиг. 2.

Эпюры усилий представлены на фиг. 2: а - сдвигающее усилие T' ; б - суммарное сдвигающее усилие T ; в - моменты M_1, M_2 в столбах диафрагмы. Здесь диаграммы 1 и 2 соответствуют случаю, когда здание нагружается при его возведении (1 - i_1 , 2 - i_2) и диаграмма 3 для случая, когда здание нагружается одновременно.

Л и т е р а т у р а

1. А л л и к а с Л.А., О расчете диафрагм на вертикальных нагрузках.-Тр. Таллинск. политехн. ин-та, 1976, № 410.

2. А л л и к а с Л.А. Приближенный метод расчета вертикальных диафрагм зданий при неравномерной усадке опор стоек.-Тр. Таллинск. политехн. ин-та, 1977, № 433.

3. Д р о з д о в П.Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов. М., Стройиздат, 1977.

4. R o s m a n, R. Untersuchung des Einflusses der während Bauausführung einwirkenden Eigenlast von Hochbauten. - Die Bautechnik, H.12, 1972.

L. Allikas

Stresses in Shear Wall During Construction

Summary

A simplified approach to assess vertical load redistribution during construction has been developed. The equations show that loads applied during construction do not have the same effect as loads applied later on. The weight of the walls does not give large shear stresses at the upper parts of high buildings which are found for uniformly distributed loads on the completed structure.

The walls are weakened by one band of openings. For the calculations a continuous system method is used. The numerical example is presented.

ИССЛЕДОВАНИЕ СЕТЧАТЫХ ВИСЯЧИХ ПОКРЫТИЙ
С ГИБКОЙ ВАНТОВОЙ ФЕРМОЙ В КОНТУРЕ

При создании новых конструктивных решений мембранных и висячих систем, в которых наиболее полностью используются физические свойства металла, поиск рациональных конструктивных форм направлен на облегчение контурных конструкций. Разработан ряд новых висячих систем, у которых элементы контура работают на растяжение (см. в [2,3,4,5]) в виде гибких вант. При существенном уменьшении жесткости контура одновременно возникает также вопрос придания необходимой жесткости пролётной части покрытия, уменьшение ее деформативности, которая вызвана с увеличением упругих и кинематических перемещений гибкого контура из вант.

В [2,3,4] изучены некоторые вопросы улучшения работы сетчатых висячих покрытий с гибким контуром из вант при изменении некоторых параметров контурной ваны и при наличии дополнительных затяжек контурной ваны. В данной работе исследуются вопросы применения в контуре сетчатых висячих покрытий гибких вантовых ферм. В работе исследуются также возможности улучшения работы покрытия при изменении основных параметров контурных ферм — геометрии, усилия преднатяжения в поясах ферм и в вантовой сетке. При исследовании исходили из результатов испытания моделей покрытия акустического экрана, изготовленных на кафедре строительных конструкций ТПИ и описаны в [2,3]. В названных работах была изменена конструкция участка контура из гибких вант и изучена работа модели при наличии в контуре:

- 1) плоских вантовых ферм с поперечными элементами между поясами;
- 2) плоских вантовых ферм с раскосной решеткой;

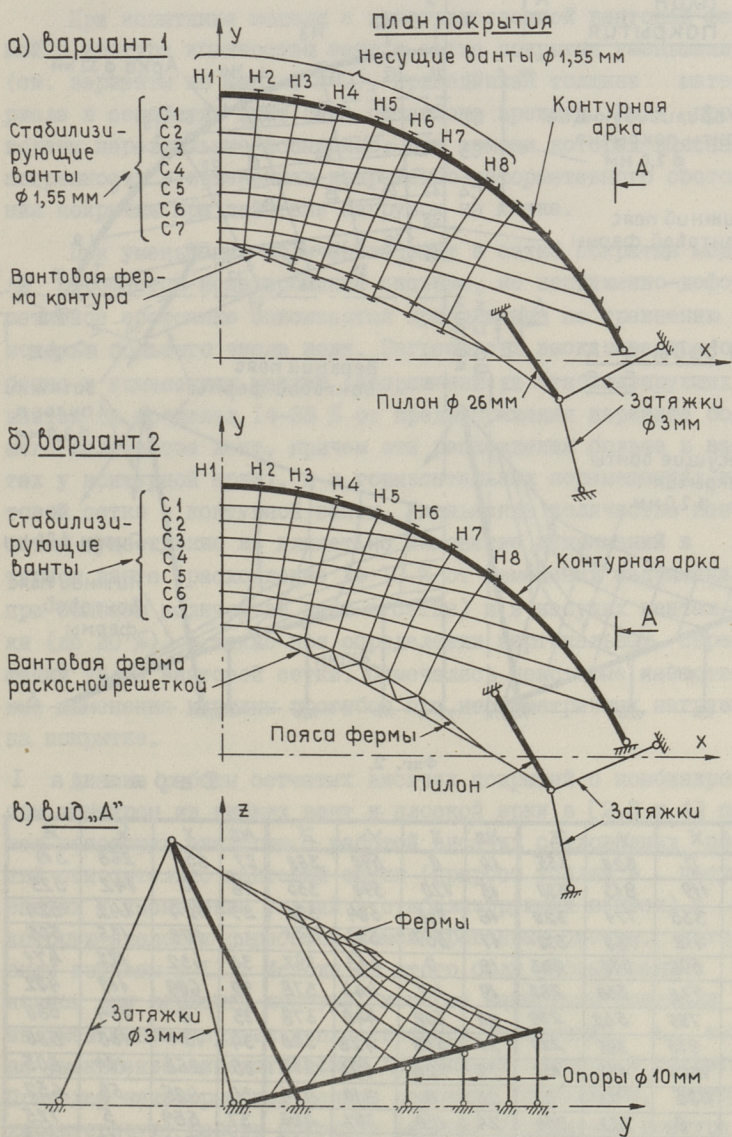
3) пространственной вантовой фермы с поперечными элементами между поясами фермы.

На фиг. 1 а и б даны схемы висячих покрытий при варианте контурных ферм типа 1 и 2. Средняя приведенная толщина 15 несущих вант диаметром 1,55 мм $\delta_n = 0,171 \text{ мм}^2/\text{см}$ и 7 стабилизирующих вант диаметром 1,55 мм $\delta_c = 0,35 \text{ мм}^2/\text{см}$. Пояса вантовых ферм изготовлены на модели из 2 проволок ϕ 1,55 мм, а поперечные и раскосные элементы изготовлены из одной проволоки ϕ 1,55 мм. Наклонная задняя арка моделировалась из стальной трубы ϕ 32 мм, уклоном арки 19° . Она опирается на 7 опор из стали ϕ 10 мм и на шарнирные концевые опоры. Координаты крепления вант на контуре даны в [2]. Пилоны изготовлены из трубы ϕ 26 мм длиной 860 мм. Затяжки пилон моделировались из высокопрочной проволоки диаметром 3,0 мм.

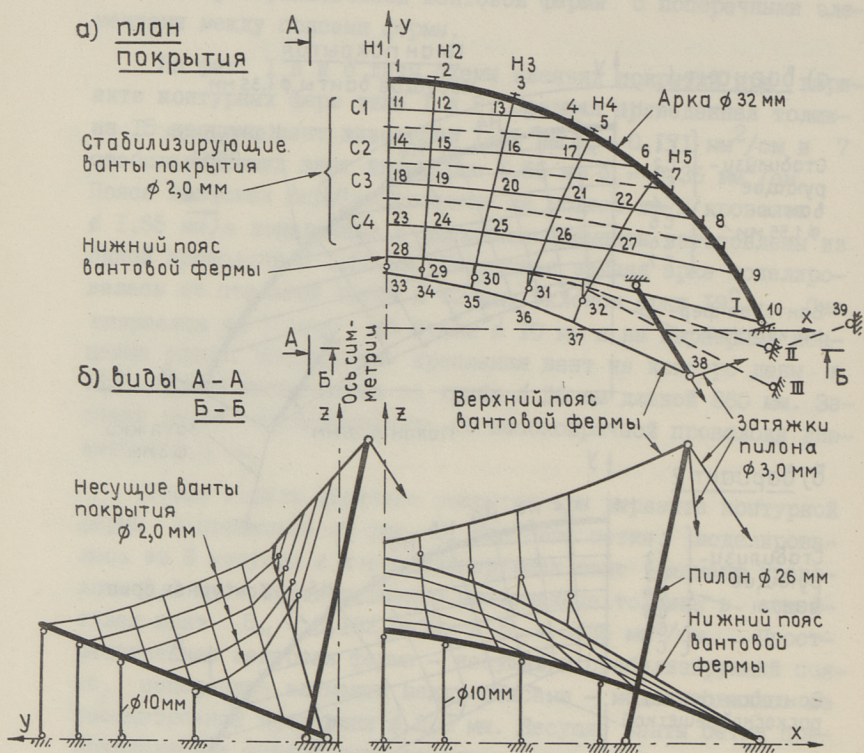
Схема модели висячего покрытия при варианте контурной фермы 3 приведена на фиг. 2. Вантовая сетка моделировалась из 9 несущих и 4 стабилизирующих вант (диаметр проволоки 2,0 мм). Соответственно приведенные толщины в семействах вант $\delta_n = 0,192 \text{ мм}^2/\text{см}$ и $\delta_c = 0,35 \text{ мм}^2/\text{см}$. Пространственная вантовая ферма — несущий и стабилизирующий пояса, поперечные элементы между поясами — моделировались из высокопрочной проволоки ϕ 2,0 мм. Несущие ванты сетки прикреплялись к поперечным элементам вантовой фермы. Сечения задней арки, пилонов и затяжек, а также их крепления моделировались как при варианте 1 и 2. Координаты узлов вантовой сетки и контура при создании преднапряжения системы приведены в таблице 1.

При определении напряженного состояния покрытия были использованы тензодатчики сопротивления базой 20 мм. Перемещения сетки и контура измерялись индикаторами, имеющими ход 10 мм и точность $\pm 0,01$ мм. Предварительное напряжение системы осуществлялось при помощи натяжения гибкого контура и с дополнительной регулировкой усилий в отдельных вантах сетки — в основном у несущих вант.

Модели испытывались при равномерно распределенной нагрузке от собственного веса покрытия $q \approx 0,9-1,0 \text{ кН/м}^2$ и временной нагрузке $p \approx 1,0 \text{ кН/м}^2$ с учетом симметричных и



Фиг. 1.



Фиг. 2.

Таблица I

№	X	Y	Z	№	X	Y	Z	№	X	Y	Z
1	0	820	355	14	0	590	360	27	657	268	319
2	119	843	330	15	120	594	355	28	0	142	525
3	335	771	320	16	331	584	334	29	124	142	524
4	412	760	330	17	557	580	291	30	278	136	505
5	596	670	283	18	0	453	397	31	432	122	471
6	730	530	280	19	117	444	378	32	609	110	402
7	795	542	239	20	308	440	378	33	0	134	580
8	935	385	220	21	508	428	328	34	124	130	580
9	1065	190	150	22	725	403	258	35	268	104	605
10	1145	73	67	23	0	310	464	36	425	58	652
11	0	752	334	24	120	307	460	37	569	5	725
12	120	750	331	25	290	300	438	38	740	-50	855
13	365	748	322	26	473	285	395	39	1830	265	45

несимметричных воздействий нагрузок, см. в [2, 4]. Воздействие динамических нагрузок на покрытие не рассматривалось.

При испытании модели с пространственной вантовой фермой в контуре количество вант в сетке покрытия уменьшали (см. варианты на фиг. 1 и 2), приведенная толщина материала в семействе вант была оставлена прежней. Были проведены параллельные испытания, при помощи которых выясняли погрешность в изменениях напряженно-деформативного состояния покрытия при действии нагрузок на сетке.

При уменьшении количества вант в сетке покрытия модели упрощается моделирование системы, но напряженно-деформативное состояние описывается приближенно по сравнению с моделью большего числа вант. Погрешность высказывается особенно в изменениях усилий (напряжений) в стабилизирующих вантах (в пределах 14-28 % от преднапряжения варианта большего количества вант, причем эти расхождения больше в вантах у контурной арки), и в горизонтальных перемещениях вантовой сетки и контурной ванты. Уменьшение количества вант в сетке существенно не влияет на изменение напряжений в контурном ванте (расхождение до 10 % от изменений напряжений при большем количестве вант в сетке) и в несущих вантах сетки (до 20 %), а также при определении вертикальных перемещений узлов вантовой сетки. Отмечались некоторые качественные изменения картины прогибов при несимметричных нагрузках на покрытие.

Анализ работы сетчатых висячих покрытий с комбинированным контуром из гибких вант и плоской арки в [2,3 и 4] показал некоторую аналогию с работой висячих седловидных покрытий относительно вантовой сетки (прирост усилий в несущих вантах и уменьшение усилий в стабилизирующих вантах) и некоторую аналогию с работой комбинированных систем, которые были изучены в [1]. Исходя из этого были рассмотрены в основном эти варианты контура, которые наиболее повлияли бы на уменьшение упругих и пластических деформаций, а также на уменьшение кинематических деформаций контура и покрытия. Приведем некоторые полученные основные результаты, которые характеризуют работу покрытия разными вариантами контура.

1. Напряженно-деформированное состояние вантовой сети при предварительном напряжении напоминает работу покрытия

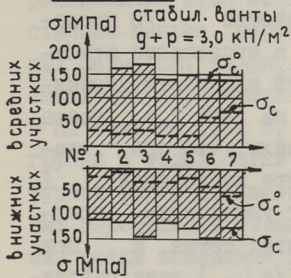
контуром из гибких вант с дополнительными затяжками, особенно при первом и во втором варианте (см. диаграммы преднапряжения сетки на фиг. 3, а, ... е): в несущих вантах предварительное напряжение несколько больше в пролете, где прикреплены пояса плоских вантовых ферм, по сравнению с напряжением в других несущих вантах. Эффективность работы контура зависит от выбранных соотношений усилий преднапряжения между поясами вантовых ферм, которые должны обеспечить совместную работу с сеткой и элементами вантовой фермы (элементы ферм могут потерять своё преднапряжение, особенно распорки и раскосы).

2. При создании преднапряжения покрытия с применением второго варианта ферм усложняется придание преднапряжения в элементах вантовых ферм (в раскосах), но улучшается создание более равномерно распределенного преднапряжения в несущих вантах (особенно в верхних участках вант, например, на фиг. 3, г). Пространственная вантовая ферма позволяет получить еще более равномерное распределение напряжения в несущих вантах, например, вариант на фиг. 3, е, а также окажется возможным с выбором прикрепления несущих вант к поперечным элементам пространственной вантовой фермы изменить конфигурацию покрытия.

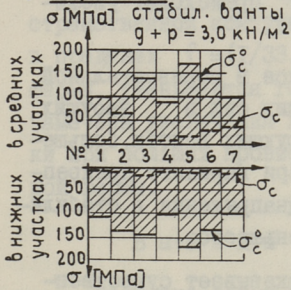
3. При действии внешней нагрузки на вантовую сетку происходит существенное уменьшение напряжений вантовой сетки в стабилизирующих вантах (см. фиг. 3, а, в, д), причем более чувствительными оказались на фиг. 3, в ванты второго варианта контура и ванты сетки при пространственной контурной ферме. Приrost внутренних сил в несущих вантах, от вертикальной нагрузки в узлах сетки, неодинаковая у верхних и нижних участках вант. Например, при контуре варианта 3 изменения усилий в верхних участках несущих вант до 12 % больше чем увеличения усилий в нижних участках несущих вант (см. диаграммы усилий в вантах фиг. 3, б, г, е). Во многих случаях в нижних участках несущих вант происходит уменьшение усилий преднапряжения, особенно при контуре I и 2 варианта.

4. При пространственной контурной ферме покрытия провисание несущего пояса в вертикальной плоскости составляло

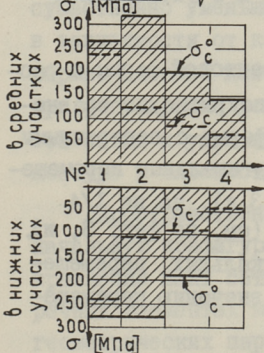
а) Вариант 1



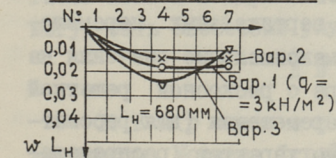
б) Вариант 2



в) Вариант 3 $q = 2 \text{ кН/м}^2$



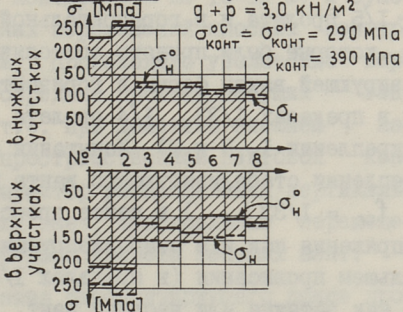
ж) перемещ. несущей ванты



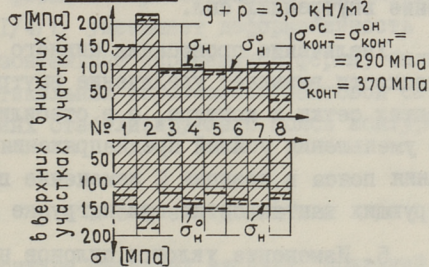
Обозначения:

σ_c^o, σ_n^o — преднапряжение в вантах
 $\sigma_{\text{конт}}^o, \sigma_{\text{конт}}^{\text{он}}$ — преднапряжение в поясах контура
 $\sigma_c, \sigma_n, \sigma_{\text{конт}}, \sigma_{\text{конт}}^{\text{н}}$ — напряжения от нагрузки

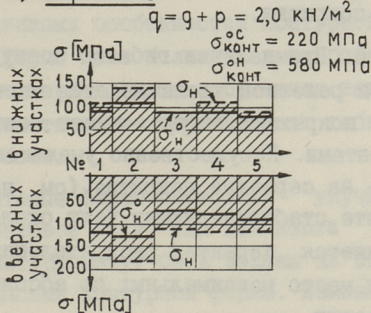
б) Вариант 1



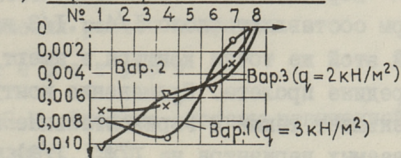
2) Вариант 2



е) Вариант 3



и) перемещ. 4 стабил. ванты



Фиг. 3.

$\sim 1/5$ пролета и в горизонтальной плоскости $\sim 1/8$ пролета, которые были приняты постоянными, а провисание стабилизирующей ванты фермы в горизонтальной плоскости изменили в пределах $1/33 \dots 1/4$ пролета (см. на фиг. 2, а, места закрепления I, II и III). Испытания показали, что при закреплении стабилизирующего ванта контура на позиции I ($f_{cr} = 1/33 L_c$) в ванте происходит уменьшение преднапряжения как и в стабилизирующих вантах сетки, а при большем провисании (в пределах $1/6$ и $1/4 L_c$) вант работает как затяжка или несущий вант, т.е. происходит увеличение внутренних сил.

Увеличение провисания нижнего пояса в горизонтальной плоскости вызывает увеличение внутренних сил в несущих вантах сетки и контура, а в стабилизирующих вантах большего уменьшения усилий преднапряжения. При варианте прикрепления пояса в позиции III изменение преднапряжения в стабилизирующих вантах сетки при нагрузке уменьшается.

5. Изменение уклонов пилонов не оказывает существенного влияния на изменение усилий в сетке и в гибком контуре покрытия.

6. При наличии гибкого контура из вантовой фермы с раскосной решеткой увеличивается жесткость покрытия по сравнению с покрытием, которая имеет контурную ферму с поперечными элементами. Несущественно уменьшаются вертикальные перемещения — на середине покрытия (см. на фиг. 3, ж), но на $1/4$ пролета стабилизирующих вант около 30 % (см. на фиг. 3, и). Изменяется характер распределения вертикальных перемещений и место максимальных по абсолютному значению перемещений сетки.

Вертикальные перемещения контура из плоских вантовых ферм составляют около $1/4 \dots 1/3$ из вертикальных перемещений этой же точки контура и имеют максимальные значения на середине пролета. Применение контура с раскосной решеткой уменьшает также и горизонтальные перемещения (для рассматриваемых вариантов на $1/4 \dots 1/3$), но характер распределения перемещений не изменяется.

7. Вертикальные перемещения пространственной вантовой фермы оказались меньшими по сравнению с вертикальными пе-

ремещениями этой же точки контура (\approx на 10–12 %) и существенно меньше вертикальных перемещений плоских контурных ферм (см. на фиг. 3, ж). Происходило увеличение вертикальных перемещений на середине пролета несущих вант № III (см. на фиг. 3, и), т.е. при действии внешней нагрузки в узлах сетки при пространственной вантовой контурной ферме изменяется характер распределения вертикальных перемещений узлов сетки вант, максимальные перемещения сетки находятся на середине пролета несущих вант.

8. Увеличение провисания стабилизирующего пояса пространственной контурной фермы в горизонтальной плоскости в пределах $f = (I/33 \dots I/4) L$ уменьшает деформативность фермы, уменьшаются горизонтальные перемещения фермы, были замечены увеличения вертикальных перемещений вантовой сетки при больших провисаниях стабилизирующего пояса контурной фермы.

В ы в о д ы и р е к о м е н д а ц и и

Вантовые фермы в контуре сетчатых висячих покрытий существенно уменьшают перемещения вантовой сетки покрытия в зависимости от конструктивных особенностей контурной фермы. Плоские контурные фермы дают больше возможностей при регулировке усилий предварительного напряжения вантовой сетки и уменьшают кинематические перемещения гибкого контура в плоскости ее работы.

Пространственные вантовые фермы позволяют улучшить начальную конфигурацию вантовой сети, так как места закрепления вант сетки к контуру могут быть заданы на поперечных элементах между поясами контурной фермы. Изменение геометрических параметров контурной фермы – начальных прогибов поясов в двух плоскостях, сечение элементов и т.д. могут быть способами улучшения работы покрытия.

Л и т е р а т у р а

1. К и р с а н о в Н.М. Висячие системы повышенной жесткости. Москва, Стройиздат, 1973.

2. К у л ь б а х В.Р., М я н д У.В.–Э. О статической работе висячего покрытия с гибким контуром из вант. – Тр. Таллинск. политехн. ин-та, 1977, № 433.

3. М я н д У.В.-Э. О статической работе висячих покрытий с комбинированным контуром. - Тезисы докладов республик. научной конференции по тонкостенным и пространственным конструкциям. Таллин, 1978.

4. М я н д У.В.-Э. О влиянии параметров контурной ванты на работу висячего покрытия.-Тр. Таллинск. политехн-ин-та, 1978, № 443.

5. Netze in Natur und Technik. Kolloquium am Institut für leichte Flächentragwerke. - Univers. Stuttgart, 1975, Nr.36.

U, Mänd

The Investigation of Hanging Roofs with Cable Network with Edge Frames Made of Cables

Summary

The paper deals with the results of model tests of hanging roofs with negative curvature. The constructions of hanging roof with plane cable edge frames are shown in Fig. 1 and the construction of space cable frame in Fig. 2. The other side of the network is supported on the plane flexible arc. The coordinates of the symmetrical network are given in table 1.

The model was investigated in various edge frame construction parameters, various combinations of loads on the roof, and tensions of prestressing cables to improve the work of roofs whose constructions were given in papers [2] and [4]. The results of analysis of tensions and deformations in loading are presented and illustrated with diagrams in Fig. 3. In use the cable edge frames by hanging roofs may be a way to improve the geometrical shape of prestressed hanging network and to decrease deflections of roofs.

УДК 624.04

В.А. Отсмаа

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ПРЕДЕЛЬНОГО
СОСТОЯНИЯ ПО МАКРОСТАТИЧЕСКОЙ ПОПЕРЕЧНОЙ СИЛЕ
ДЛИННЫХ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ОБОЛОЧЕК

В [3] установлено, что в предельном состоянии по макростатической поперечной силе длинной цилиндрической железобетонной оболочки с поперечным армированием значительная часть макростатической поперечной силы в наклонном сечении воспринимается бетоном. В данной статье на основе экспериментального исследования моделей оболочек рассматривается влияние вида и степени поперечного армирования на макростатическую предельную поперечную силу Q_B , воспринимаемую бетоном в наклонном сечении.

Были изготовлены и испытаны 6 моделей из цементного раствора (модели П-1, У1-1, У1-2, У1-3, У1-4 и X-1). Используются также данные об испытании моделей I-1, П-2, УУ-1 и УУ-2, описанных в [3, 4].

Геометрические размеры всех моделей и схема загрузки-ния выясняются из фиг. 1 и табл. 1.

В таблице 1:

P, q, q_0 - нагрузки: общая, на криволинейной части и на бортовом элементе;

φ_n - угол от гребня оболочки до нейтральной линии, вычисленной по упругой стадии;

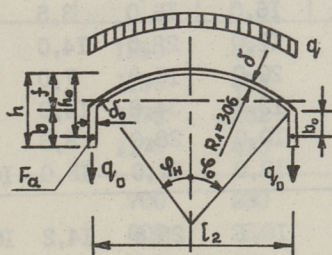
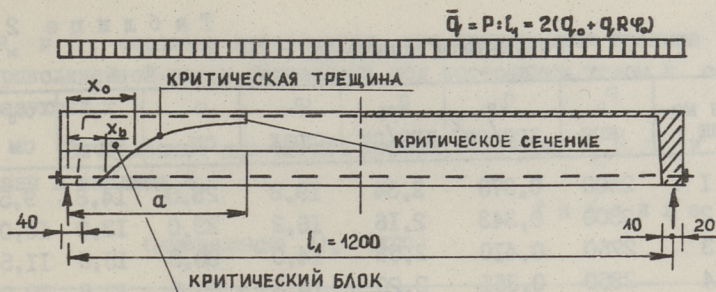
$p_x = 100 \frac{f_x}{\delta u}$ - процент поперечного армирования криволинейной части;

$q_x = \frac{f_x \sigma_T}{u}$ - интенсивность поперечного армирования, где шаг поперечной арматуры u принят по направлению образующей оболочки.

Остальные обозначения соответствуют фиг. 1. В табл. 1 даны и средние для моделей У1-1 - У1-4 характеристики.

Характеристики моделей

Тип мо- дели	δ мм	δ_B мм	φ_0 град.	φ_H град.	P_x %	q_x кгс/см	R_p кгс/см ²	$\frac{qR\varphi_0 t_1}{P}$	$\frac{q_0 t_1}{P}$
У1-1	8,2	17,1	40,3	37,4	0,927	19,6	41,1	0,3875	0,1125
У1-2	7,9	17,4	40,4	37,3	0,601	12,3	41,1	"	"
У1-3	8,6	17,1	40,3	37,1	0,493	12,0	42,3	"	"
У1-4	7,8	17,3	40,4	37,4	0,296	7,2	42,3	"	"
I 1	6,8	16,9	40,4	38,2	0	0	38,8	0,3125	0,1875
II 1	7,6	15,2	40,1	37,4	0,344	8,2	32,0	0,8875	0,1125
II 2	7,3	15,2	40,1	37,6	0,358	8,2	32,0	0,3125	0,1875
IV 1	7,6	14,9	40,1	37,3	0,417	7,3	41,0	0,3875	0,1125
IV 3	7,3	15,6	40,2	37,0	0,434	7,3	33,1	"	"
X 1	8,4	15,0	40,0	36,7	0,252	12,0	20,7	"	"
Среднее У1	8,1	17,2	40,3	37,3			41,8		



Фиг. 1.

Модели имели в одном бортовом элементе продольную арматуру 3 \emptyset 4 В I (у модели У-3 2 \emptyset 4 В I). Продольная арматура была анкерована у торцевой диафрагмы. Криволинейная часть имела поперечную арматуру из обожженной проволоки \emptyset 0,9-I, I мм ($\sigma_T = 2315 - 5660$ кгс/см²), которая располагалась под углом $\beta = 45^\circ$ (модели У-3 и У-4) и $\beta = 90^\circ$ (остальные модели) к образующей оболочки. В бортовых элементах $\beta = 90^\circ$.

Сопротивление бетона растяжению R_p (табл. I) определялось на образцах 5×20 мм.

Модели испытывались на специальном стенде до разрушения. Бортовые элементы загружались линейной нагрузкой q_0 , равномерно распределенная нагрузка криволинейной части q была заменена четырьмя линейными нагрузками. Разрушение моделей произошло после развития системы нормальных и наклонных трещин. Характер развития трещин, схема разрушения и перераспределение внутренних сил, вызванное появлением и развитием наклонных трещин, были аналогичны описанным в [3].

При испытании определялись величины предельных нагрузок и параметры, характеризующие форму критического блока (см. табл. 2).

Т а б л и ц а 2

Результаты испытаний

Тип мо- дели	P_p кгс	q_p кгс/см ²	q_{op} кгс/см	φ_a град	α см	x_0 см	x_b см
У I 1	2500	0,373	2,34	19,8	28,0	14,8	9,5
У I 2	2300	0,343	2,16	16,2	29,0	13,0	10,0
У I 3	2750	0,410	2,58	14,0	30,5	15,5	11,5
У I 4	2350	0,351	2,20	14,5	26,5	13,5	10,0
I I	1400	0,168	2,19	16,0	16,0	3,5	0,0
П I	1600	0,193	2,50	17,0	22,0	14,0	8,0
П 2	1800	0,217	2,81	20,0	15,0	7,0	3,0
У V I	1490	0,222	1,40	12,8	34,8	14,3	6,3
У V 3	1600	0,238	1,50	10,0	28,0	8,3	3,3
X I	1670	0,249	1,57	19,0	32,0	15,0	10,0
Среднее							
У I				16,1	28,5	14,2	10,2

В таблице 2 приняты следующие обозначения:

- P_p, q_p, q_{op} - предельные значения нагрузок P, q, q_0 ;
 x_0, x_b - средние расстояния критической трещины от опорного сечения соответственно при $\varphi = \varphi_n$ и на уровне центра тяжести арматуры F_a ;
 a - среднее расстояние критического сечения от опорного сечения;
 φ_a - средний угол от гребня оболочки до критической трещины в критическом сечении.

Предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении

$$Q_B = Q_p - P_k - Q_a, \quad (1)$$

где макростатическая поперечная сила в опорном сечении

$$Q_p = 0,5 P_p;$$

нагрузка, приложенная в пределах критического блока

$$P_k = 2 q_p R \varphi_0 x_0 + R q_p (\varphi_0 + \varphi_a) (a - x_0) + 2 q_{op} x_0; \quad (2)$$

предельная поперечная сила, воспринимаемая в наклонном сечении поперечной арматурой

$$Q_a = 2 q_x (x_0 - x_b) + 2 q_x \sin \beta \left(\frac{a - x_0}{\varphi_0 - \varphi_a} + \frac{R}{tg \beta} \right) (\cos \varphi_a - \cos \varphi_0). \quad (3)$$

R_k и Q_a выражены предполагая, что критическая трещина в криволинейной части направлена под постоянным углом к образующей.

Вычисленные для каждой модели величины Q_p, R_k, Q_a и Q_B даны в таблице 3.

Т а б л и ц а 3

Определение Q_B (кгс)

Тип модели	Q_p	R_k	Q_a	Q_B	Q_{By}
У I 1	1250	439	420	391	390
У I 2	1150	404	263	483	508
У I 3	1375	482	314	579	548
У I 4	1175	413	188	574	589
I 1	700	230	0	470	566
II 1	800	264	176	360	490
II 2	900	296	176	428	597
IV 1	745	261	156	328	351
IV 3	800	280	156	364	518
X 1	835	293	257	285	570

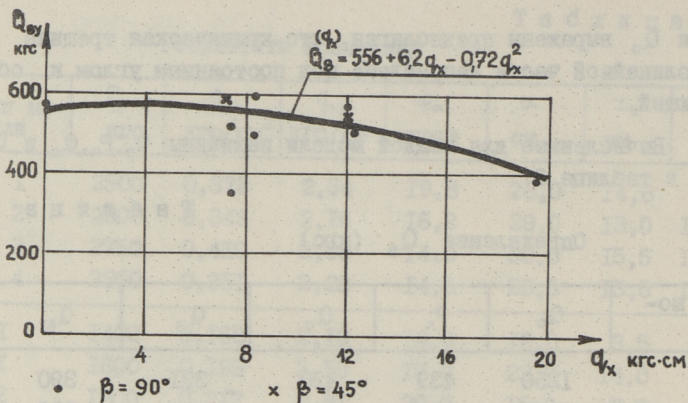
При этом характеристиками критического блока приняты средние для моделей У I-1 - У I-4 значения φ_a, a, x_0 и x_b . Для сравнения величин Q_B в отдельных моделях найдены приведенные предельные поперечные силы

$$Q_{By} = Q_B \frac{R_{pc} \alpha_c \delta_c}{R_p \alpha \delta}, \quad (4)$$

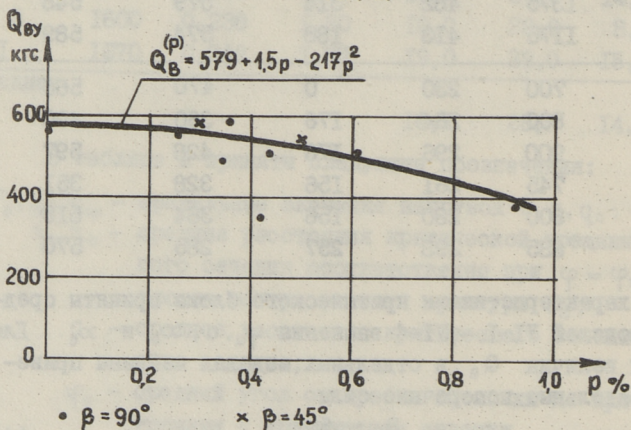
где $\alpha = (\varphi_n : \varphi_0)^3$ - учитывает влияние изменения отношения δ / δ_0 по [1] и

$R_{pc}, \alpha_c, \delta_c$ - средние значения R_p, α и δ для моделей У I-1 - У I-4.

На фиг. 2 показана зависимость Q_{By} от интенсивности поперечного армирования q_x . Линия $Q_B^{(q_x)}$ найдена по методу наименьшего среднего квадратичного отклонения по данным 9 моделей (не учтена модель IV-1, имеющая значительное отклонение от данных других более-менее аналогичных моделей). Среднее квадратичное отклонение значений $Q_B^{(q_x)}$ составляет 6,7 % от средней величины Q_{By} .



Фиг. 2.



Фиг. 3.

Так как у ранее испытанных моделей поперечная арматура имела разные величины предела текучести, то рассмотрено и влияние процента армирования на $Q_{Bу}$ (фиг. 3). На фиг. 3 функция $Q_B^{(\rho)}$ определена аналогично функции $Q_B^{(q_x)}$ на фиг. 2. Соответствующее среднее квадратичное отклонение 5,7 % от средней величины $Q_{Bу}$.

Из фиг. 2 и 3 явствует, что макростатическая предельная поперечная сила Q_B , воспринимаемая бетоном в наклонном сечении длиной цилиндрической железобетонной оболочки мало зависит от степени поперечного армирования (от интенсивности q_x или процента ρ поперечного армирования). При малых и средних степенях поперечного армирования Q_B

практически не зависит от степени поперечного армирования и равна предельной поперечной силе оболочки без поперечного армирования. При больших значениях ρ_x или ρ имеется тенденция уменьшения Q_B . В изученных пределах применение поперечной арматуры, установленной к образующей оболочки под углом 45° вместо 90° , не влияет на величину Q_B .

Л и т е р а т у р а

1. О т с м а а В.А. К расчету на поперечную силу длинных круглоцилиндрических железобетонных оболочек.-Тр. Таллинск. политехн. ин-та, серия А, 1965, № 229.

2. О т с м а а В.А. К расчету на поперечную силу длинных круглоцилиндрических железобетонных оболочек (Сообщение 2).-Тр. Таллинск. политехн. ин-та, серия А, 1968, № 269.

3. О т с м а а В.А., Р о х т м а а Х.К. Экспериментальное исследование длинных цилиндрических железобетонных оболочек.-Тр. Таллинск. политехн. ин-та, серия А, 1970, № 296.

4. О т с м а а В.А. Экспериментальное исследование предельного состояния по наклонному сечению цилиндрических железобетонных оболочек.-Тр. Таллинск. политехн. ин-та, 1974, № 357.

V. Otsmaa

Experimental Research of Ultimate Shear Force of Reinforced Concrete Cylindrical Long Shell Roofs

Summary

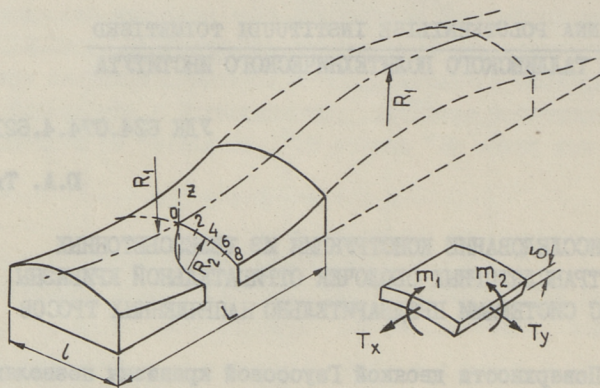
An experimental investigation of reinforced concrete long shell models is described in this paper. It is shown that in inclined section the ultimate shear force of concrete does not depend on the capacity of shear reinforcement nor on its type. Only in case of a great capacity of this reinforcement the ultimate shear force has a tendency to decrease.

ИССЛЕДОВАНИЕ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
ТРАНСЛЯТОРНЫХ ОБОЛОЧЕК ОТРИЦАТЕЛЬНОЙ КРИВИЗНЫ
С СИСТЕМАМИ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ТРОСОВ

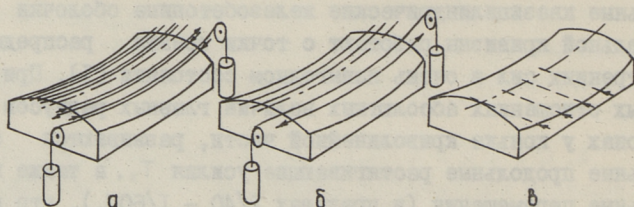
Поверхности двоякой Гауссовой кривизны позволяют составить комбинированные перекрытия из оболочек положительной и отрицательной кривизны, которые имеют довольно интересные архитектурные очертания (фиг. 1). При этом ортогональные квазицилиндрические железобетонные оболочки отрицательной кривизны работают с точки зрения распределения внутренних сил в очень невыгодном состоянии [1]. При некоторых отношениях абсолютных величин главных радиусов R_1/R_2 , в зонах у конька криволинейной части, развиваются значительные продольные растягивающие усилия T_x , а также вертикальные перемещения (в пределах $l/40 - l/60$), что приводит к отказу от традиционного распределения продольной и поперечной рабочей арматуры. При этом кажущиеся диагональные арки, соединяющие угловые точки оболочки с центром криволинейной части, очень пологие и на некоторых участках имеют даже выпуклость вниз. Главные усилия T_2 изменяются в широком диапазоне от сжатия до растяжения. Во время восприятия эксплуатационных нагрузок оболочка работает как висячая конструкция с бесконечным количеством тросов во всех направлениях.

Для регулирования внутренних сил и перемещений предлагаются ортогональные предварительно напряженные системы наружных тросов (фиг. 2).

Если диагональные кажущиеся арки имеют значительную выпуклость вниз, то можно применять и диагональные предварительно напряженные тросы. Продольные тросы 4-8 шт. раз-



Фиг. 1. Общий вид ортогональной квазичлиндрической оболочки отрицательной кривизны (комбинированной с оболочкой положительной кривизны) и положительные направления основных внутренних сил.



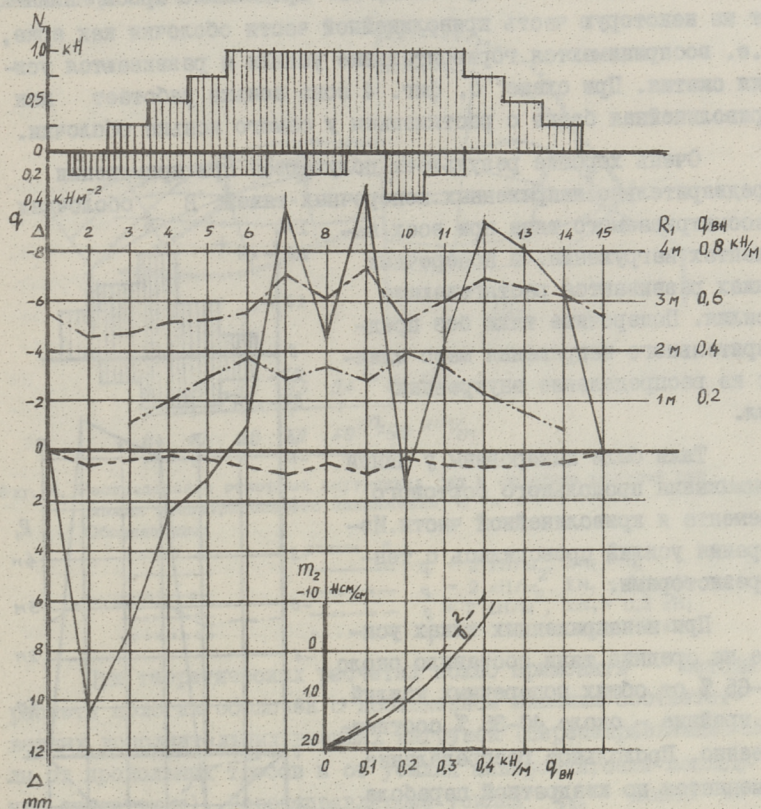
Фиг. 2. Схемы расположения предварительно напряженных тросов: а) продольные парные тросы (8 шт.) анкерованы на торцевые диафрагмы, б) продольные тросы (4 шт.) без анкерки на торцевые диафрагмы, в) поперечные тросы (2 - 4 шт.).

мещаются в зоне продольного растяжения у конька оболочки, с максимальным расстоянием между тросами 20δ (δ - толщина оболочки). Опирание продольных несущих тросов на нижнюю поверхность оболочки позволяет отказаться от применения каналов в тонкостенной части. Образуется висячая конструкция с дискретными несущими элементами в продольном направлении и с непрерывными второстепенными элементами в поперечном направлении. Поверхность становится жесткой и мало деформируемой. Опасности потери устойчивости сжатой тонкостенной части не наблюдается, так как форма против потери устойчивости задана вперед и дальнейшее развитие прекращается семейством предварительно напряженных тросов.

Экспериментальные исследования производились на моделях из стеклопластика ($E = 20 \text{ ГПа/м}^2$; $\mu = 0,2$; $R = 140 \text{ МПа/м}^2$) на базе полиэфирной смолы и стеклоткани, которая хорошо моделирует упругие свойства железобетона. Применялись продольные стальные тросы $\phi 2 \text{ мм}$ в количестве четырех штук. Применяемый метод предварительного натяжения (при помощи висячей через блок нагрузки) позволил отказаться от исследования влияния потерь предварительного напряжения. Тем самым, этот метод обеспечивал постоянность усилий в тросах независимо от внешней нагрузки и изменения кривизны поверхности. Для выяснения влияния перенаправляющих усилий применяли 2 типа тросов, которые различаются передачей анкерных усилий. При первой схеме (фиг. 2, а) анкеровку тросов производили на концевые диафрагмы. Применяли рядом стоящие парные уравновешивающие тросы с анкерными устройствами в разных концах. При этой схеме на оболочку передавались анкерные усилия и перенаправляющие усилия. При второй схеме (фиг. 2, б) на оболочку влияет только перенаправляющая сила $q_{\text{вн}} = N_T / R_1$, направленная вверх.

В начальной стадии эксперимента тросы имели нормальное минимальное энергетическое положение относительно поверхности и составили только компоненты усилий в направлении ее нормали. Продольные и поперечные радиусы рассматриваемой мягкой поверхности зависят от нагрузки и предварительного натяжения тросов, т.е. $R_2 = f(q, N_T)$ (см. фиг. 1). Оболочку можно ввести в состояние, при котором вертикальные перемещения в основном приближаются к нулю и в криволинейной части влияют только мембранные усилия.

Имеется квазилинейная связь между перенаправляющими силами $q_{\text{вн}} = N_T / R_1$ и поперечными изгибающими моментами m_2 . При нагрузке $q = 2 \text{ кПа/м}^2$ и при $q_{\text{вн}} \approx 0,5 \text{ кН/м}$ на трос большинство криволинейной части оболочки (схема а, фиг. 3) переходит на мембранное состояние, нулевая линия находится в зонах у бортового элемента и криволинейная часть подвергается сжатию. Выясняется, что на изменение изгибающих моментов эффективнее влияет вторая схема тросов. Соответствующая перенаправляющая сила на трос составляет $q_{\text{вн}} \approx 0,3 \text{ кН/м}$, но при этом мало изменяется начальное распределение продольных нормальных сил - в зоне у конька имеется широкая зона растяжения.



Фиг. 4. Вертикальные перемещения, поперечные изгибающие моменты и перенаправляющие силы от нагрузки и предварительного напряжения при схеме 5.

Обозначения: — — — вертикальные перемещения Δ_0 точки № 0 (см. фиг. 1), - - - - вертикальные перемещения Δ_8 точки № 8, — — — — продольный радиус кривизны R_1 , - - - - - перенаправляющие силы $q_{вн}$ от предварительно напряженных тросов, — — — — 0 и — — — — 2 — — — — зависимость между перенаправляющей силой $q_{вн}$ и поперечных изгибающих моментов m_2 в точках № 0 и № 2 соответственно.

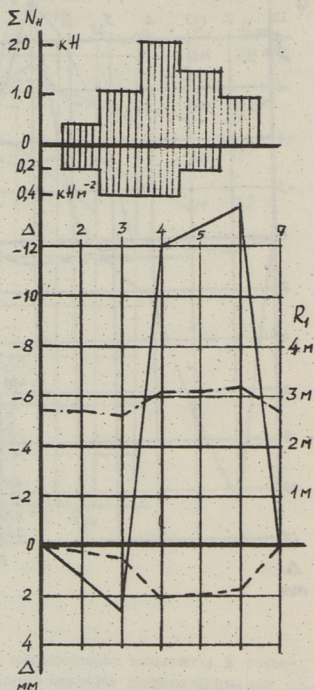
Усилие от анкеровки тросов влияет на тонкостенную часть в зоне конька. При схеме а продольные тросы влияют на некоторую часть криволинейной части оболочки как арка, т.е. воспринимаются горизонтальные усилия и развиваются усилия сжатия. При схеме б, фиг. 4 зона конька работает как криволинейная балка с растяжением у самого конька оболочки.

Очень хорошие результаты получаются при применении предварительно напряженных поперечных тяжей. В оболочках рассматриваемого типа при всех вариантах нагружения, в поперечных тяжях развиваются растягивающие усилия. Поперечные тязи без предварительного напряжения мало влияют на распределение внутренних сил.

Тязи были анкерованы у линии примыкания продольного бортового элемента и криволинейной части. Измерения усилий проводились с тензорезисторами.

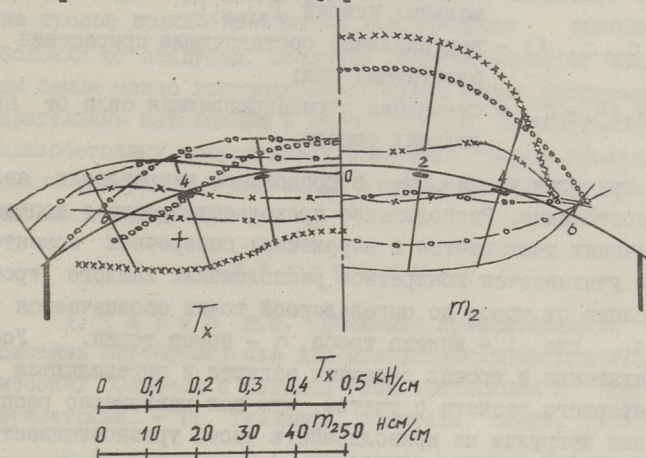
При ненапряженных тяжях усилие на средние тязи составило около 60–65 % от общих поперечных усилий, на крайние – около 40–35 % соответственно. Продольное распределение изменяется по квадратной параболе (аналогично горизонтальным перемещениям).

Основные изменения имеют место при предварительном натяжении поперечных тяжей. При экспериментах применялись усилия 1 кН и 1,5 кН (суммарно). У конька оболочки развивались отрицательные моменты и усилия продольного сжатия. Существует линейная связь между усилиями натяжения и изменениями изгибающих моментов. При этом реализуется около 50–60 % от возможного изменения изгибающих моментов за счет горизон-



Фиг. 5. Вертикальные перемещения от нагрузки и предварительного напряжения при схеме б. Обозначения: — вертикальные перемещения Δ_0 точки № 0 (см. фиг.1), - - - вертикальные перемещения Δ_8 точки № 8, - · - · - продольный радиус кривизны R_1 .

тальных сил. Остальная часть исчезает от изменения геометрии поперечного сечения и внутренних сил.



Фиг. 6. Распределение основных внутренних сил в середине моделей при схемах предварительного напряжения σ и σ .

Обозначения:

схема а

—○—○—

—○○—○○—

○○○○○○○○

схема б

—х—х—

—хх—хх—

хххххххх

$q = 2 \text{ кН/м}^2, \Sigma N_T = 0;$
 $q = 2 \text{ кН/м}^2, \Sigma N_T = 0,1 \text{ кН};$
 $q = 2 \text{ кН/м}^2, \Sigma N_T = 0,2 \text{ кН};$
 $q = 0, \Sigma N_T = 0,2 \text{ кН};$

При теоретических расчетах можно применять методы расчета пологих оболочек с добавлением влияния соответственных дополнительных внешних нагрузок (перенаправляющие силы от продольных тросов и от усилия анкерки, если последние существуют). Перенаправляющие усилия $q_{\text{вн}}$ можно задавать вперед в зависимости от нагрузки на криволинейную часть q . Задача является геометрически нелинейной. Конечные результаты получаются при помощи итерации.

Для расчета оболочек отрицательной кривизны с разными типами предварительно напряженных тросов, можно применить метод, базирующийся на аппроксимации сдвигающих сил [2].

Уравнения вертикального равновесия имеют вид

$$\bar{q}(x) + \frac{T_x(x, s)}{R_1} + V(a_i, a_T, \dots, x) - \frac{\Sigma N_T}{R_1} = 0,$$

где $\bar{q}(x)$ — нагрузка на единичную полоску;

$T_x(x,s)/R_1 = q_b(x,s)$ – перенаправляющая сила от продольных нормальных усилий $T_{x(x,s)}$;

$V(q_i, q_{i_1}, \dots, x)$ – вертикальные составляющие приращения сдвигающих сил;

$\sum N_T/R_1 = q_{вн}$ – суммарная перенаправляющая сила от продольных тросов.

При этом усилии N_T в продольном направлении являются постоянным. Расположение продольных тросов в поперечном сечении учитывается в выражениях поперечных моментов, причем учитывается конкретное расположение каждого троса. Расстояние от троса до определенной точки обозначается через s_{i_n} , где i – индекс троса, n – номер точки. Усилия натяжения в тросах задаются наперед и определяются из элементарного расчета с учетом, что вся равномерно распределенная нагрузка на криволинейную часть уравнивается вертикальными компонентами усилий в тросах. Одним из условий для назначения величин для N_T являются нулевые вертикальные перемещения в зоне у конька при полном нагружении оболочки. Неопределенные параметры приращения сдвигающих сил определяются при помощи вариационного энергетического метода с использованием единичных дискретных полос. Если на единичную поперечную полосу влияют внешние нагрузки и внутренние усилия, то имеется равновесие. Так как продольные тросы находятся у конька оболочки, то в этой зоне влияют и перенаправляющие усилия, направленные вверх как наружная нагрузка. Для уравнивания этих усилий у бортовых элементов развиваются приращения сдвигающих сил, направленные вниз и вызывающие отрицательные поперечные изгибающие моменты.

Оболочки с поперечными предварительно напряженными тросами можно рассматривать как конструкции с горизонтальными нагрузками. От вариантов продольных и поперечных тяжей более эффективные решения получаются при применении поперечных тяжей.

Так как имеется довольно жесткая тонкостенная поверхность, то необходимо иметь точную программу натяжения тросов и нагружения оболочки. Натяжение тросов должно быть произведено одновременно с обеих сторон относительно оси симметрии. При натяжении тросов необходимо осуществ-

лять надежный контроль вертикальных перемещений, учитывать влияние имеющихся и дополнительных нагрузок. Натяжение тросов должно начинаться при процессе освобождения оболочки от опалубки. Оболочка освобождается от опалубки и тем самым можно контролировать связи между нагрузкой, предварительным натяжением и перемещениями. В действительных железобетонных конструкциях натяжение тросов производят при помощи домкратов и оказывают влияние все потери предварительных напряжений.

Л и т е р а т у р а

1. Т я р н о Ю.А. Сравнение принципиальных эпюр основных внутренних сил для квазицилиндрических и цилиндрических оболочек с разными геометрическими и грузовыми параметрами. - Тр. Таллинск. политехн. ин-та, 1978, № 443.

2. Т я р н о Ю.А. Некоторые вопросы работы и расчета квазицилиндрических оболочек положительной и отрицательной Гауссовой кривизны. - Тр. Таллинск. политехн. ин-та, 1976, № 410.

Ū. Tärno

About the Investigations of the Reinforced Concrete Negative Curvature Shells with the Systems of the Prestressed Cables

Summary

Among the various roof shells of industrial buildings the shells with sides $L > l$ in rectangular plan described over the part of the circular surface are widely used. In the longitudinal direction those shells have been designed to be more flat and shallow than in the transverse direction, so that $R_1 > R$. It is possible to conclude that the quasicylindrical shells of negative Gaussian curvature are acting under unfavourable conditions. The distribution of internal forces gives rise to a considerable change of basic geometrical parameters and so the static conditions of the structure under load are much worsened. The traditional dis-

tribution of longitudinal reinforcement along the depth of the transverse shell cross-section cannot be used. For regulating the internal forces and the displacements external prestressed cables have been used. The investigations have been made on fiberglass plastics models with various systems of longitudinal and transversal cables. We draw the conclusion that the systems of the cables change the internal forces of negative curvature shells. Great changes in bending moments and vertical displacements take place. For the analysis of the negative curvature shells of medium length the modified method of approximation of shear forces has been used, taking into account the direction change of longitudinal forces.

Ю.А. Тярно

ПРИМЕНЕНИЕ БЕЗРАЗМЕРНЫХ ПАРАМЕТРОВ ДЛЯ
ИССЛЕДОВАНИЯ ОБОЛОЧЕК СРЕДНЕЙ ДЛИНЫ

Для сравнения результатов теоретических расчетов и экспериментов оболочек можно применять статистическо-эмпирический метод расчета, базирующийся на безразмерных параметрах основных внутренних сил. Метод очень прост и обозрим и позволяет сравнить внутренние силы в оболочках с разными очертаниями криволинейных частей, с разными геометрическими и грузовыми параметрами. В зависимости от имеющейся информации (экспериментальные данные - статистика и теоретические расчеты - эмпирика) статистическо-эмпирический метод может быть применен также при более или менее ответственных расчетах. Менее достоверный метод может быть применен при предварительном определении внутренних сил и размеров конструкций, при этом окончательные величины могут быть определены каким-либо более точным методом. При большей достоверности можно его применять для определения окончательных внутренних сил.

Статистическо-эмпирический метод основан на прямой связи между внутренними силами, грузовыми и геометрическими параметрами оболочек. В оболочках средней длины главными внутренними силами, на которых основано конструирование, являются продольные и поперечные нормальные силы T_x, T_y , поперечные изгибающие моменты m_2 и приращение сдвигающих сил ξ . Все эти усилия можно найти с помощью безразмерных параметров $f/h, q_0/\bar{q}, L/l, \delta/\delta_0, R_1/R$ и угла α_0 (обозначения см. на фиг. I).

Суммарная продольная растягивающая сила $\sum T(x)$ одна из основных интегральных величин, которая имеет существенное

значение для конструирования оболочки и сравнения различных расчетных методов. Суммарную продольную силу находим в виде

$$\Sigma T(x) = \frac{M(x)}{K^T h} = \frac{M(x)}{K_1^T f}, \quad (I)$$

где она связана с моментом оболочки как большой балки $M(x)$ и плечом результата продольных нормальных сил $K^T h = K_1^T f$. Для лучшего сравнения внутренних сил в оболочках с опертыми бортовыми элементами и оболочек с очень высокими бортовыми элементами, применяется параметр K_1^T , который в общем случае определяется в виде

$$K_1^T = \varphi(f/h, l/L, q_0/\bar{q}, \alpha_0, R_1/R). \quad (2)$$

Вспомогательные величины – суммарная продольная растягивающая сила в пределах бортового элемента ΣT_A и общее продольное сжатие $\Sigma \hat{T}$ определяются при помощи формулы (I), в которой множитель K_1^T заменяется множителями K_A^T или K_C^T . Эти вспомогательные величины позволяют определить расположение зон растяжения в криволинейной части и зон сжатия в бортовом элементе.

Эпюру приращения сдвигающих сил находят, соединяя общую площадь эпюры $\Sigma \zeta$ с нагрузкой единичной полосы $\bar{q} = s_0 q_f + q_0$

$$\Sigma \zeta = \frac{\bar{q}}{K^S}. \quad (3)$$

где $K^S = \psi_1(f/h, l/L, q_0/\bar{q}, \alpha_0, R_1/R)$.

Площадь эпюры приращения сдвигающих сил в пределах бортового элемента $\Sigma \zeta_A$ находят из условия

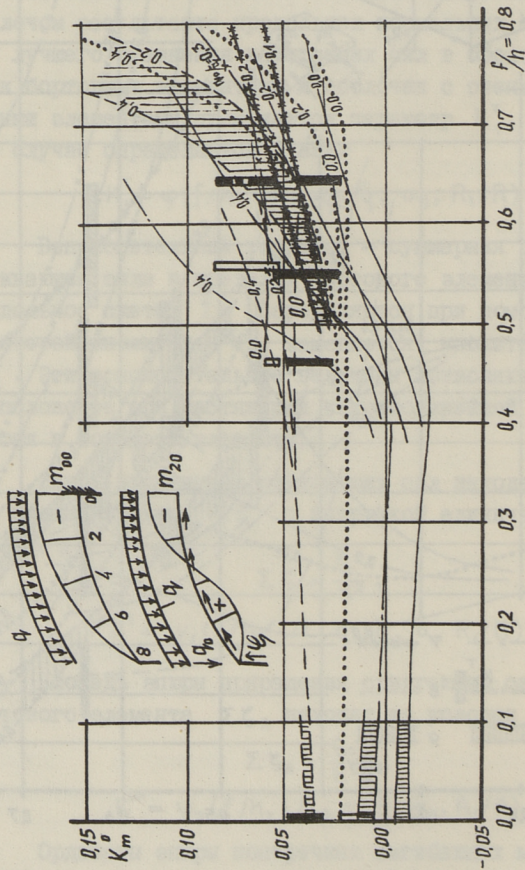
$$\Sigma \zeta_A = \frac{q_0}{K^S}, \quad (4)$$

где $K^{SA} = \psi_2(f/h, l/L, q_0/\bar{q}, \alpha_0, R_1/R)$.

Ординаты эпюры поперечных изгибающих моментов определяются в виде

$$m_{2n} = K_m^n m_{00}, \quad (5)$$

где $m_{00} = -q R^2 \frac{\psi_0}{100}$ изгибающий момент у опоры в заменяющей криволинейной консоли единичной шириной только от нагрузки на криволинейную часть q (для $\alpha_0 = 25^\circ$, $\psi_0 = 9,369$, $\alpha_0 = 35^\circ$, $\psi_0 = 18,085$, $\alpha_0 = 45^\circ$, $\psi_0 = 29,289$ и т.д.).



Фиг. 2. Сравнение экспериментальных данных и теоретических расчетов при помощи параметра K_m .

Единичная полоска оболочки также рассматривается как криволинейная консоль, находящаяся под влиянием всех внешних нагрузок и внутренних сил. Моменты во всех точках поперечного сечения связываются с моментом у конька криволинейной части. Множители $K_m^n = \Phi(f/h, q_0/\bar{q}, l/L, \alpha, R_1/R)$ представлены на графиках (см. фиг. 2).

Для сравнения основных внутренних сил T_x и m_2 в строго упругой стадии использовались модели $R_1/R = 5 \div \infty$ из стеклопластиков, в стадии с трещинами — модели из цементного раствора и модели из стеклопластиков с искусственными трещинами.

На фиг. 1 представлены результаты сравнения суммарных продольных нормальных сил ΣT при помощи параметров K_1^T . Сопоставляются результаты экспериментальных и теоретических данных для оболочек из стеклопластика и армированного цементного раствора. В моделях из цементного раствора отдельно не рассматриваются оболочки с точки зрения образования трещин. Более высокие значения K_1^T в отдельных моделях отвечают оболочкам с поперечными трещинами. При отношении $f/h = 0$ условно обозначена оболочка с подпертыми бортовыми элементами. Кроме того, на графиках представлены доли нагрузок, которые передаются прямо на промежуточные опоры.

С изменением параметров f/h и q_0/\bar{q} приведенное плечо $K_1^T f$ внутренних сил изменяется тем спокойнее, чем меньше отношение радиусов R_1/R . Распределение продольных сил в оболочках положительной кривизны существенно не изменяется и при всех значениях геометрических и грузовых параметров такое, что нижние волокна бортовых элементов растянуты больше, чем верхние. Такое спокойное изменение распределения продольных нормальных сил позволяет более надежно относиться к суммарным продольным силам. Можно добавить, что цилиндрические оболочки по сравнению с другими типами оболочек в наиболее применяемой области параметра $f/h = 0,6 - 0,7$ работают более экономично относительно сил T_x .

При опирании бортовых элементов, на промежуточные опоры передается 3 - 38 % от общей нагрузки в зависимости от упругих условий работы бортовых элементов и отношения радиусов R_1/R . При цилиндрических оболочках на опоры переда-

ется незначительная часть нагрузки. Эта доля увеличивается при увеличении продольной кривизны, жесткости бортового элемента на кручение и образование поперечных трещин. Так как некоторая часть нагрузки передается на промежуточные опоры, уменьшается и продольная суммарная сила, что отражается в увеличении приведенного плеча продольных сил.

На фиг. 2 представлены параметры K_m^0 в точке № 0 на коньке оболочки. Положительные величины K_m^0 означают; что развиваются отрицательные изгибающие моменты. В цилиндрических оболочках (см. линию 3) с увеличением жесткости бортовых элементов параметры K_m^0 переходят на отрицательные. Оболочки положительной кривизны реагируют более спокойно на изменение геометрических и грузовых параметров.

Цилиндрические оболочки довольно хорошо исследованы и для них разработаны многие разные методы расчета. В упругой стадии сравниваются метод аппроксимации сдвигающих сил [3], [4], метод расчета Новожилова [5], метод Милейковского с заменяющей складкой [6] в широком диапазоне изменения геометрических и грузовых параметров.

Если произвести расчет с поперечными трещинами [4] в пределах высоты бортовых элементов, то сравнение внутренних сил дает очень интересные результаты. За критерий затухания поперечных трещин принимается пересечение (или очень близкое расстояние) линий K_A^T и K_I^T (соответственно параметры для продольных суммарных сил в арматурном стрингере и общего растяжения) с одинаковыми параметрами q_0/\bar{q} . Невозможно представить затухание трещин в оболочках с грузовыми параметрами $q_0/\bar{q} \leq 0,15$. В оболочках с грузовыми параметрами $q_0/\bar{q} = 0,2$ затухание возможно при геометрических параметрах $f/h > 0,67$. При этом разница продольных нормальных сил в криволинейной части и в арматуре составляет около 10 %. При параметре $q_0/\bar{q} = 0,3$ усилия в криволинейной части и арматуре равняются при отношении $f/h = 0,7$ и затухание трещин происходит, начиная с параметра $f/h > 0,65$ в непосредственной близости бортового элемента.

В оболочках внутренней волны (имеют в краях дополнительные связи, см. линии 6,7) в упругой стадии и в ста-

дии с трещинами линии K_1^T почти параллельные. Разница в приведенных плечах продольных нормальных сил $K_1^T f$ около 1,5 раза. Величины K_1^T почти не зависят от грузовых параметров. Все расчетные методы, которые сравниваются, в упругой стадии расчета дают близкие друг другу результаты (см. заштрихованная часть на фиг. 2).

Основные преимущества статистическо-эмпирического метода: 1) метод достаточно прост и обозрим; 2) метод позволяет определить все внутренние силы с высокой точностью; 3) метод позволяет определить связь между теоретическими расчетами и экспериментальными данными в любых пределах изменения геометрических и грузовых параметров; 4) метод исключает возможность возникновения грубых ошибок при проведении практических расчетов; 5) метод может быть при накоплении новых теоретических и экспериментальных данных легко уточнен.

Л и т е р а т у р а

1. Т я р н о Ю.А. Определение внутренних сил в железобетонных оболочках при помощи параметров K^T , K^S и K^M . - Тр. Таллинск. политехн. ин-та, 1975, № 384.

2. Т я р н о Ю.А. Определение внутренних сил в железобетонных цилиндрических оболочках при помощи вспомогательных параметров. - Сб. "Пространственные конструкции зданий и сооружений", вып. 3. М., 1977.

3. Л а у л Х.Х. Расчет цилиндрических оболочек с криволинейными частями, очерченными по окружности. - Тр. Таллинск. политехн. ин-та, 1953, № 50.

4. Л а у л Х.Х., Т я р н о Ю.А. Расчет железобетонных оболочек с продольными и поперечными трещинами. - Тр. Таллинск. политехн. ин-та, 1974, № 357.

5. Н о в о ж и л о в В.В. Теория тонких оболочек. Судпромгиз, 1953.

6. К у з ь м и н Н.А., Л у к а ш П.Л., М и л е й - к о в с к и й И.Е. Расчет конструкций из тонкостенных стержней и оболочек. М., 1960.

Investigating Medium Length Shells by Means
of Dimensionless Parameters

Summary

Depending on the available information (theoretical calculations and experimental data) the so-called statistical-empirical method (SE method) may be used for more or less responsible calculations. The SE method is based on the direct connection between the inner forces and the loading on the one hand and the geometrical parameters of the shells on the other hand. The principal aim of the method, which consists of a statistical (S) and an empirical (E) part, is to simplify the calculations and bring them nearer to practice.

In the paper some SE method results and conclusions have been taken under observation. On Fig. 1 and Fig. 2 the values of the parameters K_1^T and K_n^m are presented for the positive curvature shells in the elastic state and in the state with cracks. All the investigated shells have a common quality - a rectangular basic form. Fig. 1 demonstrates the continuity of the parameters for various structures. In order to render the calculation graph of the SE method more accurate, comparative calculations were made by means of different calculating methods by varying the geometrical and loading parameters at the limits of the areas. The SE method gave results for longitudinal internal forces which were 9-10 per cent smaller than by means of precise methods (Donnell-Vlasov-Novozhilov) and about 30 per cent smaller for transverse bending moments. The results obtained by means of the SE methods should be multiplied by 1.1 and 1.3 respectively. This shows a very essential advantage of an unlimited perfecting of the SE method as additional information accumulates.

К.П. Ёйгер, А.И. Тальвик

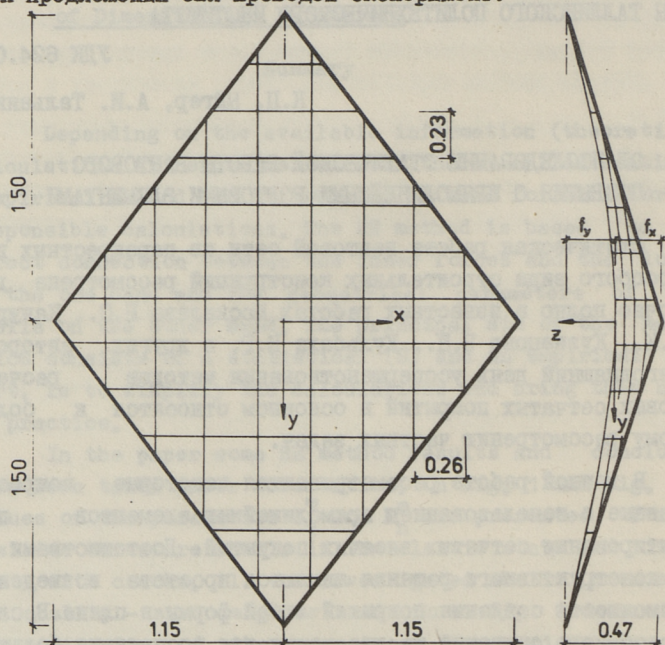
ОБ ИССЛЕДОВАНИИ СТАТИЧЕСКОЙ РАБОТЫ ВАНТОВОГО
ПОКРЫТИЯ С ПРЯМОЛИНЕЙНЫМИ БОРТОВЫМИ ЭЛЕМЕНТАМИ

Статическая работа вантовой сети из перекрестных вант как особого вида строительных конструкций рассмотрена достаточно полно в известных работах Москалева Н.С., Качурина В.К., Кузнецова Э.Н., Кульбаха В.Р. и других авторов. На сегодняшний день усовершенствования методов расчета вантовых сетчатых покрытий в основном относятся к более точному рассмотрению частных задач.

В данной работе рассматриваются некоторые вопросы, связанные с использованием прямолинейных элементов при проектировании сетчатых висячих покрытий. Достоинствами такого конструктивного решения являются простота возведения и возможность создания покрытий любой формы в плане. В случае основного опирания на две точки для восприятия больших опорных реакций требуются мощные контрфорсы либо затяжки между опорами. Однако известно, что при отсутствии затяжки напрягающие ванты начнут работать затяжками, уменьшая тем горизонтальные опорные реакции. При этом во всех вантах возникают положительные приросты усилий, т.е. благодаря деформации контура предварительное напряжение в вантах не уменьшается.

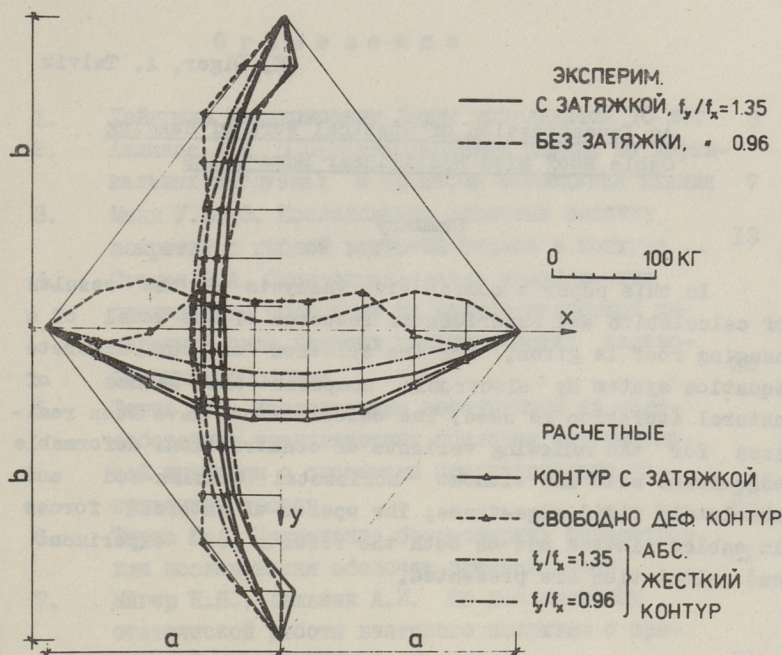
Расчет покрытия такого типа целесообразно выполнять по дискретной схеме, так как вантовая сеть не имеет формы гиперболического параболоида и составление ее уравнения может оказаться весьма трудоемким. На кафедре строительных конструкций ТПИ созданы программы для расчета сетчатого покрытия на вертикальную нагрузку. Чтобы избавиться от нелинейных членов в системе уравнений равновесия, нагрузка разделяется на n частей и прибавляется ступенями, а сама система решается n раз без нелинейных членов. На каждом

этапе при определении координат узлов учитываются смещения предыдущего этапа нагружения. Для проверки вышеизложенных предложений был проведен эксперимент.



Фиг. 1. Модель висячего покрытия.

Модель сетчатого покрытия с пространственным контуром из прямолинейных элементов трубчатого сечения $75,5 \times 3,5$ мм имела размеры $3,00 \times 2,30 \times 0,47$ м (фиг. 1). Вантовая сеть с прямоугольными ячейками в плане выполнялась из стальной проволоки диаметром в $1,6$ мм. Нагружение модели осуществлялось гириями весом $9,80$ кг, подвешенными в узлах сети. Испытания проводились при двух степенях пологости вантовой сети: моделью с горизонтальной затяжкой ($f_y/f_x = 1,35$, сила преднапряжения 100 кг в каждой ванте) и без затяжки ($f_y/f_x = 0,96$, сила преднапряжения 125 кг в натягивающих и 50 кг в несущих вантах). На фиг. 2 приведены эпюры, характеризующие изменения внутренних сил в вантах в сечениях по главным кривизнам сетевой поверхности. Отрицательный прирост в сечениях $y/b = \pm 0,85$ объясняется ненагруженным состоянием этих вант. Изменения внутренних сил возникает здесь от деформации контура.



Фиг. 2. Результаты эксперимента и расчетов.

Расчет модели выполнялся на ЭВМ. Были просмотрены 4 варианта покрытия: с деформируемым контуром с затяжкой и абсолютно жестким контуром ($f_y/f_x = 1,35$) и с деформируемым контуром без затяжки и абсолютно жестким контуром ($f_y/f_x = 0,96$).

Вертикальные перемещения контура не учитывались. Результаты расчета приведены на фиг. 2. Сравнительно большие расхождения от экспериментальных данных в сечениях $x/a = \pm 0,78$ и $x/a = \pm 0,56$ получились при свободно деформирующем контуре. Так как форма натягающей ванты по этим сечениям близка к прямой линии, то при весьма малых перемещениях точки прикрепления ванты к обрамляющему контуру усилие в ванте сильно изменяется. Максимальное расхождение прогибов сетевой поверхности не превышало 6%. Расхождения результатов расчета и экспериментальных данных в общем незначительны. Однако для получения более точных результатов необходимо усовершенствовать методику расчета с учетом вертикальных перемещений обрамляющего контура.

K. Oiger, A. Talvik

An Investigation of Statical Work of Hanging
Cable Roof with Rectilinear Edge-beams

Summary

In this paper a comparative analysis of the results of calculation and experimental research of the model of a hanging roof is given. For the solution of the discrete equation system by electronic computer the method of natural iteration is used. The calculations have been realized for the following variants of construction: deformable edge-frame with and without horizontal tension-rod and absolutely rigid edge-frame. The epures of internal forces in cables plotted out on both the results of experiment and calculation are presented.

О г л а в л е н и е

1.	Хейнриху Хендриковичу Лаулу исполняется 70 лет	3
2.	Алликас Л.А. О расчете диафрагм здания на вертикальных нагрузках в процессе возведения здания	7
3.	Мянд У.В.-Э. Исследование сетчатых висячих покрытий с гибкой вантовой фермой в контуре...	13
4.	Отсмая В.А. Экспериментальное исследование предельного состояния на макростатической поперечной силе длинных цилиндрических железобетонных оболочек.	23
5.	Тярно Ю.А. Исследование конструкций из железобетонных трансляторных оболочек отрицательной кривизны с системами предварительно напряженных тросов.	31
6.	Тярно Ю.А. Применение безразмерных параметров для исследования оболочек средней длины	41
7.	Нйгер К.П., Тальвик А.И. Об исследовании статической работы вантового покрытия с прямолинейными бортовыми элементами.	49

ТАЛЛИНСКИЙ ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ
ТРУДЫ ТПИ № 488
ТЕОРИЯ И РАСЧЕТ ТОНКОСТЕННЫХ И ПРОСТРАНСТВЕННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ
Строительные конструкции XX

Сборник утвержден коллегией Трудов ТПИ 17 февраля 1980 года

Редактор В. Райдна. Техн. редактор М. Тамме

Подписано к печати 30 мая 1980 года

Бумага 60x90/16. Печ. л. 3,5+0,25 приложение. Уч.-изд. л. 3,0

Тираж 300. МВ-00757

Ротапринт ТПИ, Таллин, ул. Коскля, 2/8. Зак. № 353

Цена 45 копеек



Цена 45 коп.