

СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Часть 3. Специальные вопросы расчета и проектирования (предварительно напряженные фермы и балки, конструкции висячих покрытий)

Учебное пособие

Нижний Новгород
2021

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»

СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Часть 3. Специальные вопросы расчета и проектирования

(предварительно напряженные фермы и балки,
конструкции висячих покрытий)

Утверждено редакционно-издательским советом университета
в качестве учебного пособия

Нижний Новгород
ННГАСУ
2021

ББК 38.5
К 60
УДК 624.014 (075.8)

Печатается в авторской редакции

Рецензенты:

О. В. Колотов – канд. техн. наук, доцент, генеральный директор ООО «Рубин»
А. И. Никонов – директор ООО «НХС-Инвестстрой»

Колесов А. И. Стальные конструкции зданий и сооружений. [Текст]: учеб. пособие Ч.3. Специальные вопросы расчета и проектирования (предварительно напряженные фермы и балки, конструкции висячих покрытий) / А. И. Колесов, О. Б. Иванова, Е. А. Кочетова, Е. В. Иванова; Нижегород. гос. архитектур.-строит. ун-т. – Н.Новгород: ННГАСУ, 2021. – 155 с. ISBN 978-5-528-00448-8

Приведен краткий обзор проектирования некоторых стальных конструкций, не вошедших в 1-ю и 2-ю части общего курса для студентов, но являющихся сегодня наиболее применяемыми в большепролетных зданиях.

Изложены основы применения и расчета предварительно напряженных стальных ферм и балок, висячих систем в покрытиях зданий.

Предназначено для студентов направления 08.03.01 Строительство, профиль – Промышленное и гражданское строительство.

ISBN 978-5-528-00448-8

© А.И. Колесов, О.Б. Иванова,
Е.А. Кочетова, Е.В. Иванова, 2021
© ННГАСУ, 2021

СОДЕРЖАНИЕ

| | |
|--|----|
| Введение..... | 5 |
| Тема 1. Предварительно напряженные фермы с затяжками на весь пролет | 5 |
| 1.1. Основные критерии выгоды предварительно напряженных стальных конструкций..... | 5 |
| 1.2. Основные способы создания предварительно напряженных стальных конструкций..... | 6 |
| 1.3. Основы работы и расчета предварительно напряженной фермы типа «арка с затяжкой»..... | 9 |
| 1.3.1. Особенности расчетной схемы предварительно напряженной фермы..... | 9 |
| 1.3.2. Порядок расчета предварительно напряженной фермы по первому способу по предельным состояниям ПС-1..... | 14 |
| 1.3.3. Основы расчета предварительно напряженной фермы по первому способу по предельным состояниям ПС-2..... | 23 |
| 1.3.4. Основы конструирования и расчета анкерного узла крепления затяжки..... | 25 |
| Тема 2. Материалы и конструкции затяжек и анкерных устройств..... | 28 |
| 2.1. Материалы для затяжек..... | 28 |
| 2.2. Анекра для затяжек..... | 29 |
| Тема 3. Основы работы и расчета предварительно напряженной фермы с затяжками в пределах отдельных стержней [1, 3]..... | 36 |
| 3.1. Стадии работы фермы. Проверочные условия предельного состояния ПС-1..... | 36 |
| 3.2. Пример расчета большепролетной стальной фермы с предварительным напряжением отдельных стержней..... | 42 |
| 3.2.1. Исходные данные..... | 42 |
| 3.2.2. Решение..... | 42 |
| Тема 4. Балки предварительно напряженные затяжками..... | 49 |
| 4.1. Конструктивные схемы очертания затяжек по длине пролетов предварительно напряженных балок..... | 49 |
| 4.2. Основы работы и расчета предварительно напряженных балок с затяжками..... | 50 |
| 4.3. Основы методики расчета предварительно напряженных балок с опти- | |

| | |
|--|-----|
| мальными параметрами..... | 56 |
| 4.4. Алгоритм подбора сечения стальной балки, однопролетной, разрезной, с оптимальными параметрами..... | 60 |
| 4.5. Пример расчета однопролетной предварительно напряженной сварной балки с затяжками | 61 |
| Тема 5. Классификация висячих покрытий..... | 72 |
| 5.1. Основные идеи применения висячих покрытий зданий, разработанных и реализованных академиком В.Г. Шуховым..... | 72 |
| 5.2. Возрождение висячих покрытий, их общая современная классификация.. | 82 |
| 5.3. Материалы для несущих пролетных конструкций висячих покрытий. Основные достоинства и недостатки висячих систем..... | 129 |
| 5.4. Основы расчета висячих покрытий с гибкими несущими нитями..... | 130 |
| 5.5. Основы расчета металлических висячих оболочек-мембран..... | 141 |
| 5.6. Основы расчета висячих покрытий..... | 146 |
| Список литературы..... | 154 |

ВВЕДЕНИЕ

Настоящее учебное пособие имеет **целью ознакомить студентов** с актуальными разделами проектирования стальных конструкций, не вошедшими в общий традиционный курс «Металлические конструкции» учебного плана. Учитывая ограниченный объем аудиторных часов для данного курса: 32 часа в 7-ом семестре учебного плана бакалавриата, в том числе: 16 часов – лекции + 16 часов – практические занятия, - в пособии включены два следующих раздела:

- предварительно напряженные стальные конструкции (8 часов лекции + 8 часов практические занятия);
- висячие покрытия (8 часов лекции + 8 часов практические занятия).

Задачи курса: способствовать расширению знаний студентов в области проектирования и строительства таких конструкций и применению их в дипломном проектировании бакалавров.

Весь курс составляет 16 часов лекций и РГР, которая способствует практически закрепить знания по расчету и проектированию предварительно напряженной стальной фермы типа «арка с затяжкой» и однопоясного висячего покрытия прямоугольного плана.

Рассмотрим эти разделы последовательно.

Раздел 1. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Тема 1. ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЕ ФЕРМЫ С ЗАТЯЖКАМИ НА ВЕСЬ ПРОЛЕТ

1.1. Основные критерии выгодности предварительно напряженных стальных конструкций [1]

Основная идея предварительно напряженных конструкций (стальных, железобетонных и деревянных) – создать в них в наиболее нагруженных элементах усилия обратного знака тем усилиям, которые возникают в них от традиционных внешних нагрузок (собственного веса, снега, ветра и др.).

В результате в конструкции происходит общее перераспределение усилий в выгодном проектировщику направлении.

Можно выделить следующие **четыре** основных критерия выгодности предварительного напряжения:

- увеличение несущей способности конструкции без увеличения расхода материала на основные элементы;
- снижение расхода материала на конструкцию при заданной несущей способности или жесткости;
- повышение жесткости конструкции;
- снижение стоимости конструкции «в деле».

1.2. Основные способы создания предварительно напряженных стальных конструкций [1]

а) Способ натяжения затяжки в пролете балки

Применяется в наиболее нагруженных внешней нагрузкой участках пролета ($L \geq 12$ м). Схематично такое предварительное напряжение показано на рис. 1.1. Здесь при равномерно распределенной нагрузке (q) в пролете затяжка расположена в средней части его на длине l_3 , на концах которого изгибающий момент может быть воспринят одним сечением балки без предварительного напряжения, т.е. $M_a / W_2 = R_y \cdot \gamma_c$, где W_2 – момент сопротивления растянутой нижней грани сечения. На длине l_3 затяжка создает изгибающий момент $M_{п.п.}$, обратный по знаку моменту от внешней нагрузки, т.е. здесь $\sum M = M_q - M_{п.п.}$

б) Способ натяжения затяжек в пролете пространственного блока со связями из двух ферм типа «арки с затяжкой»

В таком блоке затяжки (2 шт.) закрепляются в каждой ферме в первых от опор нижних узлах. Для обеспечения устойчивости предварительно напряженных ферм их объединяют горизонтальными и вертикальными связями в единый блок, например, по рис. 1.3.

В блоке 2-х ферм со связями (рис. 1.3) в плоскости верхних поясов рассмотрено два варианта горизонтальных связей: с шагом 3 м ($l_{ef,y} = 3$ м) и с шагом 6 м ($l_{ef,y} = 6$ м). Более экономичный вариант можно установить из сравнения вариантов а) и б). При расстоянии между фермами в блоке 12 м более целесообразно расположить горизонтальные связи по варианту б), а вертикальные связи установить с шагом 6 м. Геометрическая схема фермы с затяжкой на пролет показана на рис. 1.2

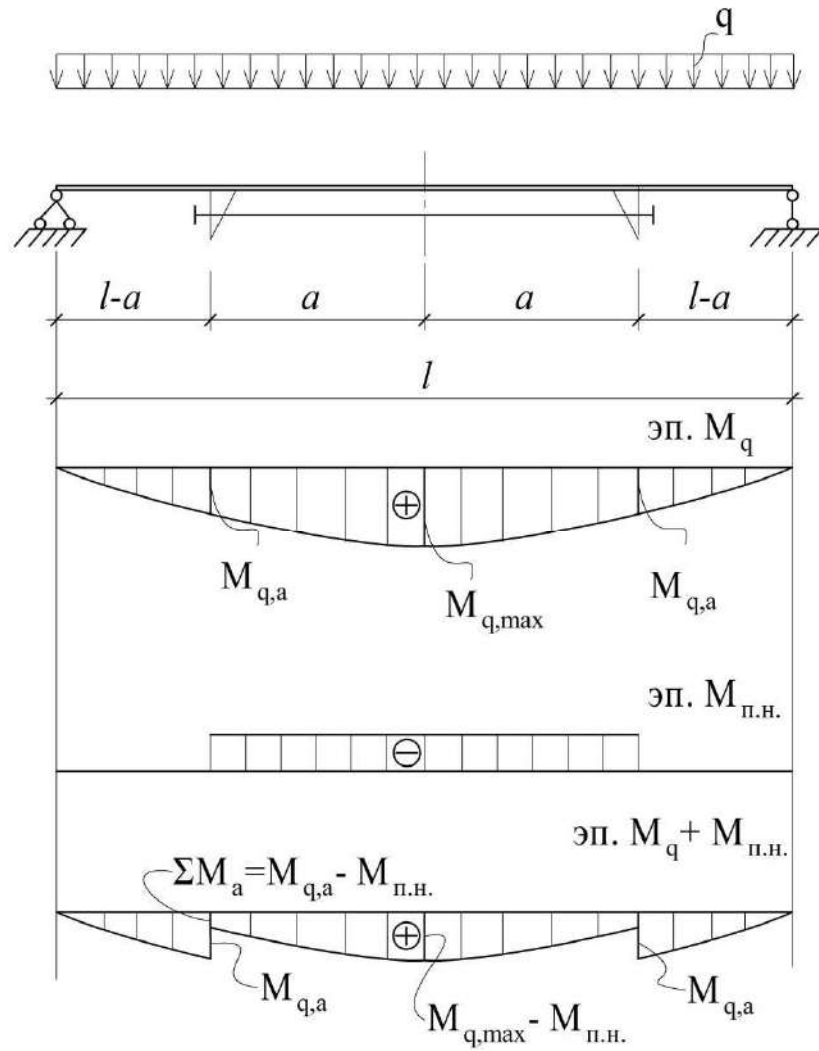


Рис. 1.1 Способ предварительного напряжения балки затяжкой в пролете

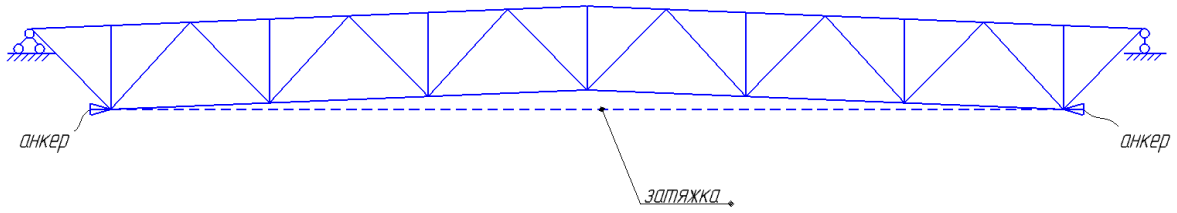
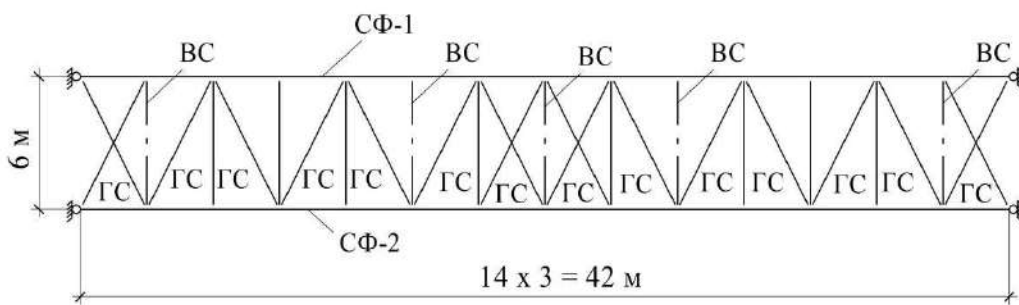
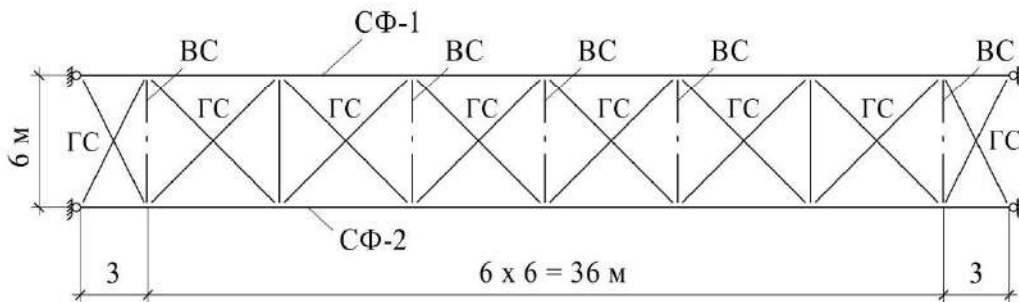


Рис. 1.2. Геометрическая схема фермы с затяжкой

а) в плоскости верхнего пояса, вар. 1



б) в плоскости верхнего пояса, вар. 2



в) в плоскости нижнего пояса, к вар. 1 и 2

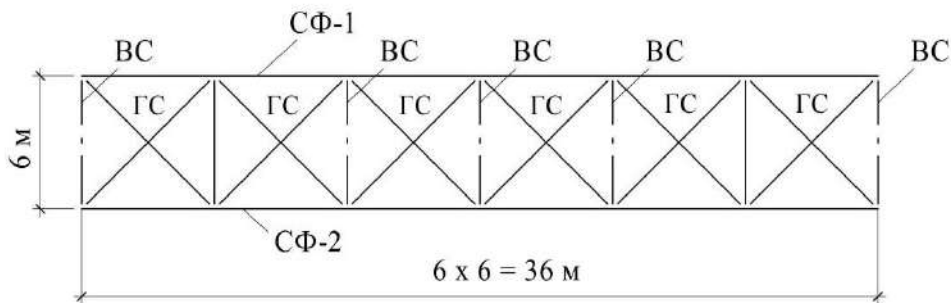


Рис. 1.3 Блок из двух ферм со связями

в) Способ регулирования усилий смещением средней опоры в неразрезных фермах или балках

Схематично данный способ представлен на рис. 1.4. Здесь за счет смещения средней опоры опорный момент уменьшился, а моменты в пролетах возросли. При оптимизации величины смещения можно достичь выравнивания опорного и пролетных изгибающих моментов и назначить двухпролетную балку постоянного сечения по всей длине.

В практике строительства в СССР имеется пример регулирования моментов в пролете и на опорах в поперечной 3-х пролетной раме сборочного цеха Ульяновского завода аэробусов (рис. 1.5).

г) Способ предварительного напряжения путем сварки предварительно выгнутых под нагрузкой составляющих элементов балки и последующей разгрузки новой конструкции (рис. 1.6)

Здесь в зависимости от величины и направления изгибающего момента от внешней нагрузки суммарные напряжения в поперечном сечении составной балки в крайних фибрах могут быть как меньше R_y , так и больше, с возможным появлением пластических областей:

- выгиб отдельных двутавров;
- сварка двутавров в единый стержень и снятие $F_{п.н.}$;
- суммарные усилия предварительного выгиба и сварки;
- итоговые напряжения без обратного выгиба и с учетом п.н. от выгиба.

д) Создание п.н. путем нагрева нижнего пояса с последующей сваркой его и последующим охлаждением (рис. 1.7).

е) Схема многоступенчатого напряжения растянутых стержней, как способ повышения несущей способности (рис. 1.8).

1.3. Основы работы и расчета предварительно напряженной фермы типа «арка с затяжкой»

1.3.1. Особенности расчетной схемы предварительно напряженной фермы

Предварительно напряженная ферма типа «арка с затяжкой» является внешне один раз статически неопределимой. От обычной фермы покрытия она отличается тем, что усилие в «лишнем» стержне (т.е. в затяжке) состоит из двух составляющих:

$$N_3 = X_{п.н.} + X_{с.н.},$$

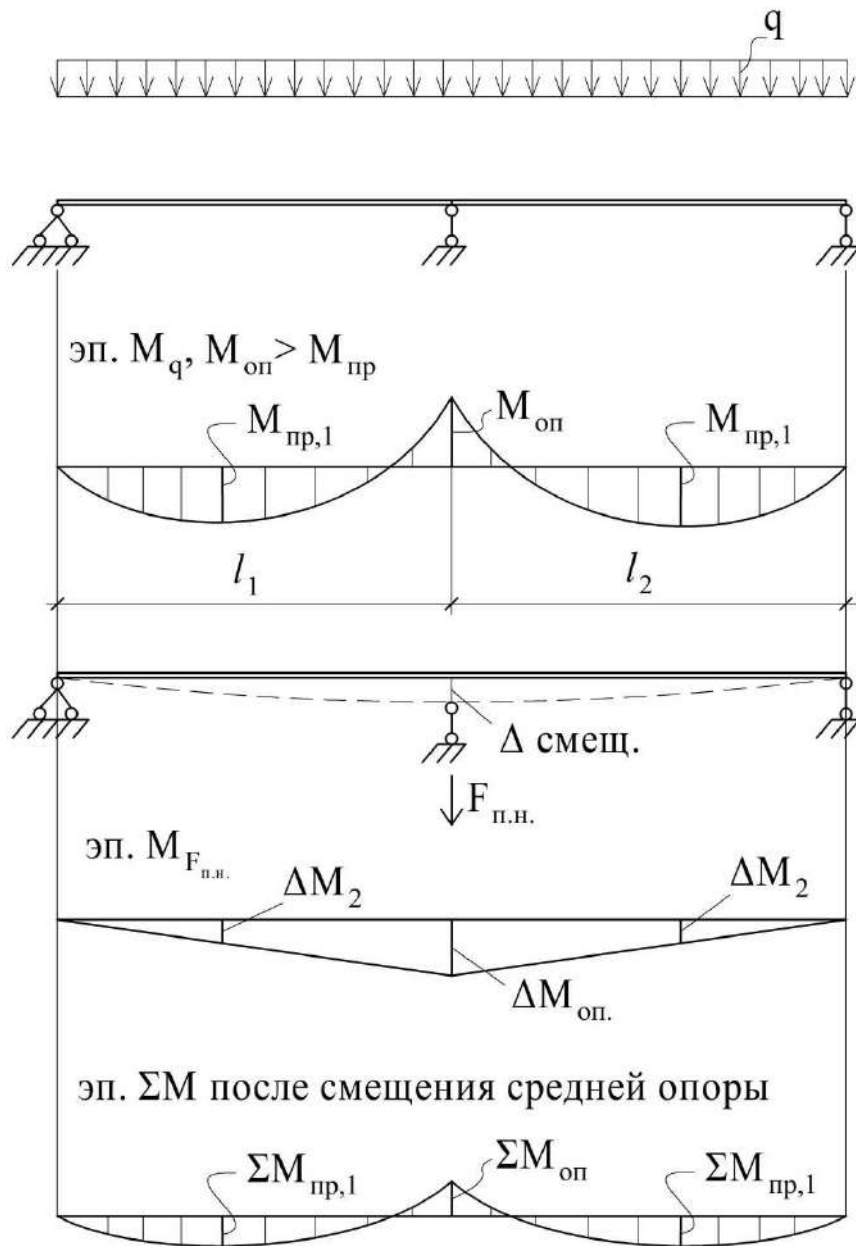


Рис. 1.4 Способ регулирования усилия смещением опор

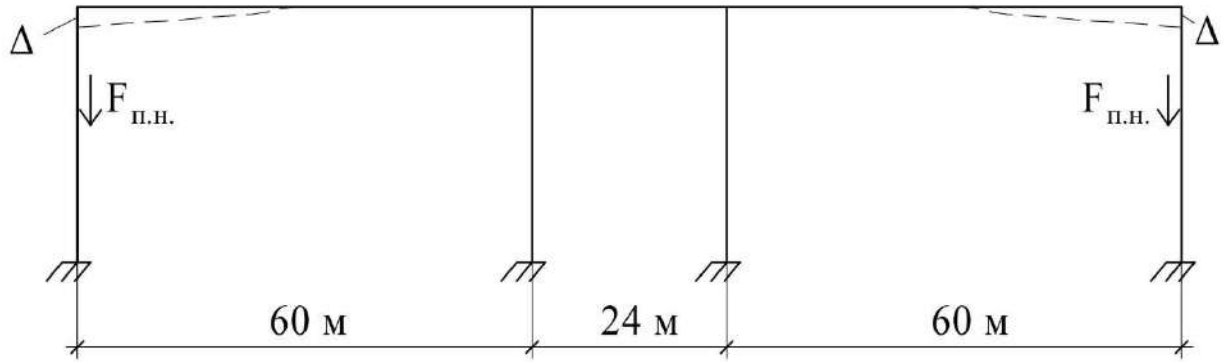


Рис. 1.5 Регулирование усилий смещением крайних опор рамы

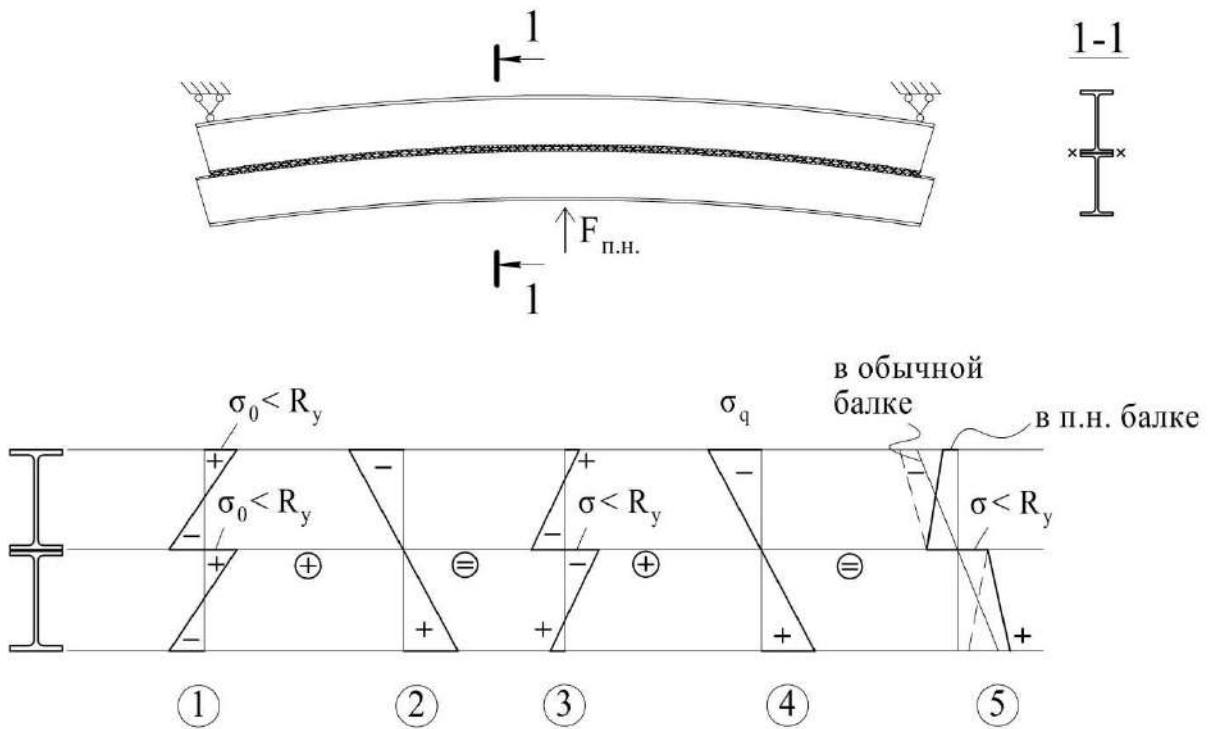


Рис. 1.6. Предварительное напряжение обратным выгибом с последующей сваркой:
 1 – обратный выгиб двух несвязанных двутавров; 2 – сварка и снятие нагрузки;
 3 – предварительно напряженная составная балка; 4 – загрузка внешней нагрузкой составной балки; 5 – суммарные напряжения в составной балке

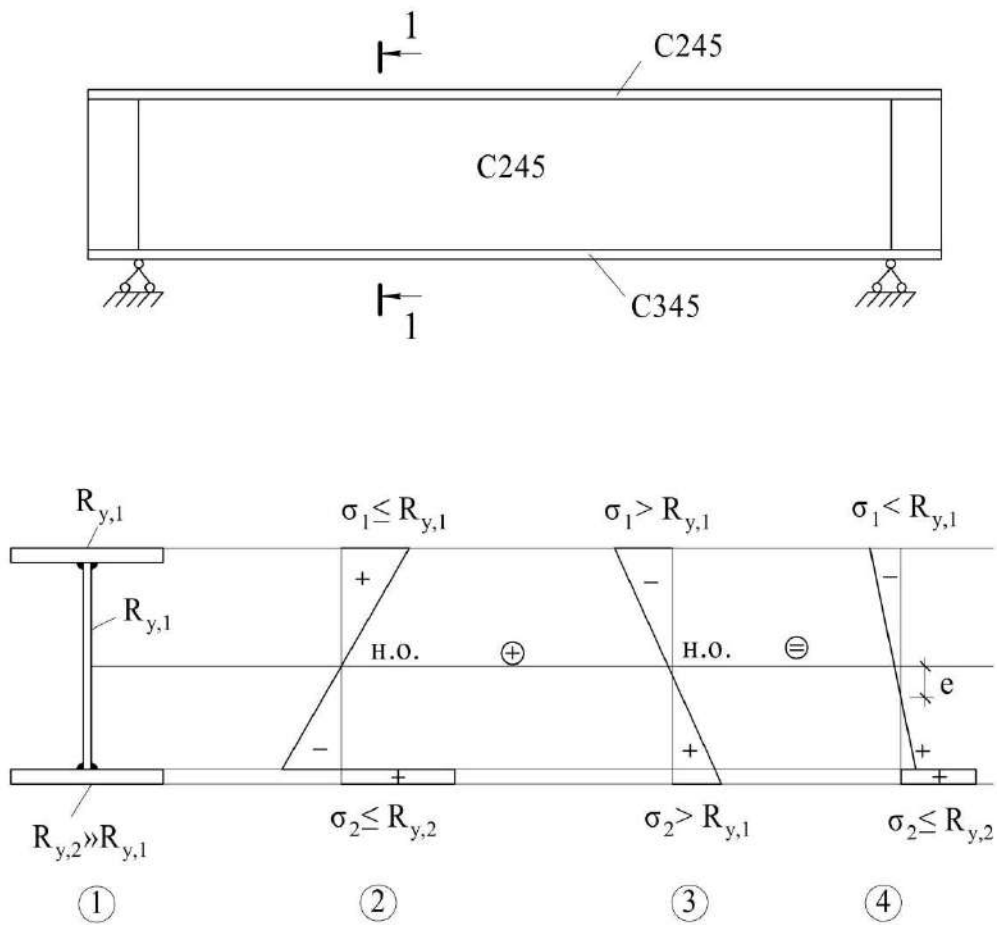


Рис. 1.7 Способ предварительного напряжения путем предварительного нагрева нижнего пояса из низколегированной стали:

- 1 – разогрев неприваренного нижнего пояса; 2 – приварка разогретого нижнего пояса; 3 – загрузка внешней нагрузкой всей балки; 4 – суммарные напряжения в поперечном сечении

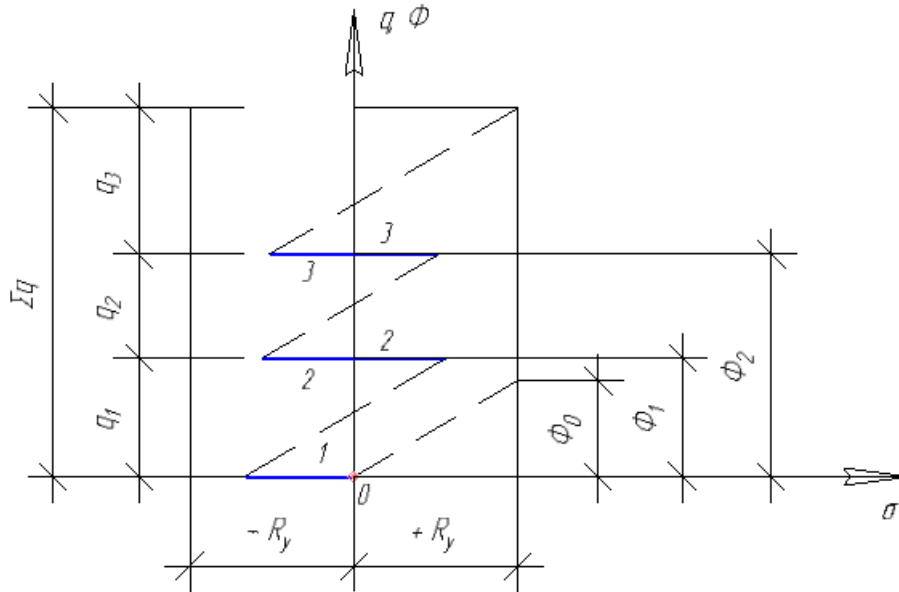


Рис.1.8. Многоступенчатое предварительное напряжение растянутых участков (зон) стержней: 1) q_1 , q_2 , q_3 – доли внешней нагрузки; 2) Φ_1 – несущая способность стержня без п.н.; 3) Φ_2 – то же при 3-х кратном преднапряжении; 4) 1, 2, 3 – доли напряжений сжатия и растяжения на этапах предварительного напряжения

где $X_{п.н.}$ – усилие предварительного напряжения, задаваемое проектировщиком;

$X_{с.н.}$ – усилие самонатяжения затяжки от внешней нагрузки.

Сложность задачи состоит в выборе такой величины $X_{п.н.}$, чтобы ферма получилась наиболее экономичной по расходу стали.

Порядок расчета предварительно напряженной фермы зависит от последовательности приложения к ферме внешней нагрузки и предварительного напряжения.

Самый простой способ проектирования предварительно напряженной фермы в следующей последовательности:

$$P_n \rightarrow H_q,$$

где P_n – предварительно напряжение;

H_q – нагружение всей расчетной нагрузкой от кровли, покрытия и снега.

Собственный вес металлоконструкций блока ферм со связями передается на стержни КЭ-модели до предварительного напряжения.

Однако этот способ менее экономичен, чем второй, состоящий в разделении нагрузки от кровли на 2 части:

P_1 – собственный вес несущих конструкций кровли;

P_2 – собственный вес кровельных слоев их пароизоляции, утеплителя, стяжки и водоизоляционного ковра.

Второй способ предварительного напряжения можно представить в следующей последовательности:

$$ПН_1 \rightarrow P_1 \rightarrow ПН_2 \rightarrow P_2 \rightarrow ПН_3 \rightarrow ВН.$$

Здесь $ПН_1$; $ПН_2$; $ПН_3$ – составляющие предварительного напряжения в принятой последовательности;

P_1 ; P_2 ; $ВН$ – соответствующие части постоянной и временной нагрузок.

В рамках студенческой НИРС можно сравнить результаты расчетов этих двух способов.

1.3.2. Порядок расчета предварительно напряженной фермы по первому способу по предельным состояниям ПС-1

1) Создается геометрическая схема фермы с расчетными узловыми нагрузками от собственного веса кровли и снега (при аналитическом варианте расчета собственный вес металлоконструкций блока из двух ферм со связями следует учесть по приближенным формулам [1, 2, 3]:

$$F_g = \sum g_a \times B_\phi \times d_{в.н.} / \cos \alpha, \text{ [кН]}, \text{ – узловая нагрузка от веса кровли;}$$

где $\sum g_a$ – вес кровли, [кН/м²];

B_ϕ – шаг ферм, [м];

$d_{в.н.}$ – длина панели верхнего пояса, [м];

α – угол наклона верхнего пояса к горизонту;

$$F_{q,сн.} = S \times B_\phi \times d_{в.н.}, \text{ [кН]}, \text{ – узловая нагрузка от веса снегового покрова.}$$

2) Создаются две расчетные схемы – КЭ-модели фермы:

а) основная статически определимая без затяжки на внешнюю нагрузку (рис. 1.9, а, б, в);

4) **Назначаются** в первом приближении площади поперечного сечения «критического стержня». Здесь за критический стержень принимается наиболее растянутый стержень нижнего пояса от внешней суммарной нагрузки, он же наиболее сжатый от единичного усилия затяжки ($X_3 = 1$).

С этой целью из граничного условия ПС-1: $N \leq \Phi$, в котором $N = N_{cr} \approx (0,5 \div 0,6) N_{cr,F}^\circ$, – задается расчетное усилие в **критическом** предварительно напряженном стержне фермы.

Здесь $N_{cr,F}^\circ$ – наибольшее усилие растяжения в нижнем поясе фермы от внешней нагрузки, причем $N_{cr,F}^\circ \leq \Phi_{cr,n.n.}$;

$0,5 \div 0,6$ – доли усилия в критическом стержне от полного усилия в основной системе после выполнения предварительного напряжения (задает проектировщик, соотносясь с градацией сортамента);

$\Phi_{cr,n.n.} = A_{cr} \times R_y \times \gamma_c$ – несущая способность по прочности растянутого критического стержня после предварительного напряжения.

Отсюда будем иметь:

$A_{cr} = (0,5 \div 0,6) N_{cr,F}^\circ / (R_y \times \gamma_c)$ – площадь критического стержня в первом приближении, уточняемая сортаментом, в котором

$$A_{cr,F}^{(1)} \approx A_{cr}, \quad i_{cr} = \sqrt{J_{cr}/A_{cr}} \geq l_{ef,cr} / \lambda_{u,c}.$$

Здесь $\lambda_{u,c}$ – предельная гибкость стержня при сжатии:

$$\lambda_{u,c} = 180 - 60\alpha, \quad \alpha = N_{cr} / (A_{cr,F}^{(1)} \times R_y \times \gamma_c) \geq 0,5;$$

$l_{ef,cr} = l_{ef,y}$ – расчетная длина критического стержня из плоскости фермы, как расстояние между связями, контролируемая через гибкость

$$\lambda_c^{(1)} = l_{ef,y} / i_{opt,y} \leq \lambda_{u,c}.$$

5) **Определяется** максимальное усилие в затяжке из условия в первом (1) приближении:

$$\Phi_c^{(1)} \geq N_{cr,F}^\circ - \bar{N}_{cr}^\circ \times N_{з,макс}, -$$

по формуле: $N_{з,макс} \leq (N_{cr,F}^\circ - A_{cr}^1 \times R_y \times \gamma_c) / \bar{N}_{cr}^\circ$

Здесь: \bar{N}_{cr}° – усилие в критическом стержне по расчетной схеме б) от усилия в затяжке $X_3 = 1$;

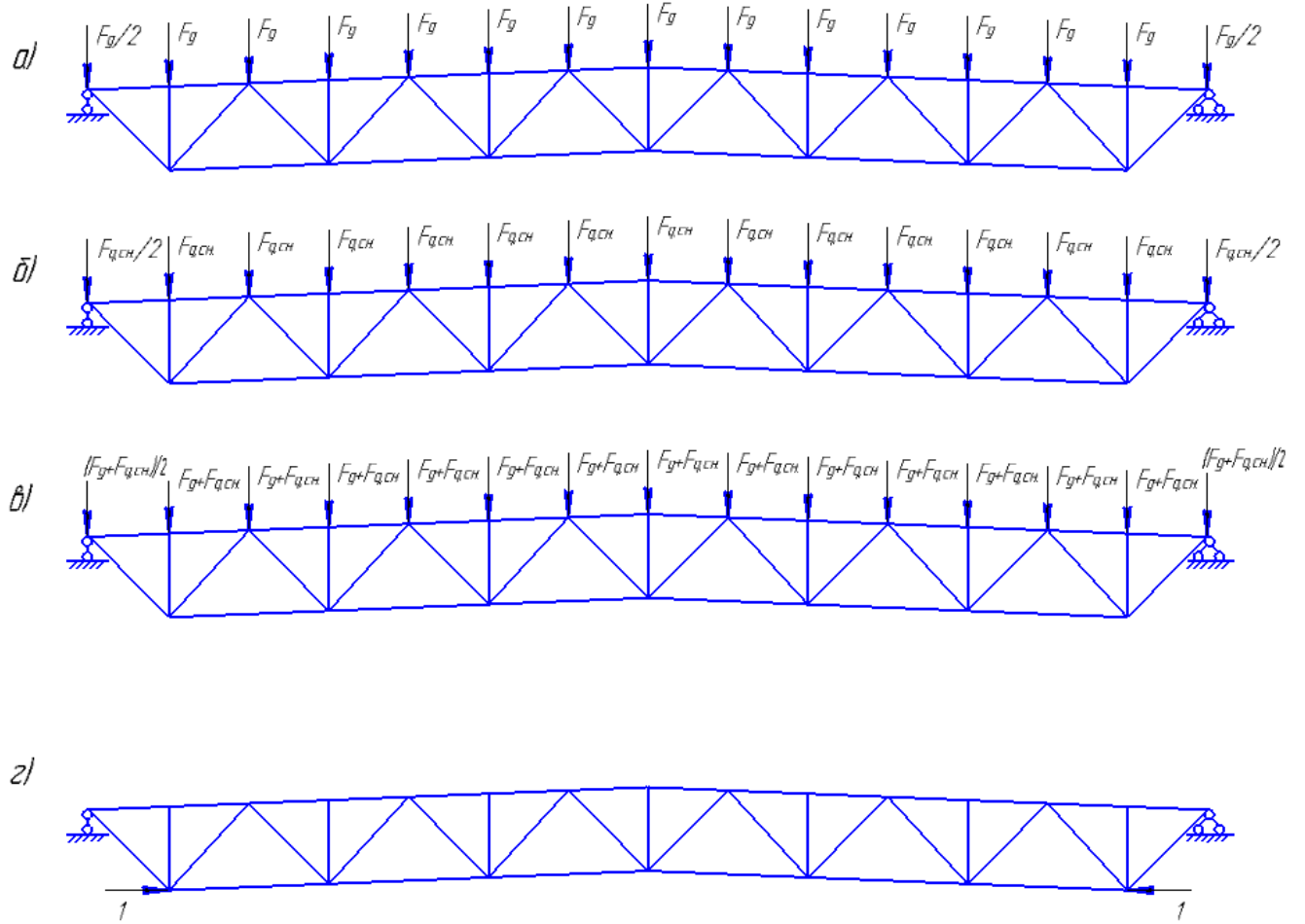


Рис.1.9. а) Схема приложения нагрузки от собственного веса покрытия; б) Схема приложения нагрузки от снега; в) Основная система от внешней нагрузки; г) Основная система от единичного усилия в затяжке

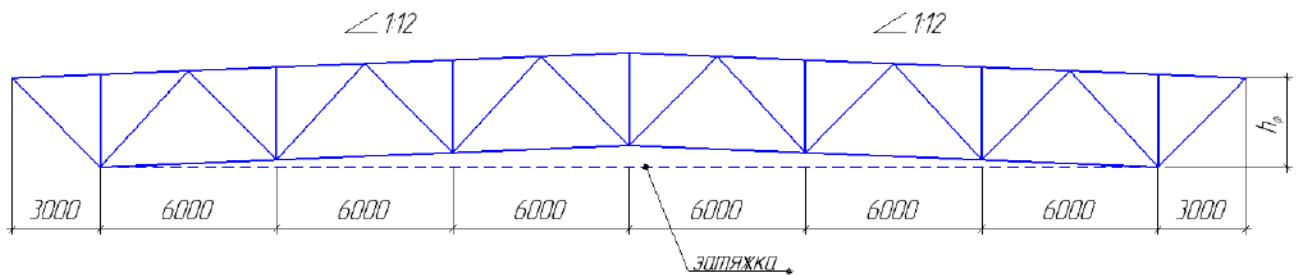


Рис.1.10. Геометрическая схема фермы

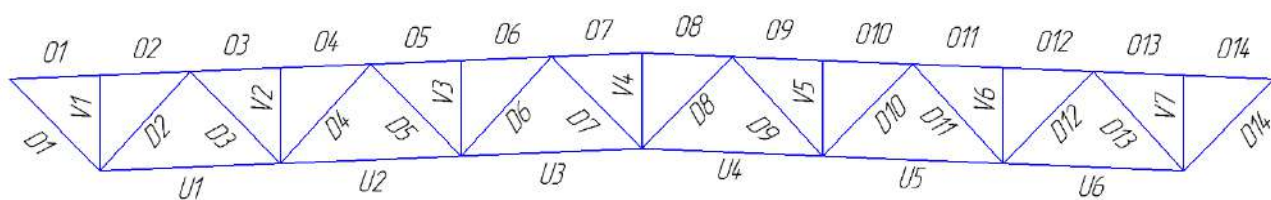


Рис.1.11. Схема маркировки элементов

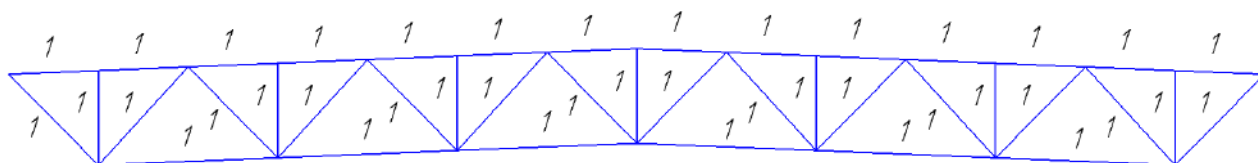


Рис.1.12. Типы конечных элементов, узлы и связи

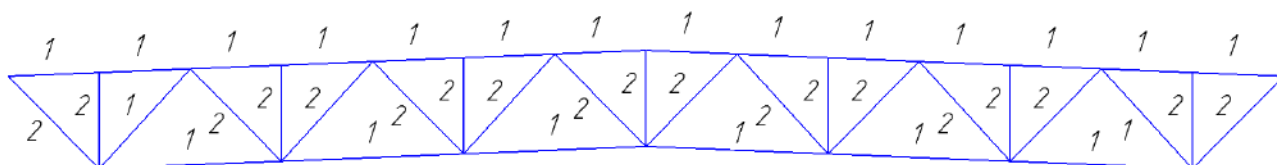


Рис.1.13. Типы жесткости (1-120x10, 2-75x6)

6) **Определение** усилий во всех стержнях фермы на стадии эксплуатации:

$$N_i = N_{i,F}^{\circ} - \bar{N}_i^{\circ} \times N_{з,макс}.$$

7) **Подбираются** поперечные сечения всех стержней, кроме критического, на стадии эксплуатации в первом приближении:

$$A_i^{(1)} = N_{i,p} / (R_y \times \gamma_c) - \text{для растянутых стержней};$$

$$A_3^{(1)} = N_{j,сж} / (\varphi \times R_y \times \gamma_c) - \text{для сжатых стержней}.$$

Здесь коэффициент $\langle \varphi \rangle$ определяется методом итераций, т.е. вначале задаются величиной $\varphi_0 = 0,7$ – для относительно длинных стержней или $\varphi_0 = 0,9$ – для относительно коротких стержней.

Полученные результаты целесообразно свести в таблицу 2. Форма таблицы имеет вид:

Табл. 2

Проверка прочности и устойчивости в предварительно полученных сечениях стержней на стадии эксплуатации

| Наимен. групп эл-ов фермы | № КЭ-элементов | Расчетное усилие, N_i | Сечение, мм | Площадь, $см^2$ | l_0 , см | Расчетные длины, см | | Радиусы инерции, см | | λ_x | | |
|------------------------------|----------------|-------------------------|-------------|-----------------|------------|------------------------|--|---------------------|---------------------------|---------------|-----------------------|--|
| | | | | | | l_x | l_y | i_x | i_y | | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | → | |
| в.п., н.п., раскосы, стойки. | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | Проверки напряжений по | | | | | | |
| | | | | | | устойчивости | | прочности | | нес. способн. | | |
| | λ_y | $\lambda_{макс}$ | α | $[\lambda]$ | φ | γ_c | $N \times \gamma_n / (\varphi \times A)$ | | $N \times \gamma_n / (A)$ | | $R_y \times \gamma_c$ | |
| → | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | | 19 | | 20 | |
| | | | | | | | | | | | | |

8) **Подбирается** поперечное сечение затяжки в первом приближении из условия:

$$N_{з,макс} \leq \Phi_з,$$

где $\Phi_з = N_{з,разр.} / (\gamma_з \cdot k_{рел.})$;

здесь: $N_{з,разр.}$ – по готовой таблице для затяжки [5, стр. 355];

$\gamma_з = 1,6$ – коэффициент надежности для затяжек из высокопрочных стальных канатов или пучков высокопрочной проволоки;

$k_{рел.} = 1,07$ – коэффициент снижения (релаксации) усилий в затяжке при удлинении ее от обмятия анкерных узлов.

9) **Определяется** минимальная величина предварительного натяжения затяжки в первом приближении из условия:

$$N_{з,макс} \leq N_{з,мин}^{п.н.} \times \gamma_{з1} + N_3^{сн.}.$$

Здесь: $N_{з,мин}^{п.н.}$ – минимальная величина предварительного натяжения затяжки;

$\gamma_{з1} = 0,9$ – коэффициент надежности контроля величины предварительного натяжения затяжки;

$N_3^{сн.}$ – усилие самонатяжения затяжки от внешней нагрузки.

Отсюда имеем:

$$N_{з,мин}^{п.н.} \geq (N_{з,макс} - N_3^{сн.}) / \gamma_{з1}.$$

В полученном выражении неизвестна величина $N_3^{сн.}$. Ее находят из решения статически неопределимой фермы (без предварительного напряжения) от внешней нагрузки. Для этого решают каноническое уравнение метода сил:

$$\delta_{11} \times X_1 - \Delta_{1p} = 0,$$

где $X_1 = X_{сн} = N_3^{сн.}$, которое из канонического уравнения равно $N_3^{сн.} = \Delta_{1p} / \delta_{11}$.

Здесь: Δ_{1p} – перемещение в основной системе по направлению отброшенной связи от действия внешней нагрузки;

δ_{11} – перемещение в основной системе по направлению отброшенной связи от действия единичного усилия, т.е.:

$$\Delta_{1p} = \sum \frac{\bar{N}_i^0 \cdot N_{iq}}{EA_i} \cdot l_i,$$

$$\delta_{11} = \sum \frac{\bar{N}_i^0 \cdot \bar{N}_i^0}{EA_i} \cdot l_i + \frac{\bar{N}_3^0 \cdot \bar{N}_3^0}{E_3 A_3} \cdot l_3 = \sum \frac{(\bar{N}_i^0)^2 \cdot l_i}{EA_i} + \frac{1}{E_3 A_3} \cdot l_3.$$

Полученные результаты целесообразно свести в табл.3. Форма таблицы имеет вид:

Табл.3

К определению усилий от самонатяжения затяжки

| Наимен. групп эл-ов фермы | № КЭ-элементов | \bar{N}_i^o | $N_{F,i}^o$ | l_i | A_i | $\frac{\bar{N}_i^o \cdot N_{F,i}^o}{EA_i} \cdot l_i$ | $\frac{(\bar{N}_i^o)^2}{EA_i} \cdot l_i$ |
|------------------------------|----------------|---------------|-------------|-------|-------|--|--|
| в.п., н.п., раскосы, стойки. | | | | | | | |

Примечание. 1. Численное значение выражения $l_3 / (E_3 \cdot A_3)$ добавляется к суммарному числу последней колонки отдельно на всю ферму.

2. Если подготовка параметров в таблице 3 производится на половину стержней фермы, то полученные значения следует умножить на 2.

10) **Проверяется** устойчивость критического стержня на стадии предварительного напряжения из условия:

$$N_{3,\text{мин}}^{\text{п.н.}} \leq N_3^{\text{уст.кр.с.}}$$

Здесь: $N_3^{\text{уст.кр.с.}}$ – наибольшее усилие в затяжке, определяемое устойчивостью критического стержня, определяемой по формуле:

$$N_3^{\text{уст.кр.с.}} = \left(N_3^{\text{контр.}} - \Delta_{cr} \cdot \frac{E_3 \cdot A_3}{l_3} \right) \cdot 0,95$$

Здесь: $N_3^{\text{контр.}} = (\varphi \cdot A_{cr}^{(1)} \cdot R_y \cdot \gamma_c) / \bar{N}_{cr}^o$ – контролируемое усилие в затяжке, определяемое устойчивостью критического стержня:

$(\bar{\lambda}_{cr}, R_y, \text{тип сечения});$

$\bar{\lambda}_{cr} = \lambda_{cr} \sqrt{R_y / E}$, $\lambda_{cr} = l_{ef,y}^{cr} / i_y$: определяются по табл.Д1, табл. 7 [4];

$\Delta_a = (1 \div 2)$ мм – перемещение затяжки от обмятия анкеров в узле крепления затяжки;

0,95 – коэффициент, учитывающий неточность натяжения затяжки в целом и ее удлинения.

Примечание 1.

1) Если условие <10> не выполняется, то задачу следует повторить с п. <4>, увеличив в соответствии с градацией сортамента сечение критического стержня ($A_{cr}^{(2)} > A_{cr}^{(1)}$), затем повторить расчет с п. <5> по п. <10> и продолжить далее с п. <11>.

2) Если же условие <10> удовлетворилось сразу, то продолжать задачу дальше с п. <11>.

11) **Определяются** усилия во всех стержнях на стадии предварительного напряжения, т.е.

$$N_i^{\text{п.н.}} = \bar{N}_i^0 \cdot N_{3,\text{мин}}^{\text{п.н.}} \cdot \gamma_{f,32},$$

где $\gamma_{f,32} = 1,1$;

и проверяется прочность растянутых и устойчивость сжатых стержней на стадии предварительного напряжения по формулам:

$$N_{i,p}^{\text{п.н.}} \leq A_{i,p}^{(2)} \cdot R_y \cdot \gamma_c - \text{для растянутых стержней};$$

$$N_{j,c}^{\text{п.н.}} \leq \varphi_{\text{мин}} \cdot A_{j,c}^{(2)} \cdot R_y \cdot \gamma_c - \text{для сжатых стержней}.$$

Примечание 2.

При невыполнении п.11) для некоторых стержней (видимо, сжатых) следует их сечение скорректировать в сторону увеличения сечения этих стержней, т.е. вернуться в п.7), в котором сделать уточнение сечений этих стержней, а затем по алгоритму расчета двигаться в п.9) 10), 11).

12) **Уточняется** прочность затяжки и ее сечение на стадии эксплуатации по формуле:

$$(N_{3,\text{макс}})^* = (N_{3,\text{мин}}^{\text{п.н.}})^* \cdot \gamma_{f,31} + (N_3^{\text{с.н.}})^* \leq \Phi_3,$$

где $\Phi_3 = N_{\text{разр}} / (\gamma_3 \cdot k_{\text{рел}})$;

(*) – означает измененные значения отмеченных параметров в соответствии с Примечанием 1.

13) При необходимости можно уточнить предложенное выше решение в следующем приближении, вернувшись или в п. <4>, или в п. <7>.

1.3.3. Основы расчета предварительно напряженной фермы по первому способу по предельным состояниям ПС-2

Здесь расчет проводится по прогибам в середине пролета фермы. Алгоритм такого расчета можно предложить в следующем порядке.

1) Создается основная расчетная схема (КЭ-модель без затяжки) в блоке из двух ферм от единичной вертикальной нагрузки в середине пролета (рис. 1.14; 1.15; 1.16).

2) Определяются усилия ($\bar{N}_{1,i}^o$) в стержнях основной КЭ-модели от силы $F = 1$, приложенной вертикально в середине пролета.

3) Определяется прогиб фермы без затяжки (в основной КЭ-модели) в середине пролета от полной нормативной нагрузки:

$$f_q^o = \sum \frac{\bar{N}_{1,i}^o \cdot N_{iq}^o}{E \cdot A_i} \cdot l_i \cdot \frac{q_n}{q}$$

Здесь: $\bar{N}_{1,i}^o$ – усилия в стержнях основной КЭ-модели от вертикального усилия $F = 1$ кН, приложенного в середине пролета к верхнему коньковому узлу;

q_n/q – коэффициент перехода от расчетных усилий к усилиям от нормативных нагрузок при расчете по ПС-2; $N_{iq}^o = N_i^o$, т.е. N_{iq}^o принимается как полное усилие в каждом стержне основной системы от узловых нагрузок ($N_{i,F}^o$).

4) Определяется прогиб стропильной фермы в середине пролета в основной системе от усилия $N_{3,мин}^{п.н.}$, приложенного в анкерных узлах как в затяжке:

$$f_{п.н.}^o = \sum \frac{\bar{N}_{1,i}^o \cdot N_{i,п.н.}^o \cdot \gamma_{f,1}}{E \cdot A_i} \cdot l_i = |N_{п.н.}| \cdot \sum \frac{\bar{N}_{1,i}^o \cdot N_i^o \cdot l_i}{E \cdot A_i} \cdot \gamma_{f,1}$$

где $\gamma_{f,1} = 0,9$.

5) Определяется прогиб стропильной фермы в середине пролета в основной системе от усилия $N_3^{с.н.}$:

$$f_{с.н.}^o = \sum \frac{\bar{N}_{1,i}^o \cdot N_{i,с.н.}^o}{E \cdot A_i} \cdot l_i = |N_3^{с.н.}| \cdot \frac{q_n}{q} \cdot \sum \frac{\bar{N}_{1,i}^o \cdot \bar{N}_i^o}{E \cdot A_i} \cdot l_i$$

6) Определяется полный прогиб в середине пролета предварительно напряженной фермы:

$$\sum f_{l/2}^{п.н.ф} = f_{q,n}^o - f_{п.н.}^o - f_{с.н.п.}^o \leq [f]$$

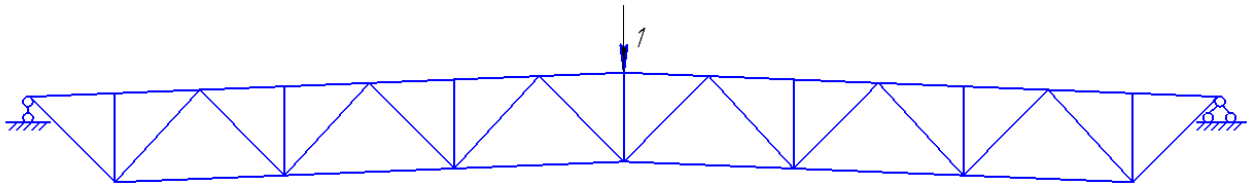


Рис.1.14. Расчетная схема по II ПС

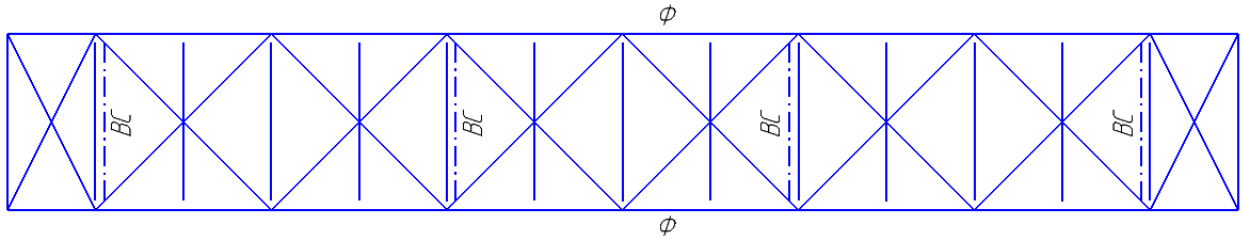


Рис.1.15. Схема связей по верхнему поясу

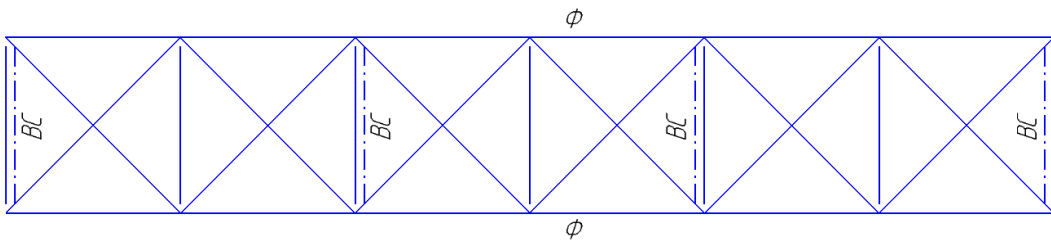


Рис.1.16. Схема связей по нижнему поясу

1.3.4. Основы конструирования и расчета анкерного узла крепления затяжки

– Эскиз анкерного узла на примере фермы из парных уголков представлен на рис. 1.17.

– Сварные швы крепления нижнего пояса, раскосов и стойки в узле размещения анкерных устройств в зависимости от расчетных усилий и формы сечения стержней фермы определить по формуле:

а) Для фермы с поперечными сечениями стержней из парных уголков усилия на обушок и перо распределяются с учетом положения центров тяжести (Z_o) по формулам:

$$l_{\omega,i,f}^{об} = (b - Z_o) \cdot N_i / (b \cdot 2\beta_f \cdot k_f^{об} \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c) + 10\text{мм}, -$$

для швов на обушке по металлу шва;

$$l_{\omega,i,z}^{об} = (b - Z_o) \cdot N_i / (b \cdot 2\beta_z \cdot k_f^{об} \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c) + 10\text{мм}, -$$

то же по металлу границы сплавления.

Здесь: $k_f^{об}$ – задаваемый по нормам катет углового шва на обушке;

N_i – усилие в i -ом стержне узла на обушке;

β_f, β_z – коэффициенты формы швов соответственно по металлу шва и металлу границы сплавления;

b – ширина полки уголка, примыкающая к угловому шву;

$R_{\omega f}, R_{\omega z}$ – расчетные сопротивления сварочного материала по металлу шва и основного металла уголка по границе сплавления.

Из полученных длин $l_{\omega,i,f}^{об}$ и $l_{\omega,i,z}^{об}$ – для проектирования узла следует взять большую.

Аналогично для швов на пере:

$$l_{\omega,i,f}^{п} = Z_o \cdot N_i / (b \cdot 2\beta_f \cdot k_f \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_c) + 10\text{мм}, -$$

по металлу шва;

$$l_{\omega,i,z}^{п} = Z_o \cdot N_i / (b \cdot 2\beta_z \cdot k_f \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_c) + 10\text{мм}, -$$

по металлу границы сплавления.

Из полученных длин $l_{\omega,i,f}^{п}$ и $l_{\omega,i,z}^{п}$ – для проектирования узла принимается большая длина.

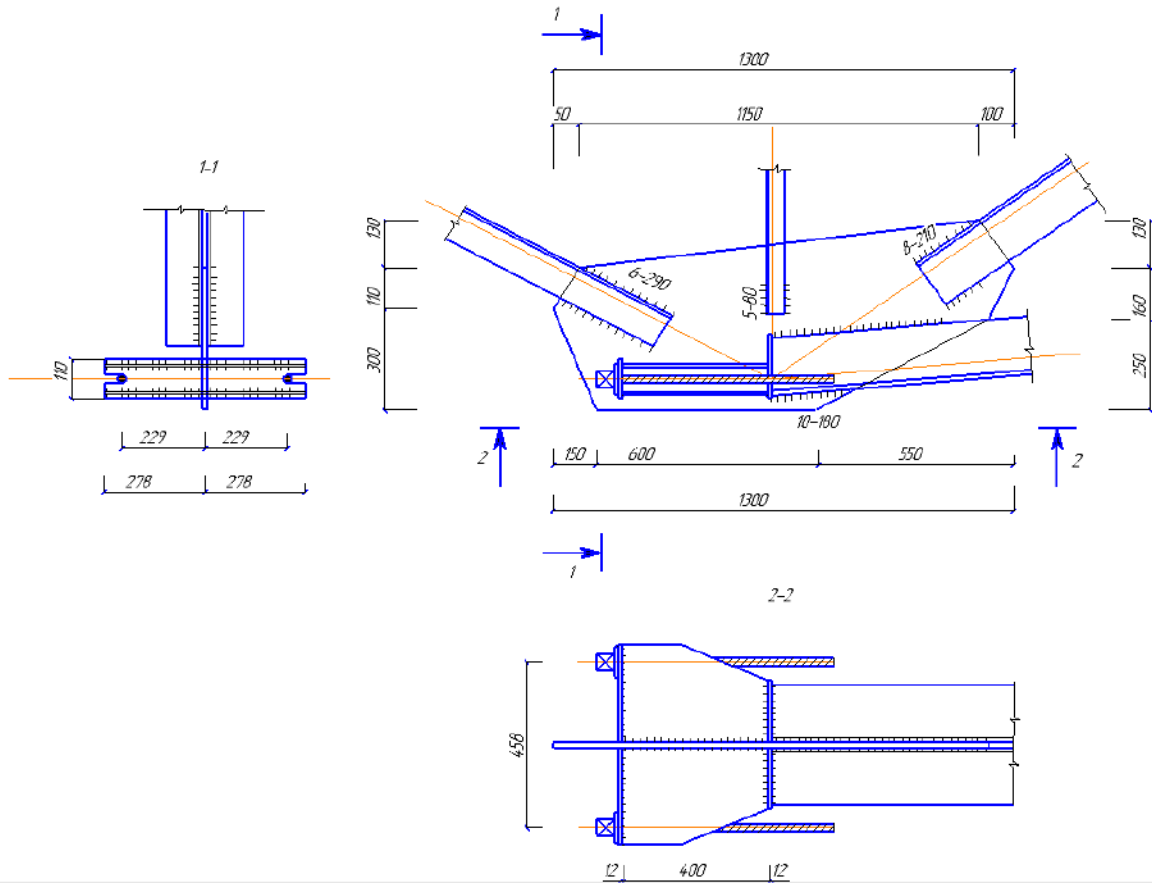


Рис.1.17. Анкерный узел

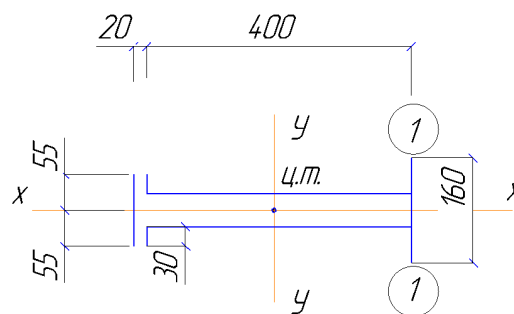


Рис.1.18. Схема угловых швов в анкерном узле для определения их центра тяжести

б) Для фермы с поперечными сечениями стержней из замкнутых гнутых профилей длины фланговых угловых швов распределяются по 0,5 длины всего шва на каждую сторону узловой фасонки, т.е.

$$l_{\omega, f(z)} = N_i / (2\beta_{f(z)} \cdot k_f \cdot R_{\omega f(z)} \cdot \gamma_c) + 10 \text{ мм.}$$

– Уточняются габариты элементов анкерного узла с учетом расчетных длин швов.

– Уточняются толщины фасонки, горизонтальных ребер с учетом рекомендаций следующей таблицы:

| | | | | | | | | | |
|---------------|-----|-----|-----|------|------|------|------|------|------|
| N_i , кН | 200 | 400 | 750 | 1150 | 1600 | 1800 | 2200 | 2600 | 3000 |
| $t_{эл}$, мм | 8 | 10 | 12 | 14 | 16 | 18 | 20 | 22 | 25 |

– Размеры по длине горизонтальных ребер анкерной коробки зависят от геометрии узла и берутся в пределах (250÷400) мм, размеры их по ширине увязываются с габаритом $B_{зат}/2$.

– Вертикальная поперечная диафрагма перед анкером принимается по габаритам высоты анкерной коробки.

– Полученная система продольных и поперечных угловых швов **проверяется** на совместное действие усилий:

$$M = N_k \cdot B_3 / 2; \quad N_k = N_{з, макс} / 2; \quad Q = N_k = N_{з, макс} / 2,$$

где N_k – расчетное усилие в одном канате;

B_3 – расстояние между канатами затяжки в плане анкерного узла;

для этого определяется положение центра тяжести системы сварных швов (рис. 1.18):

$$Z = y_{лев} = \sum S_{1-1}^{\omega} / \sum A^{\omega}; \quad y_{прав} = l_{\omega} - y_{лев};$$

и геометрические характеристики угловых швов:

$$J_{y, \omega f}; \quad J_{y, \omega z}; \quad W_{y, \omega f}^{лев}; \quad W_{y, \omega z}^{лев}; \quad W_{y, \omega f}^{прав}; \quad W_{y, \omega z}^{прав},$$

где, например

$$J_{y, \omega f} = J_{1-1} + \sum A_{\omega, i} \cdot l_{\omega, i}^2;$$

$$W_{y, \omega f}^{лев} = J_{y, \omega f} / y_{лев}; \quad W_{y, \omega f}^{прав} = J_{y, \omega f} / y_{прав}.$$

– Проверяются приведенные напряжения в наиболее удаленных швах по формулам:

$$\tau_{\omega,f,red} = \sqrt{(\tau_{\omega,f}^M)^2 + (\tau_{\omega,f}^Q)^2} \leq R_{\omega,f} \cdot \gamma_c -$$

по металлу сварочного материала;

$$\tau_{\omega,z,red} = \sqrt{(\tau_{\omega,z}^M)^2 + (\tau_{\omega,z}^Q)^2} \leq R_{\omega,z} \cdot \gamma_c -$$

по основному металлу соединяемых элементов по границе сплавления.

Здесь: $\tau_{\omega,f}^M = M/W_{\omega,f}$; $\tau_{\omega,z}^M = M/W_{\omega,z}$;

$$W_{\omega,f}^{\text{лев}} = J_{\omega,f}/\gamma_{\text{лев}}; \quad W_{\omega,z}^{\text{лев}} = J_{\omega,z}/\gamma_{\text{лев}};$$

$$W_{\omega,f}^{\text{прав}} = J_{\omega,f}/\gamma_{\text{прав}}; \quad W_{\omega,z}^{\text{прав}} = J_{\omega,z}/\gamma_{\text{прав}};$$

$$\tau_{\omega,f} = Q/A_{\omega,f}; \quad \tau_{\omega,z} = Q/A_{\omega,z}; \quad Q = N_k = N_{3,\text{макс}}/2.$$

Примечания:

1) Катет шва $\langle k_f \rangle$ следует принимать не менее значений, указанных в табл.

38 СП16.

2) Для выполнения граничного условия ПС-I с наименьшим запасом:

$$\tau_{\omega,f(z),red} \leq R_{\omega,f(z)} \cdot \gamma_c,$$

– целесообразно варьировать как величиной $\langle k_f \rangle$, так и величиной $l_{\omega} \geq 250$ мм.

Тема 2. МАТЕРИАЛЫ И КОНСТРУКЦИИ ЗАТЯЖЕК И АНКЕРНЫХ УСТРОЙСТВ

2.1. Материалы для затяжек

Для затяжек предварительно напряженных конструкций применяют три вида проката:

а) стержневая высокопрочная арматура: горячекатаная круглая или периодического профиля арматурная сталь марок Ст5; 35ГС; 15ГФ; 15Г2Ф; 20ХФ; 20Х; 40Х; 45Х;

б) пучки высокопрочной проволоки диаметрами $d = (2,5 \div 8)$ мм и прочностью $\sigma_b = 1900$ МПа (для $d = 2,5$ мм) \div 1400 МПа (для $d = 8$ мм); при этом наибольшее применение на практике получили проволоки диаметром $d = (3 \div 5)$ мм; проволоки в пучке имеют расположение в соответствии с действующими ГОСТ:

- с прямолинейным расположением проволок, образующих сплошной пучок;
- проволоки расположены по периметру окружности прямолинейно с кратным числом проволок в каждом радиусе, образуя трубчатое сечение: число проволок в каждом радиусе кратно 6 (12; 18; 24; 36; 42);

в) витые стальные канаты или канаты из пучков параллельных проволок с диаметрами проволок $d = (0,4 \div 6)$ мм прочностью $\sigma_b \leq 1800$ МПа; наиболее применяемые диаметры проволок в зданиях – $d = (1,5 \div 6)$ мм; в мостах – $d = (2,5 \div 6)$ мм.

Витые канаты подразделяются по:

- ряду свивки на канаты с точным касанием прядей (тип ТК); с линейным касанием прядей (тип ЛК); со смешанным касанием прядей (тип ТЛК);
- по качеству свивки на канаты обыкновенные открытые; нераскрывающиеся; не крутящиеся; закрытые клиновой или Z-образной проволокой.

Наибольшее распространение получили канаты типов:

- однорядные спиральные типа ТК по ГОСТ 3064-80: ТК1×19(1+6+12); ТК1×37(1+6+12+18); ТК1×61(1+6+12+18+24);
- двойной свивки по ГОСТ 3066-80; 14954-80: 6×19+1×19(1+6+12); 6×37+1×37 (1+6+12+18); 6×61+1×61 (1+6+12+18+24), - открытые.

Модуль упругости канатов, поступающих с завода имеет значения $E_3 = (0,9 \div 1,2) \cdot 10^5$ МПа, что сравнительно ниже, чем у стали $E_{ст} = 2,06 \cdot 10^5$ МПа.

Перед установкой в конструкцию канаты вытягивают до $E_b = (1,25 \div 1,70) \cdot 10^5$ МПа.

2.2. Анкера для затяжек

Анкера выполняют роль соединительных элементов между затяжкой и конструкцией и передают усилия от затяжки на конструкцию.

По типу затяжки анкера разделяют на:

а) для затяжек из стержневой арматуры на:

- гаечные (рис.2.1);
- клиновые (рис. 2.2), прямые или цанговые;
- опрессованные гильзы (рис. 2.3).

б) для затяжек из пучков высокопрочной проволоки на:

- гильзостержневые (рис.2.4);
- пробка с колодкой (рис. 2.5);
- стаканый (рис. 2.6).

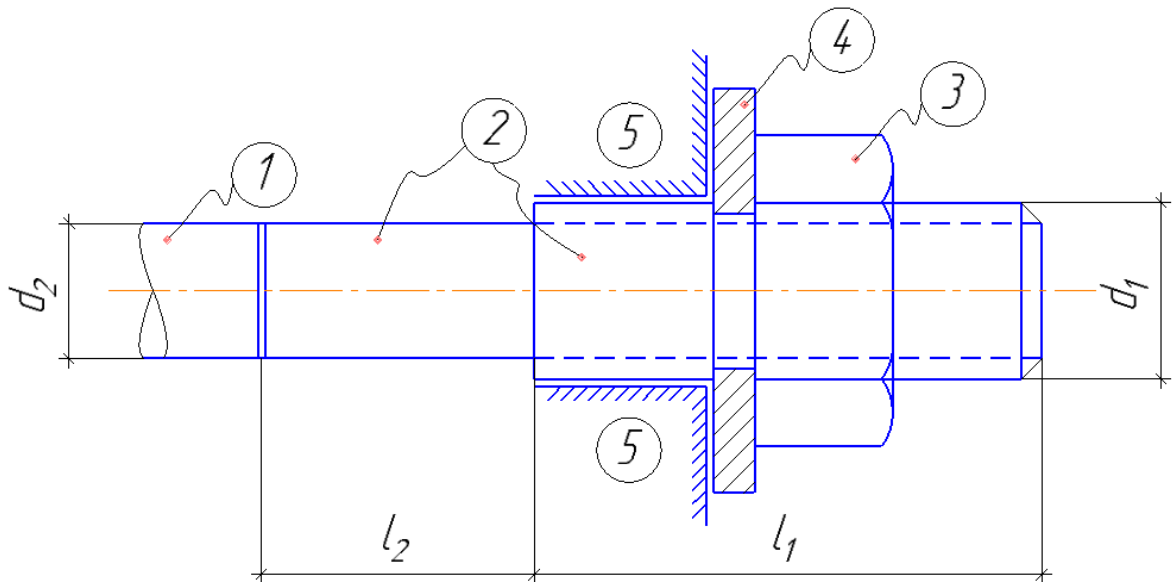


Рис. 2.1. Гаечный анкер: 1 – стержневая затяжка; 2 – концевой элемент с резьбой; 3 – гайка; 4 – упорная шайба; 5 – узел конструкции

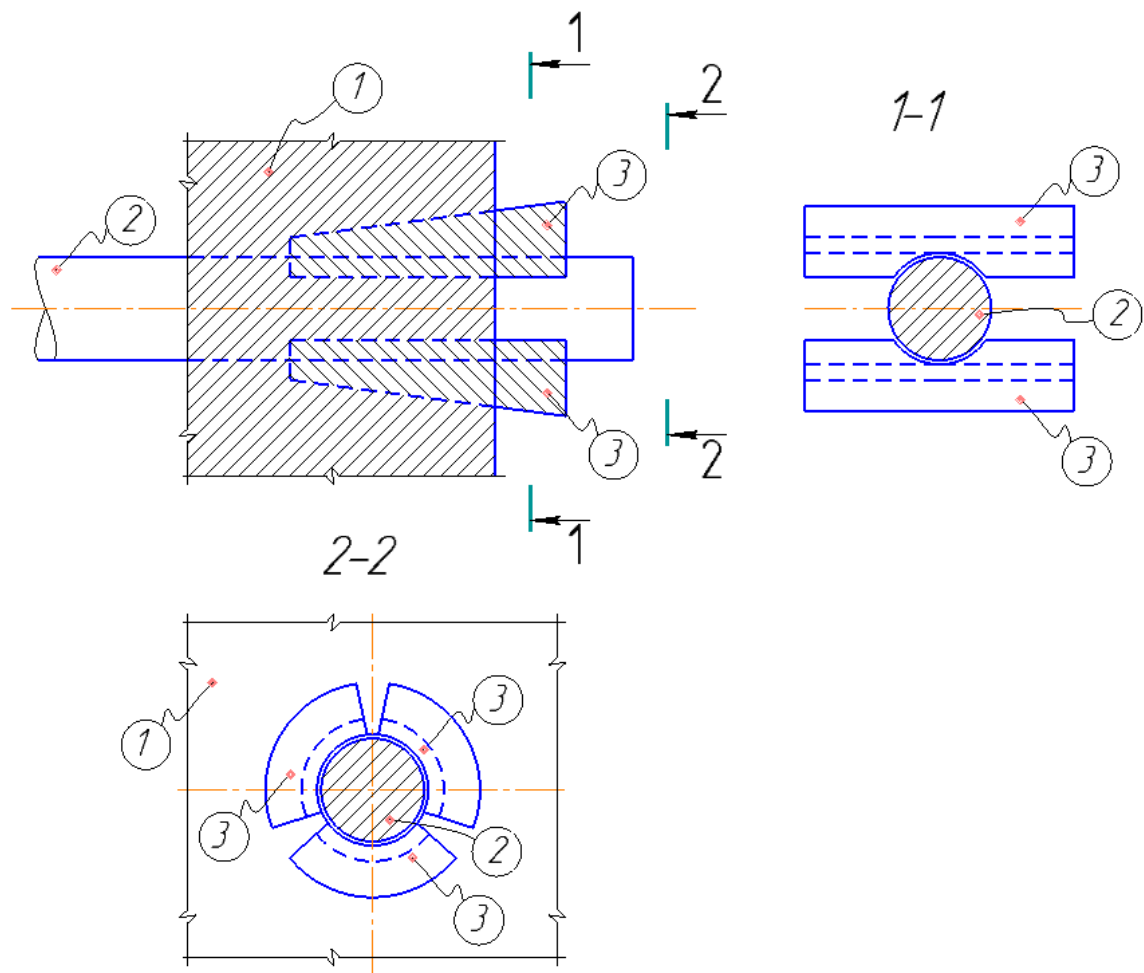


Рис. 2.2. Клиновой анкер (прямой или цанговый): 1 – конструкция; 2 – затяжка; 3 – клиновые анкеры (прямые или цанговые)

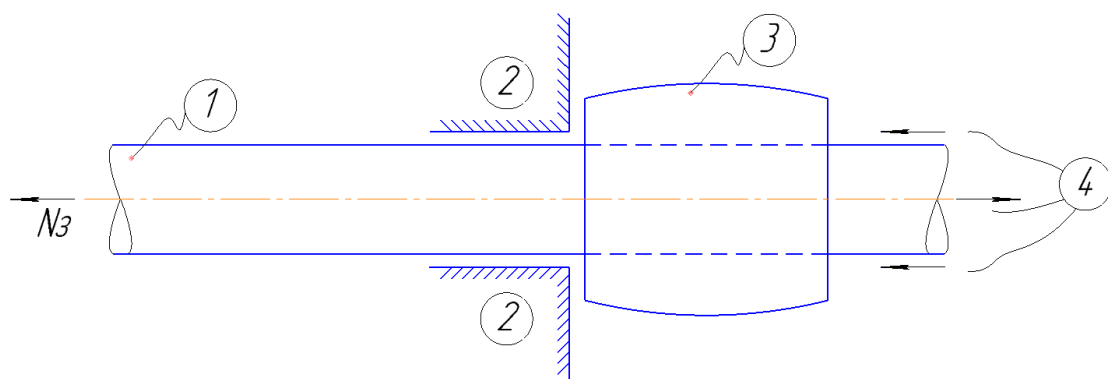


Рис. 2.3. Анкер – опрессованная гильза: 1 – затяжка; 2 – конструкция; 3 – опрессованная гильза; 4 – устройство для передачи усилий

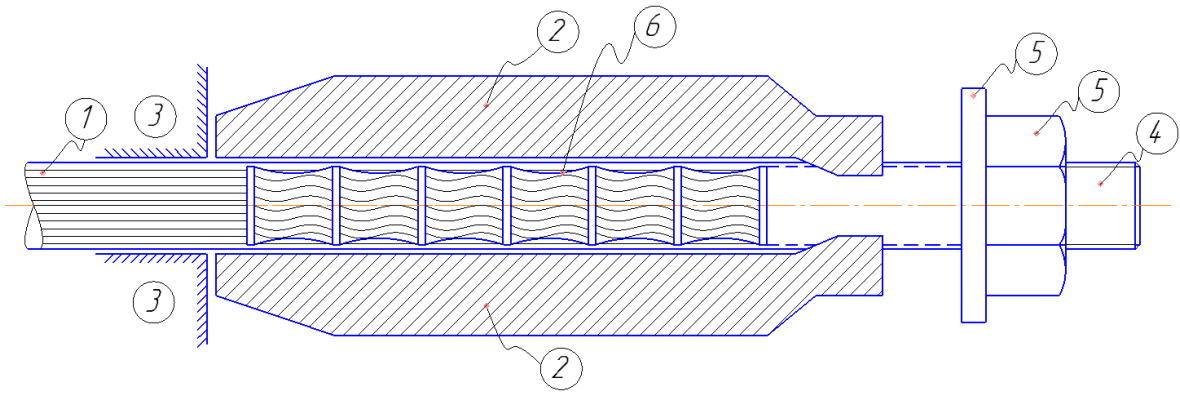


Рис. 2.4. Гильзостержневой анкер: 1 – затяжка (пучок в.п. проволоки);
2 – гильза (МУ сталь); 3 – конструкция; 4 – стержень (в.п. сталь); 5 – гайка с шайбой;
6 – продольные борозды в стержне из в.п. стали

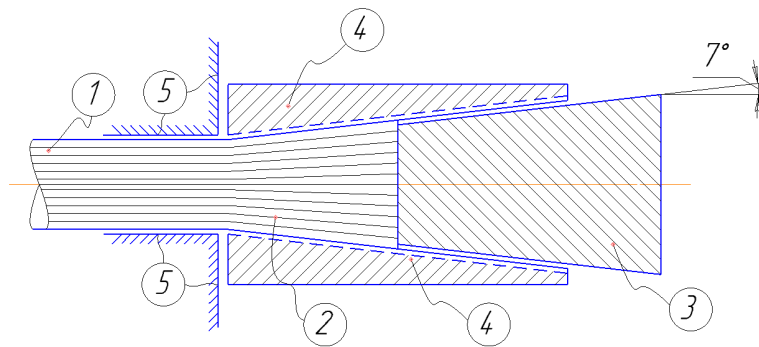


Рис. 2.5. Анкер в виде пробки с колодкой: 1 – прямолинейный полый пучок высокопрочной проволоки; 2 – расплетенная часть пучка перед заправкой ее в колодку с конусными желобами (ст.45); 3 – пробка с кольцевой нарезкой (ст. 45; 20X; 40X);
4 – колодка; 5 – конструкция

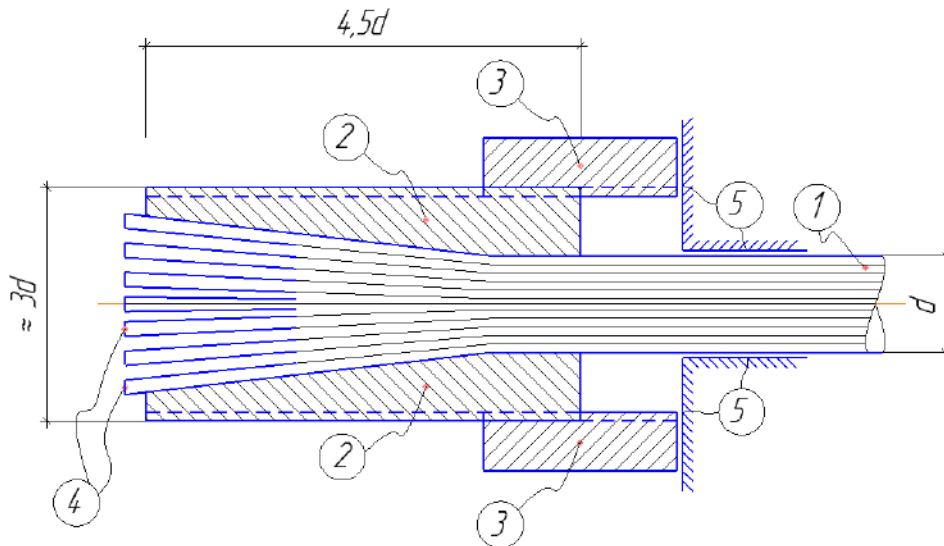


Рис. 2.6. Стаканный анкер с клиньями, заливной: 1 – пучок высокопрочной проволоки; 2 – стакан (МУ сталь); 3 – упорная гайка (ст. 45); 4 – клинья (МУ сталь); 5 – конструкция

- **Гильзостержневой анкер** состоит из стержня и гильз. Размеры анкера зависят от количества проволок в пучке и их диаметра. Применяются для пучка, изготовленного по периметру окружности, образуя трубчатое сечение.

Сталь гильзы – малоуглеродистая ($\sigma_b \leq 420$ МПа); сталь стержня – высокопрочная ($\sigma_b \geq 1000$ МПа).

Условие работы: собранный совместно с пучком анкер пропускают через протяжной станок; при этом гильза из мягкой стали уменьшается в поперечном сечении и плотно обжимает и запрессовывает проволоки пучка. Достоинства: быстрота анкерования, невысокая стоимость по сравнению с другими анкерами. Недостатки: сравнительно небольшая несущая способность ($\leq 85\%$ расчетной прочности пучка).

- **Пробка с колодкой** применяется для анкерования полых трубчатых пучков в следующей последовательности: проволоки заводят в конусные отверстия колодки (в желоба); пробка запрессовывает проволоки в желоба и винтовую нарезку колодки.

Не рекомендуется для анкерования пучков сплошного сечения.

Стаканный анкер с клиньями применяют в следующей последовательности: концы проволок пучка заводят в стакан в расплетенном виде и раскрепляют клиньями; клинья забивают сначала по центру, а затем по концентрическим окружностям с плот-

ным заполнением конуса стакана; торцы клиньев с проволоками обваривают в единое целое. Достоинства – надежность в работе. Недостатки – затяжку перед установкой в стакан следует вытягивать 3 ÷ 4 раза усилием вытяжки $N_{\text{выт}} = (1,15 \div 1,20)N_{\text{расч.}}$;

в) для анкеровки затяжек из стальных канатов на:

- гильзоклиновые (рис.2.7);
- стаканые заливные (рис. 2.8);
- стаканые анкеры с клиновидными зажимами и трапециевидными клиньями (рис. 2.9).

- **Гильзоклиновый анкер** применяют в следующей последовательности: расплетенный на проволоки конец каната заводится в гильзу; в конусное отверстие между проволоки вставляется специальный клин; через волок – происходит продавливание гильзы и обжатие каната по волнам клина. Достоинства – отсутствие мокрых процессов, возможность механизации анкеровки. Малые поперечные размеры анкера. Недостатки – большая длина анкера; трудности изготовления специального клина.

Стаканный заливной анкер применяют в следующей последовательности: в коническую зону стакана вставляется расплетенный конец каната или пучка высокопрочной проволоки; стакан заливают легкоплавким сплавом (после остывания сплава закрепляет канат в стакане). На наружной поверхности стакана имеется резьба для закручивания захватных приспособлений тянущего домкрата.

- **Анкер с клиновыми зажимами** применяют в следующей последовательности: расплетенные проволоки каната заводят в конусное отверстие стакана; в конусное отверстие стакана между проволоки забиваются трапециевидные клинья сначала по центру двух конических клиновых зажимов, затем – по концентрическим окружностям забивают клинья в количестве до плотного заполнения; после этого торцы клиньев с проволоками обваривают в единое целое.

Тема 3. ОСНОВЫ РАБОТЫ И РАСЧЕТА ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ФЕРМЫ С ЗАТЯЖКАМИ В ПРЕДЕЛАХ ОТДЕЛЬНЫХ СТЕРЖНЕЙ [1, 3]

3.1. Стадии работы фермы. Проверочные условия предельного состояния ПС-1

Такое предварительное напряжение находит применение в большепролетных фермах, в которых из условий железнодорожного габарита фермы на строительную площадку доставляются россыпью (это, как правило, тяжелые фермы с усилиями в стержнях более 3000 кН).

Пример геометрической схемы с предварительным напряжением отдельных стержней показан на рис. 3.1.

Предварительное напряжение в этом случае следует делать аналогично ферме типа «арка с затяжкой» для двух ферм, раскрепленных связями на земле или в проектном положении на верху. При этом затяжки в отдельные растянутые стержни заводят уже при изготовлении, а после сборки производят предварительное напряжение. Порядок предварительного напряжения в этом случае может быть выполнен по одному из вариантов: 1) предварительное напряжение → нагружение полной нагрузкой; 2) нагружение частью (g_1) постоянной нагрузкой → первое предварительное напряжение ($ПН_1$) → нагружение второй частью (g_2) постоянной нагрузкой → второе предварительное напряжение ($ПН_2$) → нагружение временной нагрузкой (p).

Конструктивная схема отдельного стержня с затяжкой приведена на рис. 3.2.

Рассмотрим расчет стержня такой фермы по второму укороченному способу:

$$g_1 \rightarrow ПН \rightarrow (g_2 + p),$$

где $ПН$ – полное предварительное напряжение;

$g_2 + p$ – конечное нагружение.

В этом случае в работе отдельного стержня фермы можно выделить следующие стадии.

Стадия 1. До предварительного напряжения стержней к ферме прикладывается часть начальной постоянной нагрузки (F_H) в узлы, вызывающая в рассматриваемом стержне растяжение $N(F_H)$. Схематично это можно показать на рис. 3.3). При этом должно выполняться условие:

$$N(F_H) \leq A_1 \cdot R_y \cdot \gamma_c,$$

где A_1 – площадь поперечного сечения стержня.

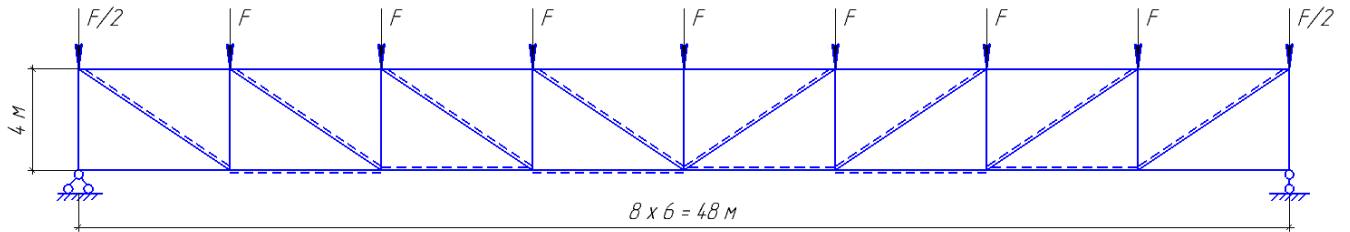


Рис.3.1. Геометрическая схема фермы с преднапряжением отдельных стержней

Примечание: Пунктирами обозначены растянутые предварительно напряженные фермы

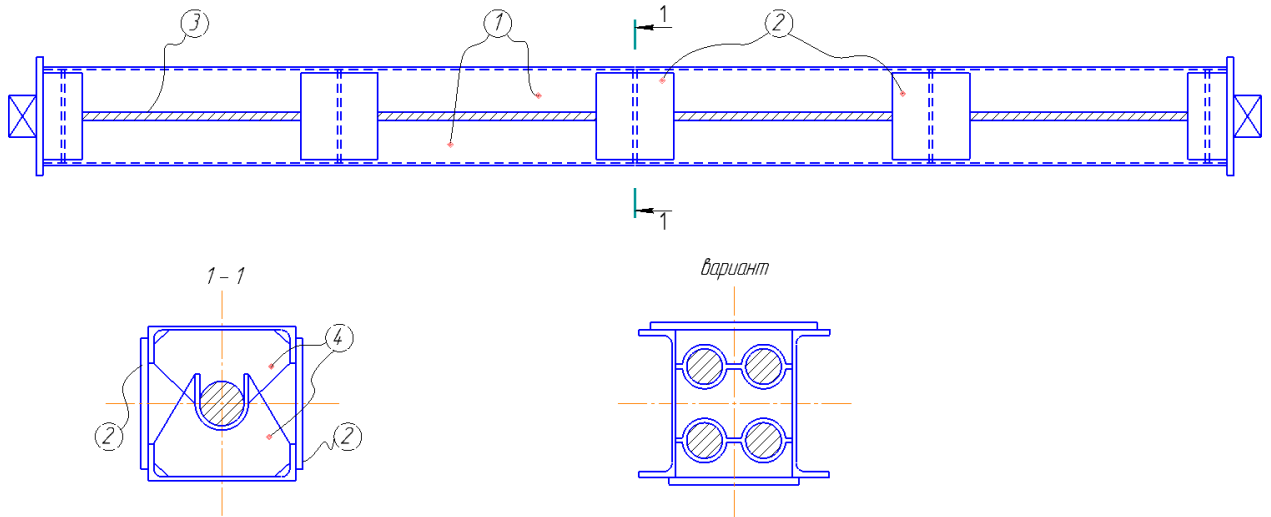


Рис.3.2. Конструктивная схема растянутого стержня с затяжкой: 1 – ветви сквозного стержня; 2 – планки; 3 – затяжка; 4 – диафрагмы

Стадия 2. Это стадия предварительного напряжения (*ПН*) с условием

$$|X_{п.н.}| > |N(F_H)|,$$

т.е. в стадии предварительного напряжения каждый растянутый стержень доводится до состояния сжатия, но с обеспечением его устойчивости.

Схематично нагружение стержня в стадии 2 можно показать на рис. 3.4). Здесь граничные условия имеют следующую форму:

$$X_{п.н.}(A_2) \leq A_2 \cdot R_{y2} \cdot \gamma_c - \text{условие прочности затяжки},$$

где A_2 – площадь поперечного сечения затяжки;

R_{y2} – расчетное сопротивление растяжению материала затяжки;

$$|N(F_H) - X_{п.н.}| \leq \varphi_{ц.с.} \cdot A_1 \cdot R_{y1} \cdot \gamma_c - \text{условие устойчивости стержня};$$

где A_1 – площадь поперечного сечения стержня;

R_{y1} – расчетное сопротивление материала стержня растяжению, сжатию и изгибу по пределу текучести.

Стадия 3. Это стадия приложения конечной нагрузки ($F_k = F_{g2} + F_p$) в узлы фермы, вызывающая в рассматриваемом комплексном стержне ($A_1 + A_2$) растяжения

$$\sum N(F_k) = N(A_1) + N(A_2)$$

Схематично нагружение комплексного стержня в стадии 3 можно показать на рис. 3.5). Здесь граничные условия имеют следующую форму:

в стержне

$$N_{ст} = N(F_H) - X_{п.н.} + N(A_1) \leq A_1 \cdot R_{y1} \cdot \gamma_{c1};$$

в затяжке

(3.1)

$$N_{зат} = X_{п.н.} + N(A_2) \leq A_2 \cdot R_{y2} \cdot \gamma_{c2};$$

где $N(A_2)$ – усилие самонатяжения затяжки, которое следует найти из условий деформаций (перемещений).

Для определения долей $N(A_1)$ и $N(A_2)$ рассмотрим равенство удлинений стержня и затяжки на стадии эксплуатации:

$$\Delta l(A_1) = \Delta l(A_2),$$

где

$$\Delta l(A_1) = \frac{N(A_1) \cdot l_k}{E_1 \cdot A_1} - \text{удлинение стержня},$$

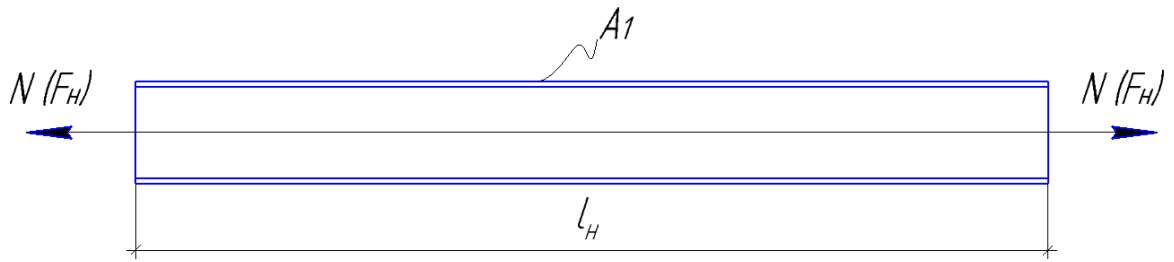


Рис.3.3. Стадия 1 – загрузка стержня частью постоянной нагрузки F_H .

Граничное условие I ПС: $N(F_H) \leq A_1 \cdot R_{y1} \cdot \gamma_{c1}$

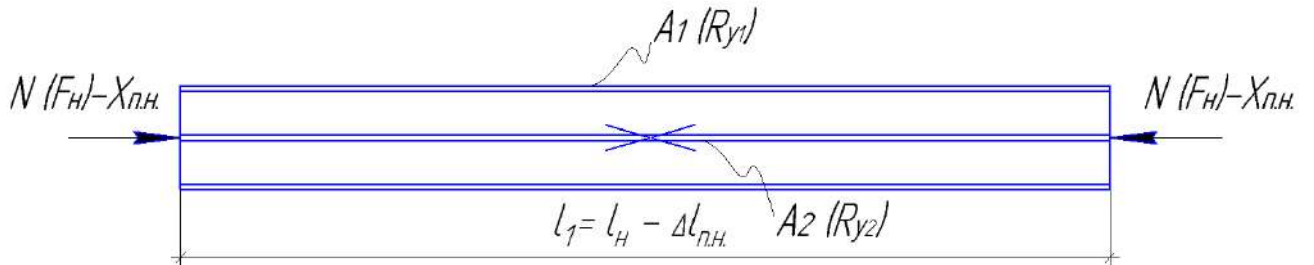


Рис.3.4. Стадия 2. Предварительное напряжение стержня величиной $|X_{п.н.}| > |N(F_H)|$.

Граничное условие I ПС:

– для затяжки: $X_{п.н.}^{зат.}(A_2) \leq A_2 \cdot R_{y2} \cdot \gamma_{c2}$

– для стержня: $|N(F_H) - X_{п.н.}| \leq \varphi_{ц.с.} \cdot A_1 \cdot R_{y1} \cdot \gamma_{c1}$

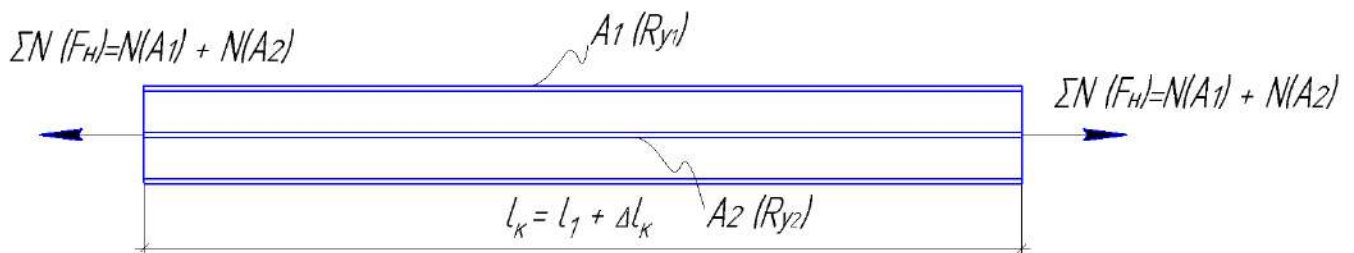


Рис.3.5. Стадия приложения конечной нагрузки F_H .

Граничное условие I ПС:

– для стержня: $N_{ст} = N(F_H) - X_{п.н.} + N(A_1) \leq A_1 \cdot R_{y1} \cdot \gamma_{c1}$;

– для затяжки: $N_{зат} = X_{п.н.} + N(A_2) \leq A_2 \cdot R_{y2} \cdot \gamma_{c2}$.

Здесь доли усилий $N(A_1)$ и $N(A_2)$ от конечной нагрузки F_H :
 $N(F_H) = N(A_1) + N(A_2)$ нужно определить из равенства удлинений
 $\Delta l_n(A_1) = \Delta l_n(A_2)$.

$$\Delta l(A_2) = \frac{N(A_2) \cdot l_k}{E_2 \cdot A_2} -$$

удлинение затяжки.

Приравняв полученные выражения можно получить искомые усилия $N(A_1)$ и $N(A_2)$ по формулам:

$$N(A_1) = N(F_k) \cdot \frac{E_1 \cdot A_1}{E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_2}, \quad (3.2)$$

$$N(A_2) = N(F_k) \cdot \frac{E_2 \cdot A_2}{E_1 \cdot A_1 + E_2 \cdot A_2}.$$

Введя параметры: $n = N(F_H)/N(F_k)$, $m = E_2/E_1$, $k = R_{y2}/R_{y1}$,

$\sigma_{01} = X_{п.н.}/A_1$ и решая совместно выражения (3.1) и (3.2), получим формулы для прямого поиска площадей A_1 и A_2 :

$$A_1 = \frac{k - m \left(\frac{\sigma_{01}}{R_{y1}} + 1 \right) (1 + n)}{\left(\frac{\sigma_{01}}{R_{y1}} + 1 \right) (k - m) \cdot R_{y1}} \cdot N(F_k) \quad - \text{ для стержня фермы,} \quad (3.3)$$

$$A_2 = \frac{\left(\frac{\sigma_{01}}{R_{y1}} \right) (1 + n)}{\left(\frac{\sigma_{01}}{R_{y1}} + 1 \right) (k - m) \cdot R_{y1}} \cdot N(F_k) \quad - \text{ для затяжки стержня,} \quad (3.4)$$

При этом величиной σ_{01}/R_{y1} рекомендуется задаваться из условий:

$$k - m \left(\frac{\sigma_{01}}{R_{y1}} + 1 \right) (1 + n) \geq 0, \text{ если } A_1 \geq 0.$$

$$\text{Отсюда } \sigma_{01}/R_{y1} \leq \frac{k}{m(1+n)} - 1 \quad \text{или} \quad \sigma_{01} \leq \left(\frac{k}{m(1+n)} - 1 \right) \cdot R_{y1}.$$

Обычно путем поиска рекомендуется значение σ_{01}/R_{y1} искать в пределах

$$\sigma_{01}/R_{y1} = 1 \div 0,5,$$

дающих наиболее экономичное решение.

Проверку прочности предварительно напряженного стержня фермы на стадии эксплуатации можно выполнить **по формулам**:

– для стержня (3.5):

$$\frac{N(F_H)}{A_1} + N(F_k) \cdot \frac{E_1}{A_1 \cdot E_1 + A_2 \cdot E_2} - \sigma_{01} \cdot \gamma_1 \leq R_{y1} \cdot \gamma_{c1},$$

где $\gamma_{c1} = 0,9$

или по формуле (3.5*):

$$\frac{N(F_H)}{A_1} + \frac{N(F_k)}{A_1 + A_2 \cdot m} - \frac{X_{п.н.} \cdot \gamma_1}{A_1} \leq R_{y1} \cdot \gamma_c,$$

– для затяжки (3.6):

$$\frac{N(F_H) \cdot E_2}{A_1 \cdot E_1 + A_2 \cdot E_2} + \sigma_{01} \cdot \gamma_2 \leq R_{y2} \cdot \gamma_{c2}, \quad \gamma_{c2} = 1,1,$$

или по формуле (3.6*):

$$\frac{N(F_k)}{(A_1/m) + A_2} + \frac{X_{п.н.} \cdot \gamma_2}{2} \leq R_{y2} \cdot \gamma_{c2}, \quad \gamma_{c2} = 1,1.$$

Величину усилия предварительного напряжения затяжки определяют по формуле, которую можно получить из совместного решения выражений (3.2), (3.3) и (3.4):

$$X_{п.н.} = N(F_k) \cdot \left[n + \frac{k - m \left(\frac{\sigma_{01}}{R_{y1}} + 1 \right) (1 + n)}{\left(\frac{\sigma_{01}}{R_{y1}} + 1 \right) (k - m)} \right]. \quad (3.7)$$

Величину самонатяжения затяжки получим из решения этих же выражений:

$$X_{с.н.} = N(F_k) \cdot m \cdot \frac{\left(\frac{\sigma_{01}}{R_{y1}} + 1 \right) (1 + n) - 1}{(k - m)}. \quad (3.8)$$

Контролируемое усилие предварительного напряжения на домкратах

$$X_k = \frac{X_{п.н.}}{0,95} + \Delta_a \cdot \frac{A_2 \cdot E_2}{l_3}, \quad (3.9)$$

где 0,95 – учитывает релаксацию каната;

$\Delta_a = (0,1 \div 0,2)$ см – учитывает податливость анкеров.

3.2. Пример расчета большепролетной стальной фермы с предварительным напряжением отдельных стержней

3.2.1. Исходные данные

– рассматривается один раскос с условным расчетным усилием от полных нагрузок на ферму от собственного веса покрытия и снега: $N = 5000$ кН;

– способ предварительного напряжения стержней в блоке из 2-х ферм со связями принимается, как: $F_H \rightarrow ПН \rightarrow F_k$, согласно которому расчетная нагрузка делится на две части:

= собственный вес покрытия (F_H), от которого в рассматриваемом стержне согласно статическому расчету возникает усилие $N(F_H) = 1500$ кН;

= временная нагрузка от снегового покрова (F_k), которая передается на блок из 2-х ферм со связями, установленный в проектное положение, от которой в рассматриваемом стержне появится усилие $N(F_k) = 3500$ кН;

– материал стержней фермы:

= сталь С245, $R_{y1} = 24$ кН/см², $E_1 = 2,06 \times 10^4$ кН/см² при толщине проката, $t_f \leq 20$ мм;

– материал затяжки:

= пучок высокопрочной проволоки $R_{y2} = 106$ кН/см², $E_2 = 1,47 \times 10^4$ кН/см²;

– геометрическая длина раскоса $l_0 = 7,2$ м.

3.2.2. Решение:

– Определение относительных параметров:

$$n = \frac{N(F_H)}{N(F_k)} = \frac{1500}{3500} = 0,43;$$

$$k = \frac{R_{y2}}{R_{y1}} = \frac{106}{24} = 4,4;$$

$$m = \frac{E_2}{E_1} = \frac{1,47 \times 10^4}{2,06 \times 10^4} = 0,715.$$

$\sigma_{01}/R_{y1} = 1$ – вариант №1.

$\sigma_{01}/R_{y1} = 0,5$ – вариант №2.

Рассмотрим вариант 1 ($\sigma_{01}/R_{y1} = 1$):

– Определение в первом приближении площадей A_1 и A_2 для стадии эксплуатации:

$$A_1^{(1)} = \frac{k - m \left(\frac{\sigma_{01}}{R_{y1}} + 1 \right) (1 + n)}{\left(\frac{\sigma_{01}}{R_{y1}} + 1 \right) (k - m) \cdot R_{y1}} \cdot N(F_k) =$$

$$= \frac{4,4 - 0,715 \cdot (1 + 1) \cdot (1 + 0,43)}{(1 + 1) \cdot (4,4 - 0,715) \cdot 24} \cdot 3500 = 46,6 \text{ см}^2$$

$$A_2^{(1)} = \frac{\frac{\sigma_{01}}{R_{y1}} \cdot (1 + n)}{\left(\frac{\sigma_{01}}{R_{y1}} + 1 \right) (k - m) \cdot R_{y1}} \cdot N(F_k) =$$

$$= \frac{1 \cdot (1 + 0,43)}{(1 + 1) \cdot (4,4 - 0,715) \cdot 24} \cdot 3500 = 28,3 \text{ см}^2.$$

– Проверка стержня с площадью $A_1^{(1)} = 46,6 \text{ см}^2$ по предельным состояниям

I группы на прочность **на усилия стадии 1**:

$$\sigma_1^{(1)} = \frac{N(F_H)}{A_1} = \frac{1500}{46,6} = 32,2 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \gg R_{y1} = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Вывод: прочность не удовлетворена.

Увеличим сечение A_1 до величины, при которой требование I группы предельного состояния удовлетворяется:

$$A_1^{(2)} = \frac{N(F_H)}{R_{y1}} = \frac{1500}{24} = 62,5 \text{ см}^2 > 46,6 \text{ см}^2.$$

– Проверим стержень **на стадии 2 (ПН)**:

$$A_1^{(2)} = \frac{N(F_H) - X_{\text{п.н.}}}{R_{y1} \cdot \varphi \cdot \gamma_{c1}} = ?$$

Здесь пока неизвестна величина $X_{п.н.}$:

$$X_{п.н.} = N(F_H) \cdot \left[n + \frac{\sigma_{01}}{R_{y1}} \cdot \frac{k - m \left(\frac{\sigma_{01}}{R_{y1}} + 1 \right) (1 + n)}{\left(\frac{\sigma_{01}}{R_{y1}} + 1 \right) (k - m)} \right] =$$

$$= 3500 \cdot \left[0,43 + 1 \cdot \frac{4,4 - 0,715 \cdot (1 + 1)(1 + 0,43)}{(1 + 1)(4,4 - 0,715)} \right] = 2620 \text{ кН.}$$

Тогда получим:

$$A_1^{(2)} = \frac{|1500 - 2620|}{24 \cdot 0,785 \cdot 0,9} = 66,05 \text{ см}^2,$$

принимая по сортаменту 2 швеллера с ближайшей большей площадью,

где $\varphi = 0,7$ для сечения из 2[27, $A = 70,4 \text{ см}^2$, $i_x = 10,9 \text{ см}^2$; $i_y > i_x$,

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{720}{10,9} = 66; \quad \bar{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 66 \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,253;$$

по СП.16.13330 [1] по табл. Д1 для сечения типа «в» ([4]) по интерполяции получим $\varphi = 0,785$,

$\gamma_c = 0,90$ – коэффициент условий работы стержня на стадии 2 (ПН) по [2, стр. 25].

– Проверим на стадии 2 (ПН) затяжку:

$$A_3^{(2)} = \frac{X_{п.н.}}{R_{y2} \cdot \gamma_1} = \frac{2620}{106 \cdot 0,9} = 27,46 \text{ см}^2 < 28,3 \text{ см}^2,$$

т.е. сечение затяжки пока оставляем без изменений.

– Проверим принятые сечения П.Н. стержня с затяжкой на стадии 3 (стадия эксплуатации):

= для стержня:

$$\sigma_1 = \frac{N(F_H)}{A_1^{(2)}} + \frac{N(F_k)}{A_1^{(2)} + A_2^{(1)} \cdot m} - \frac{X_{п.н.}}{A_1^{(2)}} \cdot \gamma_1 =$$

$$= \frac{1500}{70,4} + \frac{3500}{70,4 + 28,3 \cdot 0,715} - \frac{2620}{70,4} \cdot 0,9 =$$

$$= 21,31 + 38,59 - 33,49 = 26,41 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} > R_{y1},$$

т.е. условие прочности не выполняется.

= для затяжки:

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= \frac{N(F_k)}{A_1^{(2)}/m + A_2^{(1)}} + \frac{X_{\text{п.н.}} \cdot \gamma_2}{A_2^{(1)}} = \\ &= \frac{3500}{70,4/0,715 + 28,3} + \frac{2620 \cdot 1,1}{28,3} = 27,59 + 101,48 = \\ &= 129,07 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} > R_{y2} = 106 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}, \end{aligned}$$

т.е. для затяжки условие прочности не удовлетворяется.

Поэтому увеличим площадь сечения затяжки из условия:

$$A_3^{(2)} = \frac{X_{\text{п.н.}} + X_{\text{с.н.}}}{R_{y2} \cdot \gamma_1} = ?$$

Для этого сначала найдем усилие самонатяжения затяжки:

$$\begin{aligned} X_{\text{с.н.}} &= N(F_k) \cdot \frac{\left(\frac{\sigma_{01}}{R_{y1}} + 1\right) (1 + n) - 1}{(k - m)} \cdot m = \\ &= 3500 \cdot \frac{(1 + 1)(1 + 0,43) - 1}{(4,4 - 0,715)} \cdot 0,715 = \\ &= 3500 \cdot \frac{1,86}{3,685} \cdot 0,715 \cong 1263,1 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Тогда получим:

$$A_3^{(2)} = \frac{2620 + 1263,1}{106 \cdot 0,9} = 40,7 \text{ см}^2.$$

Принимаем два пучка диаметрами по 68 мм с площадью 41,8 см² [5, стр.355].

– Ещё раз проверим сечение П.Н. стержня с затяжкой **на стадии 3 (стадия эксплуатации)**:

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \frac{1500}{70,4} + \frac{3500}{70,4 + 41,8 \cdot 0,715} - \frac{2620}{70,4} \cdot 0,9 = \\ &= 21,31 + 34,90 - 33,49 = 22,72 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_{y1}.\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_2 &= \frac{3500}{70,4/0,715 + 41,8} + \frac{2620 \cdot 1,1}{41,8} = \\ &= 24,953 + 68,947 = 93,90 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_{y2}.\end{aligned}$$

Вывод: принятые сечения удовлетворяют прочности по I группе предельных состояний на всех стадиях.

– Определим экономический эффект от предварительного напряжения рассмотренного стержня:

= требуемая площадь сечения стержня без предварительного напряжения

$$A_0 = 5000/24 = 208,33 \text{ см}^2;$$

= экономический эффект по расходу стали:

$$\mathcal{E}_{д1} = \frac{A_0 - (A_1 + A_2)}{A_0} \cdot 100\% = \frac{208,33 - 70,4 - 41,8}{208,33} \cdot 100\% = 46,14\%$$

Примечание. Экономический эффект по стоимости будет ниже, т.к. высокопрочная сталь для затяжки существенно дороже фасонного проката из черного металла:

$$\mathcal{E}_c = \frac{A_0 \cdot C_1 - A_1 \cdot C_1 - A_2 \cdot C_2}{A_0 \cdot C_1} \cdot 100\%.$$

При $C_2/C_1 = 2$:

$$\mathcal{E}_{c1} = \frac{208,33 \cdot 1 - 70,4 \cdot 1 - 41,8 \cdot 2}{208,33 \cdot 1} \cdot 100\% = 26,08\%.$$

При $C_2/C_1 = 3$:

$$\mathcal{E}_{c1} = \frac{208,33 \cdot 1 - 70,4 \cdot 1 - 41,8 \cdot 3}{208,33 \cdot 1} \cdot 100\% = 6,01\%.$$

т.е. экономический эффект очевиден.

Рассмотрим вариант 2 ($\sigma_{01}/R_{y1} = 0,5$):

– Определение в первом приближении площадей A_1 и A_2 для стадии эксплуатации:

$$A_1^{(1)} = \frac{4,4 - 0,715 \cdot (0,5 + 1) \cdot (1 + 0,43)}{(0,5 + 1) \cdot (4,4 - 0,715) \cdot 24} \cdot 3500 = 75,62 \text{ см}^2$$

Пока сечение оставим из 2[№27 с $\sum A_1 = 70,4 \text{ см}^2$.

$$A_2^{(1)} = \frac{X_{п.н.} + X_{с.н.}}{R_{y2} \cdot \gamma_1} = ?$$

Здесь пока неизвестна величина $X_{п.н.}$:

$$X_{п.н.} = N(F_H) \cdot \left[n + \frac{\sigma_{01}}{R_{y1}} \cdot \frac{k - m \left(\frac{\sigma_{01}}{R_{y1}} + 1 \right) (1 + n)}{\left(\frac{\sigma_{01}}{R_{y1}} + 1 \right) (k - m)} \right] =$$

$$= 3500 \cdot \left[0,43 + 0,5 \cdot \frac{4,4 - 0,715 \cdot (0,5 + 1)(1 + 0,43)}{(0,5 + 1)(4,4 - 0,715)} \right] = 2412 \text{ кН.}$$

$$X_{с.н.} = N(F_k) \cdot \frac{\left(\frac{\sigma_{01}}{R_{y1}} + 1 \right) (1 + n) - 1}{(k - m)} \cdot m =$$

$$= 3500 \cdot \frac{(0,5 + 1)(1 + 0,43) - 1}{(4,4 - 0,715)} \cdot 0,715 = 778 \text{ кН.}$$

Подставим полученные значения $X_{п.н.}$ и $X_{с.н.}$ в формулу для определения площади затяжки:

$$A_2^{(1)} = \frac{2412 + 778}{106 \cdot 0,9} = 33,44 \text{ см}^2.$$

– Проверка принятого сечения П.Н. стержня с затяжкой **на стадии 3 (стадия эксплуатации)**:

= для стержня:

$$\sigma_1 = \frac{N(F_H)}{A_1^{(1)}} + \frac{N(F_k)}{A_1^{(1)} + A_2^{(1)} \cdot m} - \frac{X_{п.н.}}{A_1^{(1)}} \cdot \gamma_{c1} =$$

$$= \frac{1500}{70,4} + \frac{3500}{70,4 + 33,44 \cdot 0,715} - \frac{2412}{70,4} \cdot 0,9 =$$

$$= 21,31 + 37,11 - 30,84 = 27,58 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} > R_{y1} = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Условие прочности стержня не выполнено.

= для затяжки:

$$\sigma_2 = \frac{3500}{70,4/0,715 + 33,4} + \frac{2412 \cdot 1,1}{33,4} =$$

$$= 26,54 + 79,54 = 105,98 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \approx 106 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = R_{y2}.$$

Принимая во внимание, что напряжения в стержне превысили R_{y1} , а в затяжке напряжения находятся на пределе R_{y2} , увеличим сечение затяжки до значения, которое получилось в варианте 1, т.е. примем 2 пучка диаметром по 68 мм с $\sum A_2 = 41,8 \text{ см}^2$ и выполним повторные проверки σ_1 и σ_2 на стадии эксплуатации:

= для стержня:

$$\sigma_1 = \frac{1500}{70,4} + \frac{3500}{70,4 + 41,8 \cdot 0,715} - \frac{2412}{70,4} \cdot 0,9 =$$

$$= 21,31 + 34,9 - 30,84 = 25,37 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} > R_{y1} = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2},$$

т.е. сечение стержня не удовлетворяет прочности по I группе предельных состояний;

= для затяжки:

$$\sigma_2 = \frac{3500}{70,4/0,715 + 41,8} + \frac{2412 \cdot 1,1}{41,8} =$$

$$= 24,95 + 63,47 = 88,42 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_{y2} = 106 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

т.е. сечение затяжки при принятом сечении стержня удовлетворяет по прочности с запасом на 16,6%.

Увеличим сечение стержня до ближайшего большего от №27, т.е. принимаем 2[№30 с $\Sigma A_1 = 2 \cdot 40,5 = 81 \text{ см}^2$.

Ещё раз проверим прочность стержня на стадии эксплуатации:

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \frac{1500}{81,0} + \frac{3500}{81,0 + 41,8 \cdot 0,715} - \frac{2412}{81,0} \cdot 0,9 = \\ &= 18,52 + 31,56 - 26,8 = 23,28 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_{y1} = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.\end{aligned}$$

Т.о. при поперечном сечении стержня из 2[30 его прочность удовлетворена на стадии эксплуатации с запасом $+\Delta_1 = 3\%$ при сечении затяжки из двух пучков В.П. диаметром по 68 мм площадью $\Sigma A_2 = 41,8 \text{ см}^2$.

Прочность затяжки при этом удовлетворена с запасом $+\Delta_2 = 18,83\%$.

– Оценим экономический эффект П.Н. в варианте 2:

$$\mathcal{E}_{c1} = \frac{208,33 - 81,0 - 41,8}{208,33} \cdot 100\% = 41,06\% -$$

по расходу материалов.

$$\mathcal{E}_{c2} = \frac{208,33 \cdot 1 - 81,0 \cdot 1 - 41,8 \cdot 2}{208,33} \cdot 100\% = 21\% -$$

по стоимости при $C_2/C_1 = 2$, т.е. экономия и по стоимости существенна.

Тема 4. БАЛКИ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЕ ЗАТЯЖКАМИ

4.1. Конструктивные схемы очертания затяжек по длине пролетов предварительно напряженных балок

Работа предварительно напряженной балки и ее экономичность зависят существенно от рационально выбранной схемы размещения затяжки. На рис. 4.1; 4.2; 4.3; 4.4; 4.5 представлены варианты размещения затяжек в пролетах балок постоянного поперечного сечения по длине пролета: прямолинейная под нижним поясом на весь пролет (рис. 4.1); прямолинейная под нижним поясом на участке с наибольшими значениями изгибающих моментов (рис. 4.2); криволинейная на весь пролет с расположением в теле стенки, повторяя с разгружающим действием эпюру изгибающих моментов от равномерной нагрузки (рис. 4.3); ломаного очертания на весь пролет также с расположением в теле стенки с аналогичным эффектом разгрузки, как и криволинейная ломаная затяжка, но более простая в исполнении (рис. 4.4); ломаного очертания на весь

пролет с высотой затяжки в середине пролета за пределы нижнего пояса на максимальное обоснованное расстояние на жесткой стойке (рис. 4.5).

При пролетах 12 м и более целесообразно выполнять балки переменного сечения. На рис. 4.6 представлена конструктивная схема балки со ступенчатой геометрией высоты при ее наибольшем значении в средней части пролета. В этом случае затяжку располагают в теле наибольшей высоты средней части пролета.

В практике проектирования легких предварительно напряженных балок, разрезных однопролетных, наиболее распространен вариант по рис. 4.2). При этом расстояние от оси затяжки до нижнего пояса принимают в пределах $a \cong d_3 + (30 \div 40)$ мм.

При увеличении расстояния затяжки от центра тяжести сечения балки эффективность работы затяжки увеличивается, и она может быть принята меньшего сечения, но при этом усложняются узлы ее закрепления в пролете (см. например, рис. 4.5).

Прямолинейную затяжку размещать по всей длине однопролетной разрезной балки не рационально из-за появления вблизи опор изгибающих моментов.

Наиболее целесообразно размещать затяжку по длине пролета так, чтобы в месте ее закрепления поперечное сечение балки было бы полностью использовано для восприятия расчетного изгибающего момента. На рис. 4.7,а), б), в) приведены примеры поперечных сечений в пролете предварительно напряженных легких балок с затяжками под нижним поясом.

В тяжелых двухстенчатых балках затяжку размещают внутри короба на направляющих диафрагмах (рис. 4.8, а; 4.8, б): в трапециевидных сечениях – с одной затяжкой (канатом), в сечениях короба с параллельными стенками затяжка может состоять из двух канатов с размещением также на направляющих диафрагмах.

4.2. Основы работы и расчета предварительно напряженных балок с затяжками

Однопролетная балка с введением затяжки становится **один раз статически неопределимой**.

Неразрезная балка с одной затяжкой увеличивает свою статическую неопределимость на единицу.

Рассмотрим работу и проверочные расчеты по предельным состояниям первой группы (ПС-I) однопролетной разрезной балки с затяжкой по схеме:
ПН→нагружение.

Здесь можно выделить два этапа работы.

1-ый этап: создание предварительного напряжения усилием $\langle X_{п.н.} \rangle$.

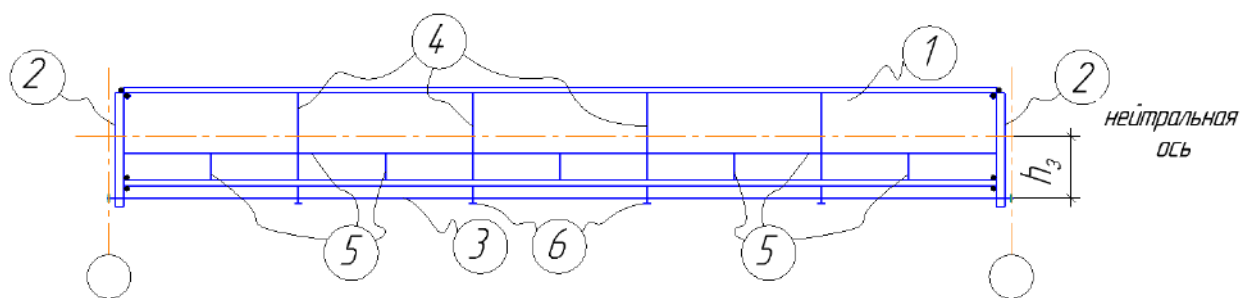


Рис. 4.1. Затяжка на всей длине пролета: 1 – сварная балка; 2 – торцевые опорные ребра; 3 – затяжки; 4 – основные поперечные ребра жесткости; 5 – дополнительные продольные и поперечные ребра жесткости; 6 – направляющие для затяжки

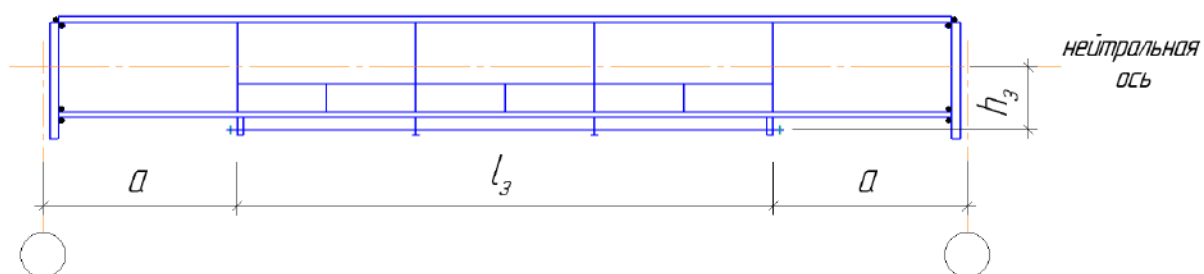


Рис. 4.2. Затяжка в нагруженной части пролета

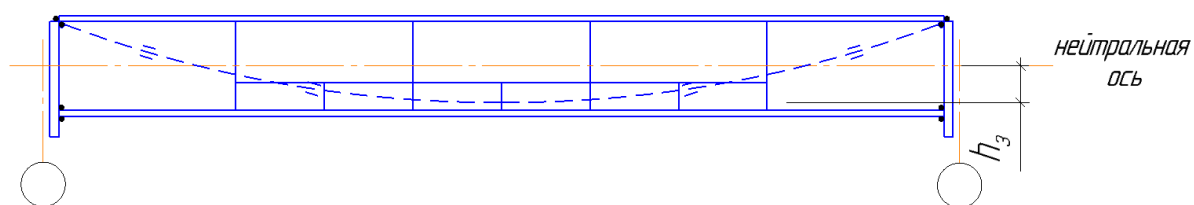


Рис. 4.3. Затяжка криволинейного очертания на всей части пролета

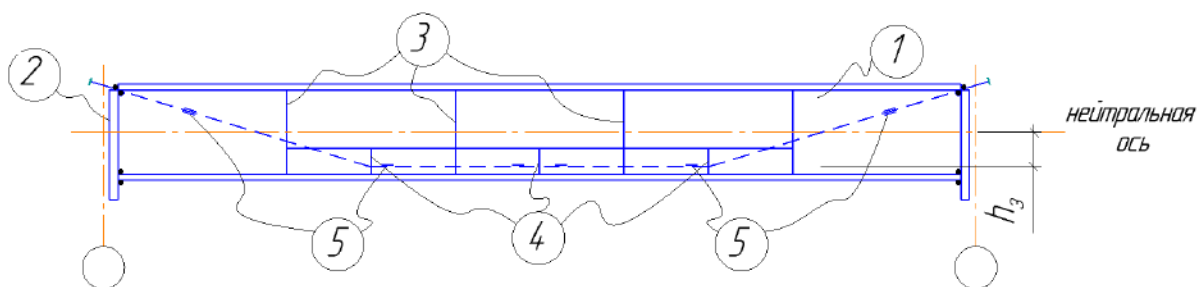


Рис. 4.4. Затяжка криволинейная – ломаная: 1 – основное сечение балки; 2 – опорные ребра; 3 – основные ребра жесткости; 4 – дополнительные ребра жесткости; 5 – направляющие и затяжки

ре-

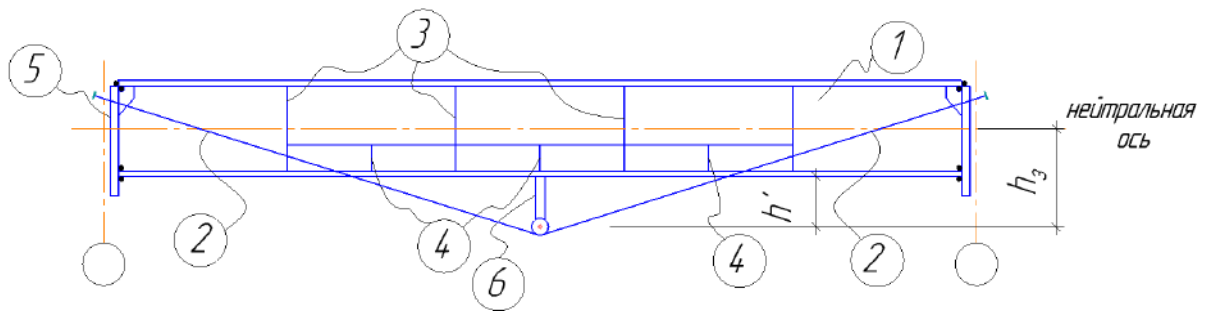


Рис. 4.5. Затяжка ломаного очертания с выносом в середине пролета за пределы нижнего пояса: 1 – основное сечение балки; 2 – затяжка; 3 – основные ребра жесткости; 4 – дополнительные ребра жесткости; 5 – опорные ребра жесткости; 6 – выносная стойка с поворотным устройством

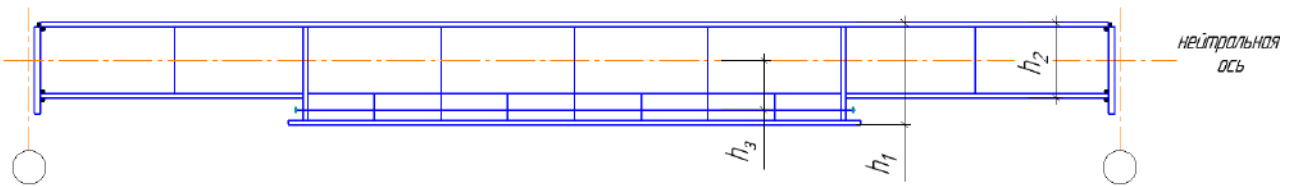


Рис. 4.6. Балка ступенчатого очертания по длине

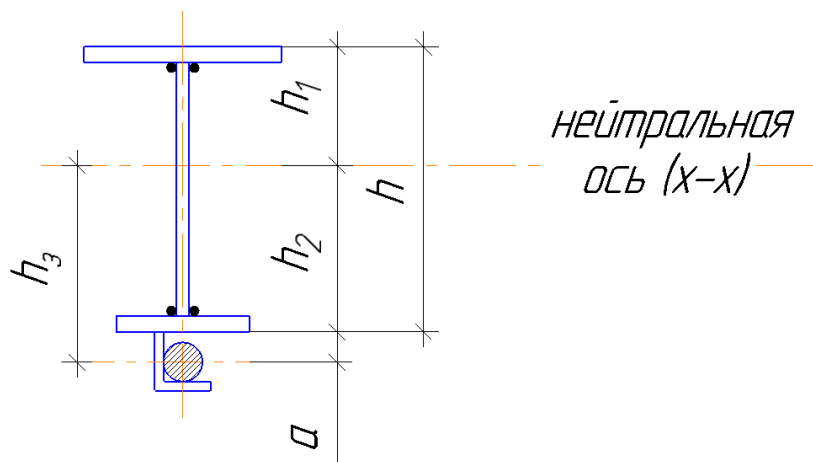


Рис. 4.7, а. Пример поперечного сечения балки с затяжкой под поясом из листа

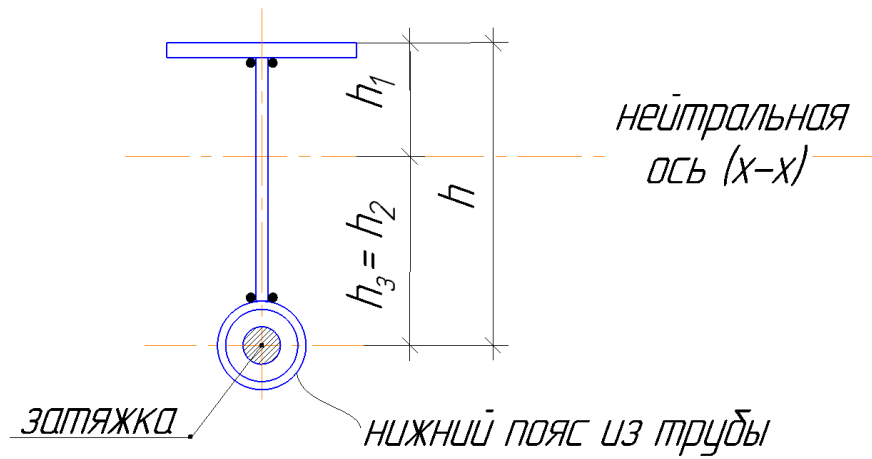


Рис. 4.7, б. Пример поперечного сечения балки с нижним поясом из трубы

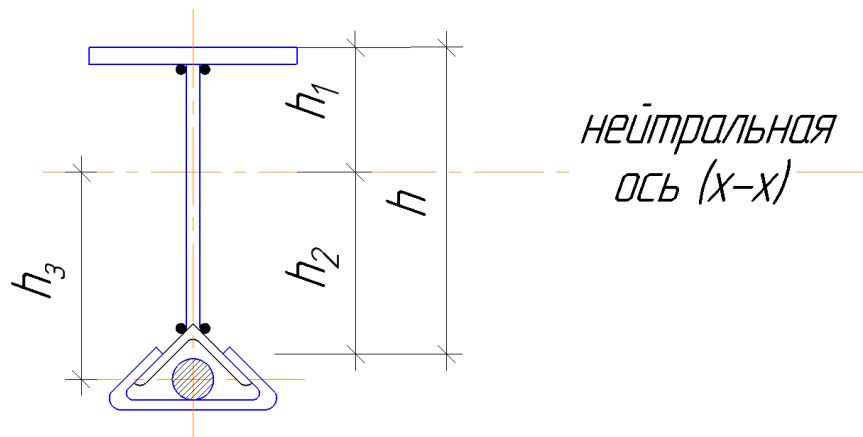


Рис. 4.7, в. Пример поперечного сечения балки с нижним поясом из уголка

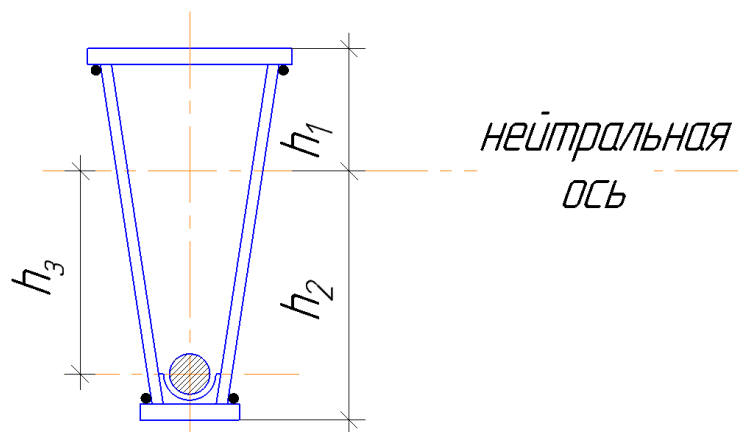


Рис. 4.8, а. Двухстенчатая балка с трапецевидным сечением (стенки наклонные)

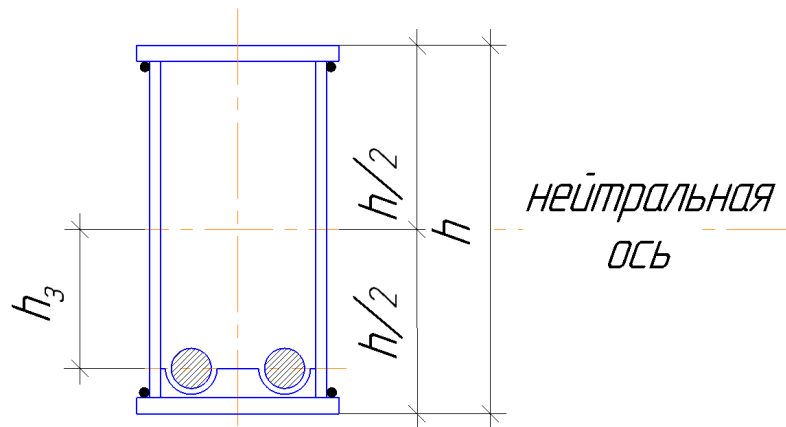


Рис. 4.8, б. Двухстенчатая балка с параллельными вертикальными стенками

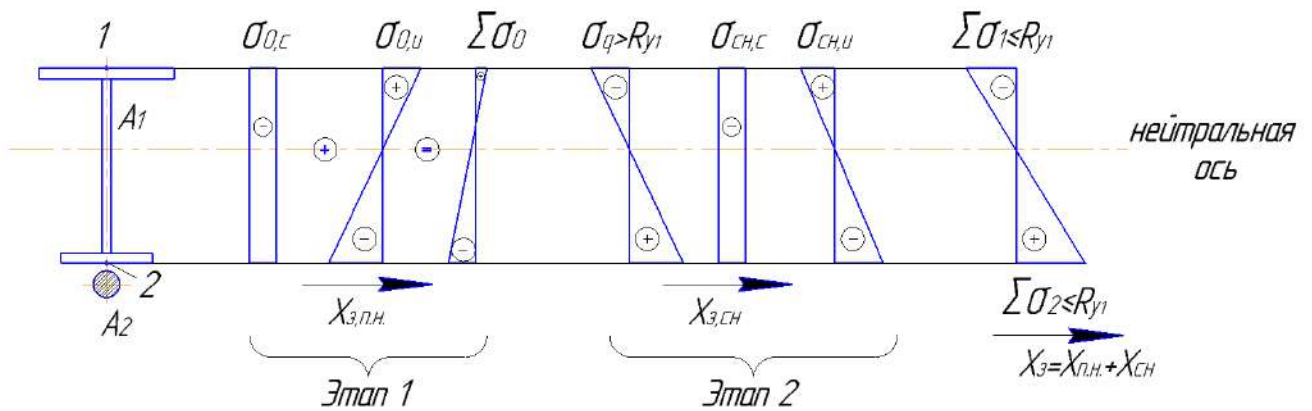


Рис. 4.9. Схемы эпюр напряжений в стержне и затяжке:
этап 1 – предварительное напряжение;
этап 2 – нагружение внешней нагрузкой и самонатяжение затяжек

От усилия $\langle X_{п.н.} \rangle$ в расчетном сечении балки появятся следующие составляющие напряжения:

$$\sigma_{0,c} = -X_{п.н.}/A \text{ — центральное сжатие } (\sigma_{01});$$

$$\sigma_{0u} = \pm X_{п.н.} \cdot h_3 \cdot \frac{y}{J_x} \text{ — изгиб } (\sigma_{02}): \langle + \rangle \text{ в точке } \langle 1 \rangle; \langle - \rangle \text{ в точке } \langle 2 \rangle.$$

В сумме на первом этапе напряжения будут иметь вид:

$$\sum \sigma_0 = \sigma_{01} + \sigma_{02} = \frac{-X_{п.н.}}{A} \pm \frac{X_{п.н.} \cdot h_3}{J_x} \cdot y \leq R_y^f \cdot \gamma_c.$$

2-ой этап: работа предварительно напряженной балки под нагрузкой $\langle q_{э.кв.} \rangle$.

На этом этапе от нагрузки $\langle q_{\text{ЭКВ.}} \rangle$ в расчетном поперечном сечении предварительно напряженной балки появятся усилия от самонатяжения затяжки ($X_{\text{С.Н.}}$), обратные по знаку усилиям от внешней нагрузки $\langle q_{\text{ЭКВ.}} \rangle$. В напряжениях они будут иметь вид:

$$\sigma_{\text{СН,с}} = X_{\text{СН}}^q / A \text{ — центральное сжатие } (\sigma_{\text{СН}}^{q_{\text{ЭКВ.}}});$$

$$\sigma_{\text{СН,и}} = \pm \frac{X_{\text{СН}}^q \cdot h_3}{J_x} \cdot y \text{ — изгиб } (\sigma_{\text{СН,и}}^{q_{\text{ЭКВ.}}}): \langle + \rangle \text{ в точке } \langle 1 \rangle; \langle - \rangle \text{ в точке } \langle 2 \rangle.$$

От внешней нагрузки $\langle q_{\text{ЭКВ.}} \rangle$ в расчетном сечении появятся изгибные напряжения

$$\sigma_q = \mp \frac{M_{q_{\text{ЭКВ.}}}}{J_x} \cdot y: \langle - \rangle \text{ в точке } \langle 1 \rangle; \langle + \rangle \text{ в точке } \langle 2 \rangle.$$

В сумме на втором этапе напряжения будут равны:

$$\sum \sigma_{\text{СН}} = \frac{-X_{\text{СН}}^q}{A} \pm \frac{X_{\text{СН}}^q \cdot h_3}{J_x} \cdot y = \mp \frac{M_{q_{\text{ЭКВ.}}}}{J_x} \cdot y \leq R_y^f \cdot \gamma_c.$$

Графически напряженное состояние расчетного сечения предварительно напряженной балки представлено на рис. 4.9:

1) Если балка работает только в упругой стадии, то на стадии (этапе 2) эксплуатации формула прочности имеет вид:

для балки:

– в т.1:

$$\sum \sigma_1 = -\frac{X_{\text{П.Н.}} + X_{\text{С.Н.}}}{A_1} + \frac{(X_{\text{П.Н.}} + X_{\text{С.Н.}}) \cdot h_3}{W_1} - \frac{M_{q_{\text{ЭКВ.}}}}{W_1} \leq R_y \cdot \gamma_{c1};$$

– в т.2:

$$\sum \sigma_2 = -\frac{X_{\text{П.Н.}} + X_{\text{С.Н.}}}{A_1} + \frac{(X_{\text{П.Н.}} + X_{\text{С.Н.}}) \cdot h_3}{W_2} + \frac{M_{q_{\text{ЭКВ.}}}}{W_2} \leq R_y \cdot \gamma_c \leq R_y^f \cdot \gamma_{c1};$$

для затяжки:

$$\sum \sigma_3 = -\frac{X_{\text{П.Н.}} + X_{\text{С.Н.}}}{A_2} \leq R_{y2} \cdot \gamma_{c2}.$$

2) В стадии предварительного напряжения **прочность балки** определяется по сжато-растяжному нижнему поясу:

$$\sum \sigma_2 = -\frac{X_{п.н.}}{A_1} - \frac{X_{п.н.} \cdot h_3}{W_2} \leq R_{y1} \cdot \gamma_{c1}.$$

3) Общая устойчивость балки на стадии предварительного напряжения (этап 1) определяется устойчивостью сжатого нижнего пояса между направляющими затяжками из условия:

$$\sigma_2 = \left| \frac{X_{п.н.}}{A} + \frac{X_{п.н.} \cdot h_3}{W_2} \right| \leq R_y^f \cdot \varphi$$

или после преобразований

$$X_{п.н.} \leq X_{п.н.}^{уст.н.п.} = \frac{R_y^f \cdot \varphi_{y,н.п.} \cdot A \cdot W_2}{W_2 + A \cdot h_3},$$

где $\varphi_{y,н.п.} = f(\bar{\lambda}_{y,н.п.})$, $\bar{\lambda}_{y,н.п.} = \lambda_{y,н.п.} \cdot \sqrt{R_y^f/E}$, $\lambda_{y,н.п.} = l_{ef,y}^{н.п.}/i_y^{н.п.}$,

$l_{ef,y}^{н.п.}$, $i_y^{н.п.}$ – расчетная длина между подвесками и радиус инерции нижнего пояса относительно оси $y - y$.

4) Местная устойчивость на стадии эксплуатации сжатого пояса и стенки балки соответственно определяются условиями:

$$\bar{\lambda}_b = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{R_y/E} \leq \bar{\lambda}_{b,u}^- \text{ для пояса;}$$

$$\bar{\lambda}_\omega = \frac{h_\omega}{t_\omega} \sqrt{R_y/E} \leq \bar{\lambda}_{\omega,u}^- \text{ для стенки.}$$

4.3. Основы методики расчета предварительно напряженных балок с оптимальными параметрами

Излагаемая ниже методика расчета, приведенная в [1], взята из диссертации к.т.н. А.А. Васильева на тему «Исследование прочности и деформативности предварительно напряженных балок».

Рассмотрено три варианта загрузки предварительно напряженных однопролетных балок, представленных на рис. 4.10, а), б), в).

В целях получения оптимальных геометрических параметров геометрические характеристики сечения балок выражены через ряд безразмерных коэффициентов.

С этой же целью для упрощения рабочих формул без практического ущерба для приближенного анализа балок принято, что центр тяжести площади затяжки располо-

жен на уровне центра тяжести нижнего пояса (для балок с высотой $h_6 \geq 1,5$ м) при размещении затяжки непосредственно под нижним поясом. С учетом этих предпосылок и ряда других допущений получены следующие **основные параметры**:

а) $h_\omega \approx h = h_1 + h_2$ – высота стенки равна высоте балки;

$h_2/h_1 \approx W_1/W_2 = B$ – соотношение высот участков сечения относительно нейтральной оси и моментов сопротивлений верхней (W_1) и нижней (W_2) точек сечения (параметр асимметрии сечения);

$\lambda_\omega = A_\omega/A = k$ – гибкость стенки;

$m = A_\omega/A$ – параметр отношения площади стенки к площади поперечного сечения $A = A_\omega + A_{f1} + A_{f2}$.

б) От **основных параметров** выведены **производные параметры балки**:

$A_\omega = m \cdot A$ – площадь стенки;

$A_{f1} = A \cdot \left(\frac{B}{B+1} - \frac{m}{2} \right)$ – площадь сечения верхнего пояса;

$A_{f2} = A \cdot \left(\frac{1}{B+1} - \frac{m}{2} \right)$ – площадь сечения нижнего пояса;

$h = \sqrt{A \cdot k \cdot m}$ – высота балки;

$h_1 = \sqrt{A \cdot k \cdot m} / (1 + B)$ – высота верхней части сечения;

$h_2 = B \sqrt{A \cdot k \cdot m} / (1 + B)$ – высота нижней части сечения;

$W_1 = \sqrt{A^3 \cdot k \cdot m} \cdot \frac{6B - (B+1)^2 \cdot m}{6(B+1)}$ – момент сопротивления сечения для т.1;

$W_2 = \sqrt{A^3 \cdot k \cdot m} \cdot \frac{6B - (B+1)^2 \cdot m}{6B(B+1)}$ – момент сопротивления сечения для т.2;

или

$W_2 = W_1/B$.

$J_x = A^2 \cdot k \cdot m \cdot \frac{6B - (B+1)^2 \cdot m}{6(B+1)^2}$ – момент инерции сечения;

$A = \sqrt[3]{\frac{M^2}{C^2 \cdot R_y^2 \cdot k}}$ – полная площадь поперечного сечения балки;

$A_3 = A \cdot \frac{R_y}{R_3} \cdot \frac{B-1}{B+1}$ – площадь сечения затяжки.

Здесь численные значения параметров $\langle B \rangle$ и $\langle C \rangle$, сведенные в готовые таблицы [1, IV.2 с заменой $\langle A \rangle \rightarrow \langle B \rangle$], **получены** из следующих формул:

$$B = [m \cdot \beta - 3(1 + \beta) - \sqrt{m^2 - 6m(1 + \beta)^2 + 9(1 + \beta)^2} / m(1 - \beta) - 6];$$

$$C = (1 + \beta) \sqrt{\frac{6B^3(1 + B)^2 \cdot [B - (1 + \beta)]}{(B + 1)^3 \cdot [B(1 - \beta) - (1 + \beta)]^3}}.$$

Здесь $\beta = \frac{X_{п.н.} \cdot \gamma_{f2} + X_{с.н.}}{X_{п.н.} \cdot \gamma_{f1}}$ — коэффициент самонатяжения затяжки;

$\gamma_{f2} = 0,9$; $\gamma_{f1} = 1,1$ — коэффициенты перегрузок **соответственно** при производстве предварительного напряжения вследствие несовершенства способов определения усилия натяжения (γ_{f2}) и при расчете из-за возможного превышения этого усилия (γ_{f1}).

в) Расчетные усилия предварительного напряжения и самонатяжения

Как следует из исследований отмеченных в [1], в однопролетной балке (с одной стороны) размещать затяжку по всей ее длине нерационально, так как на участке около опор затяжки вызывают нежелательное НДС. Такое размещение может быть оправдано лишь простотой устройства анкерных креплений и натяжных приспособлений. С другой стороны, по длине пролета затяжку желательно размещать так, чтобы в месте ее закрепления сечение балки было полностью использовано для восприятия изгибающего момента.

В балке оптимального поперечного сечения с наименьшей затратой всех материалов затяжка должна быть закреплена там, где изгибающий момент $M_q = W_a \cdot R_y$, т.е. воспринят сечением балки без предварительного напряжения.

На основании этих рассуждений рабочие формулы для расчета $X_{п.н.}$ и $X_{с.н.}$ имеют вид:

$$X_{п.н.} = \frac{R_y \cdot A \cdot [6B - (B + 1)^2 \cdot m]}{\gamma_{f1} \cdot (B + 1) \cdot [6B - (B + 1) \cdot m]} \quad \text{— для предварительного напряжения, задаваемого проектировщиком;}$$

$$X_{с.н.} = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} = -\frac{\int \frac{\bar{M}_1}{EJ} \cdot M_q \cdot dx}{\int \frac{\bar{M}_1^2}{EJ} \cdot dx + \frac{l_3}{E_3 \cdot A_3} + \frac{l_3}{E \cdot A}} \quad \text{— самонатяжения.}$$

Последнюю формулу с учетом введения параметров для балки постоянного поперечного сечения:

ω – площадь эпюры моментов от нагрузки на участке затяжки;

$$e = \frac{E_3}{E_6}; \bar{M}_1 = \frac{1}{h_3}, \text{ – можно привести к виду:}$$

$$X_{\text{с.н.}} = \frac{\bar{M}_1 \cdot \omega}{\left[\frac{(\bar{M}_1)^2}{1} + J \left(\frac{1}{e \cdot A_3} + \frac{1}{A} \right) \right] \cdot l_3}.$$

Здесь формулы для площадей $\langle \omega \rangle$ – приведены на рис. 4.10, а) б), в) расчетных схем; длина затяжки по формуле $l_3 = l\sqrt{\varepsilon}$,

где

$$\varepsilon = 1 - \frac{\sqrt{m}}{c} \cdot \frac{6B - m(B + 1)^2}{6B(B + 1)}.$$

Здесь величина $X_{\text{с.н.}} = \Delta_{1p}/\delta_{11}$ получена из решения канонического уравнения метода сил для системы один раз статически неопределимой от наличия затяжки:

$$\delta_{11} \cdot x_1 - \Delta_{1p} = 0,$$

где x_1 – усилие в затяжке, равное усилию самонапряжения (самонапряжения), т.е. $x_1 = X_{\text{с.н.}}$;

δ_{11} – перемещение в основной системе по направлению отброшенной связи $i = 1$ от действия единичного усилия $x_1 = 1$;

δ_{1p} – то же в основной системе от действия внешней нагрузки.

Для определения коэффициентов δ_{11} и Δ_{1p} в методе сил применяют формулу Мора, выражающую перемещения через внутренние и внешние силы стержневой системы как возможную работу внешних и внутренних сил:

– возможная работа внешних сил на единичных перемещениях внутренних сил равна работе внутренних сил, т.е. $v = -A$,

где $v = 1 \cdot \delta_{1p} = \sum \frac{\bar{N}_{1,i}^0 \cdot N_{p,i}^0}{EJ_i} \cdot l_i$ – для продольных сил (усилий) в стержнях ферм (см. сквозную ферму «арка с затяжкой»);

$v = 1 \cdot \delta_{1p} = \int_0^l \frac{\bar{M}_i^0 \cdot M_{p,i}^0}{EJ_i} dx$ – для изгибающих моментов в балках в пределах

затяжки.

Здесь интеграл $\int_0^l M_p^0 dx$ для упрощения дальнейших решений можно в пределах затяжки заменить площадью эпюры моментов $\langle \omega \rangle$. При равномерно распределенной нагрузке величина $\omega = \frac{l_3}{3} (M_{\text{макс}} + 2W_2 \cdot R_y)$,

где W_2 – момент сопротивления сечения балки в точке начала или конца расположения затяжки, т.е. $W_2 \cdot R_y = M_a$ (рис. 4.10, б);

– возможная работа внутренних сил на единичных перемещениях этих же сил получается аналогично:

$$\delta_{11} = \sum \frac{\bar{N}_{1,i}^0 \cdot \bar{N}_i^0}{EA_i} \cdot l_i \text{ — для продольных сил в стержнях фермы от единичных}$$

продольных сил;

или
$$\delta_{11} = \sum \frac{(\bar{N}_{1,i}^0)^2}{EA_{1,i}} \cdot l_i;$$

$$\delta_{11} = \int_0^l \frac{\bar{M}_1^0 \cdot \bar{M}_1^0}{EJ_i} dx \text{ — для изгибающих моментов в балках от единичного мо-}$$

мента,

или
$$\delta_{11} = \int_0^l \frac{(\bar{M}_1^0)^2}{EJ_i} dx \text{ — для единичного изгибающего момента в пределах затяж-}$$

ки.

Здесь $\bar{M}_1^0 = 1 \cdot h_3$, где h_3 – расстояние от затяжки до оси ц.т. сечения балки.

4.4. Алгоритм подбора сечения стальной балки, однопролетной, разрезной, с оптимальными параметрами

На основании выше изложенных особенностей работы и расчета предварительно напряженных балок, методики расчета балок с оптимальными параметрами можно предложить следующий алгоритм подбора сечения таких балок:

1) Установление исходных данных:

- нагрузка, пролет, марки стали стержня и затяжки (R_{y1}, R_{y2});
- статический расчет (M, Q).

2) Определение параметров:

$$\mu = (E_3/E) \cdot (R_{y1}/R_{y2});$$

B, C – по таблице IV.2 [1, стр.141].

3) Назначение гибкости стенки, учитывая сложность ее работы:

$$\lambda_{\omega} = h_{\omega}/t_{\omega} = k \leq 100.$$

4) Определение площади поперечного сечения балки:

$$A = \sqrt[3]{M_q^2 / (C^2 \cdot R_{y1}^2 \cdot k)}.$$

5) Определение параметров поперечного сечения балки:

$A_{f1}, A_{f2}, A_{\omega}$, (при значении $m \approx 0,55$), $h, h_1, h_2, A_3, \varepsilon$.

6) Определение геометрических характеристик поперечного сечения:

– положение центра тяжести (Z_0); $Z_0 = \frac{\sum S_{\text{отн.изв.оси}}}{\sum A_i = A_{\omega} + A_1 + A_2}$;

– $J_x; W_x; J_y; W_y$ – моменты инерции и моменты сопротивлений относительно главных осей.

7) Определение площади сечения затяжки по формуле:

$$A_3 = A \cdot \frac{R_{y1}}{R_{y2}} \cdot \frac{B - 1}{B + 1}.$$

8) Определение усилия самонапряжения затяжки:

$$X_{\text{с.н.}} = \bar{M}_1 \cdot \omega / \left[\frac{(\bar{M}_1)^2}{1} + J_x \left(\frac{1}{e \cdot A_3} + \frac{1}{A} \right) \cdot l_3 \right].$$

9) Определение усилия предварительного напряжения

$$X_{\text{п.н.}} = R_{y2} \cdot A_3 - X_{\text{с.н.}}$$

10) Проверки скомпонованного расчетного сечения и всей балки по первому (ПС-1) и второму (ПС-2) предельным состояниям:

- на устойчивость на стадии предварительного напряжения: (ПС-1);
- на прочность на стадии эксплуатации: (ПС-1);
- на прогиб на стадии эксплуатации: (ПС-2);
- на местную устойчивость стенки между ребрами жесткости.

4.5. Пример расчета однопролетной предварительно напряженной сварной балки с затяжкой по схеме рис. 4.11

1) Исходные данные:

- пролет $L = 18$ м;
- нагрузки, нормативные: $g_n = 36$ кН/м; $p_n = 24$ кН/м;
- коэффициент надежности по нагрузкам:

$$\gamma_{f,g} = 1,1; \gamma_{f,p} = 1,2;$$

– материал:

балки – сталь С245 (ВСтЗпсб-1), $R_y = 230 \text{ Н/мм}^2$ при $t_l = (4 \div 20) \text{ мм}$; $E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ Н/мм}^2$;

затяжки – пучки высокопрочной стали-проволоки диаметром по 5 мм с $R_{yn} = 1700 \text{ Н/мм}^2$ и $E_3 = 1,96 \cdot 10^5 \text{ Н/мм}^2$ – после вытяжки;

– допускаемый прогиб: $f_u = \frac{1}{300} L$.

2) Конструктивная схема балки принята на рис. 4.11.

3) Расчетная схема балки и статический расчет основной системы (без затяжки) приведены на рис. 4.12,

где $M_{\text{макс}, q_{\text{экв}}} = \frac{q_{\text{экв}} \cdot L^2}{8} = \frac{(g_n \gamma_{f,g} + p_n \gamma_{f,p}) \cdot L^2}{8} = \frac{(36 \cdot 1,1 + 24 \cdot 1,2) \cdot 18^2}{8} = 2765 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

$$Q_{\text{макс}, q_{\text{экв}}} = \frac{q_{\text{экв}} \cdot L}{2} = \frac{(g_n \gamma_{f,g} + p_n \gamma_{f,p}) \cdot L}{2} = \frac{(36 \cdot 1,1 + 24 \cdot 1,2) \cdot 18}{2} = 616 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

4) Расчет геометрических параметров балки оптимального поперечного сечения:

– по табл. IV.2 [1] получим для рассматриваемой схемы нагружения:

$$B = 1,98; C = 0,357; \text{ при } \gamma_{f,1} = \gamma_{f,2} = 1,0; l_3 = L\sqrt{\varepsilon},$$

при $\mu = \frac{E_3/E_6}{R_3/R_y} = \frac{1,96 \cdot 10^5 \cdot 230}{1071 \cdot 2,06 \cdot 10^5} = 0,204$;

где $R_3 = R_{un,3}/\gamma_m = 1700/1,6 = 1700 \cdot 0,63 = 1071 \text{ Н/мм}^2$;

– **задаются** гибкостью стенки $\lambda_\omega = h_\omega/t_\omega$; учитывая сложность ее работы в первом приближении принимают $\lambda_\omega = k = 100$;

– **определяют** площадь поперечного сечения балки:

$$A = \sqrt[3]{M_q^2 / (C^2 \cdot R_y^2 \cdot k)} = \sqrt[3]{2765^2 \cdot 10^4 / (0,357^2 \cdot 23^2 \cdot 100)} \cong 224,7 \text{ см}^2;$$

– **определяют** площадь сечения верхнего пояса:

$$A_{f1} = A \cdot \left(\frac{B}{B+1} - \frac{m}{2} \right),$$

где $m = A_\omega/A \approx 0,55$.

Тогда $A_{f1} = 224,7 \cdot \left(\frac{1,98}{1,98+1} - \frac{0,55}{2} \right) = 87,5 \text{ см}^2$;

– **определяют** площадь сечения нижнего пояса:

$$A_{f2} = A \cdot \left(\frac{1}{B+1} - \frac{m}{2} \right) = 224,7 \cdot \left(\frac{1}{1,98+1} - \frac{0,55}{2} \right) = 13,6 \text{ см}^2;$$

– **определяют** площадь сечения стенки:

где $A_\omega = m \cdot A = 0,55 \cdot 224,7 = 123,6 \text{ см}^2$;

– **определяют** высоту балки (в первом приближении):

$$h_6 = \sqrt{A \cdot k \cdot m} = \sqrt{224,7 \cdot 100 \cdot 0,55} = 111,2 \text{ см};$$

– **определяют** площадь сечения затяжки:

$$A_3 = A \cdot \frac{R_y}{R_3} \cdot \frac{B-1}{B+1} = 224,7 \cdot \frac{230}{1071} \cdot \frac{1,98-1}{1,98+1} = 15,8 \text{ см}^2;$$

– **определяют** длину затяжки:

$$l_3 = L\sqrt{\varepsilon},$$

где
$$\varepsilon = 1 - \frac{\sqrt{m}}{c} \cdot \frac{6B - m(B+1)^2}{6B \cdot (B+1)} =$$

$$= 1 - \frac{\sqrt{0,55}}{0,357} \cdot \frac{6 \cdot 1,98 - 0,55 \cdot (1,98 + 1)^2}{6 \cdot 1,98 \cdot (1,98 + 1)} = 0,5895.$$

Тогда

$$l_3 = 18\sqrt{0,5895} = 13,82 \text{ м},$$

принимаем $l_3 = 14 \text{ м}$;

– **компонуют** уточненное поперечное сечение балки, рис. 4.13: согласуя полученные площади поясов с сортаментом на листовой прокат, принимаем

$$A_{f1} = 2 \cdot 45 = 90 \text{ см}^2 \approx 87,5 \text{ см}^2 \text{ (по расчету);}$$

$$A_{f2} = 1 \cdot 14 = 14 \text{ см}^2 \approx 13,6 \text{ см}^2 \text{ (по расчету);}$$

$$A_\omega = 112 \cdot 1,1 = 123,2 \text{ см}^2 \approx 123,6 \text{ см}^2 \text{ (по расчету).}$$

Тогда уточненная общая площадь поперечного сечения составит:

$$A = A_{f1} + A_{f2} + A_\omega = 90 + 13,6 + 123,2 = 226,8 \approx 224,7 \text{ см}^2 \text{ (по расчету);}$$

а высота балки в габаритах поясов $h_6 = 2 + 1 + 112 = 115 \text{ см}$;

– **компонуют** поперечное сечение затяжки:

$$A_3 = 0,1963 \cdot 82 = 16,097 \text{ см}^2, \text{ принимаем } A_3 = 16,1 \text{ см}^2,$$

где 0,1963 – площадь сечения одной проволоки диаметром 5 мм;

82 – количество принимаемых проволок в пучке,

$$A_3 = 16,1 \text{ см}^2 \approx 15,8 \text{ см}^2 \text{ (по расчету);}$$

– **определяют** несущую способность затяжки:

$$[N]_3 = 16,1 \cdot 1071/10 = 1724,31 \text{ кН} \approx 1724 \text{ кН};$$

– **определяют** положение центра тяжести поперечного сечения:

$$Z_0 = h_z = \frac{\sum S_{x_0}}{\sum A} = \frac{2 \cdot 45 \cdot 114 + 112 \cdot 1,1 \cdot (56 + 1) + 1 \cdot 14 \cdot 0,5}{226,8} = 76,2 \text{ см};$$

– **определяют** размер h_1 к рис. 4.13: $h_1 = 115 - 76,2 = 38,8 \text{ см}$

– **определяют** расстояние от нейтральной оси сечения балки до оси затяжки (при величине зазора от нижнего пояса до оси затяжки 30 мм, которым задаемся):

$$h_3 = h_2 + 30 = 762 + 30 = 792 \text{ мм} = 79,2 \text{ см};$$

– **определяют** момент инерции балки относительно оси $\langle x - x \rangle$:

$$J_x = 2 \cdot 45 \cdot (38,8 - 1)^2 + 1 \cdot 14 \cdot (76,2 - 0,5)^2 + 1,1 \cdot (38,8 - 2)^3 / 3 + 1,1 \cdot (76,2 - 1)^3 / 3 = 383024 \text{ см}^4,$$

принимаем $J_x = 383000 \text{ см}^4$;

– **определяют** момент сопротивления поперечного сечения для т.1 (верхней):

$$W_1 = J_x / h_1 = 383000 / 38,8 \cong 9871 \text{ см}^3;$$

– **определяют** момент сопротивления поперечного сечения для т.2 (нижней):

$$W_2 = J_x / h_2 = 383000 / 76,2 \cong 5026 \text{ см}^3.$$

5) Определение моментов сопротивления поперечного сечения по формулам оптимального проектирования:

$$W_{1,\text{опт}} = \sqrt{A^3 \cdot k \cdot m} \cdot \frac{6B - (B + 1)^2 \cdot m}{6(B + 1)} = \\ = \sqrt{(226,8)^3 \cdot 100 \cdot 0,55} \cdot \frac{6 \cdot 1,98 - (1,98 + 1)^2 \cdot 0,55}{6(1,98 + 1)} = 9879 \text{ см}^3 \approx 9871 \text{ см}^3 -$$

– для верхней точки $\langle 1 \rangle$;

– определение относительной разницы с расчетом по существующей методике:

$$\Delta_1 = (W_{1,\text{ф}} - W_{1,\text{опт}}) / W_{1,\text{ф}} \cdot 100\% = -0,081\%;$$

– $W_{2,\text{опт}} = \frac{W_{1,\text{опт}}}{B} = \frac{9879}{1,98} = 4989 \text{ см}^3$ – для нижней точки $\langle 2 \rangle$;

– определение относительной разницы с расчетом по существующей методике:

$$\Delta_2 = (W_{2,\text{ф}} - W_{2,\text{опт}}) / W_{2,\text{ф}} \cdot 100\% = +0,74\%.$$

б) Расчет устойчивости сжатого пояса балки на стадии предварительного напряжения:

– **определение** момента инерции нижнего сжатого пояса относительно оси $\langle y - y \rangle$:

$$J_{y,н.п.} = \frac{t_f \cdot b_f^3}{12} = \frac{1 \cdot 14^3}{12} = 228 \text{ см}^4;$$

– **определение** радиуса инерции нижнего сжатого пояса относительно оси $\langle y - y \rangle$:

$$i_{y,н.п.} = \sqrt{J_{y,н.п.}/A_2} = \sqrt{228/(1 \cdot 14)} = 4,04 \text{ см};$$

– **определение** гибкости нижнего сжатого пояса относительно оси $\langle y - y \rangle$ при расстоянии между связями (точками подвески к нижнему поясу растянутой затяжки на стадии предварительного напряжения, принимаемыми с шагом 100 см):

$$\lambda_{y,н.п.} = l_{ef,y}^{н.п.}/i_y^{н.п.} = 100/4,04 \cong 24,8 - \text{абсолютное значение гибкости};$$

$$\bar{\lambda}_{y,н.п.} = \lambda_{y,н.п.} \sqrt{R_y/E} = 24,8 \sqrt{230/2,06 \cdot 10^5} = 0,829 - \text{для сечения типа } \langle b \rangle;$$

– **определение** коэффициента продольного изгиба $\varphi = 0,964$ по табл. Д.1 СП16 с учетом табл.7;

– **расчет** устойчивости нижнего пояса на стадии предварительного напряжения:

$$\text{из условия } \sigma_2 = \frac{X_{п.н.}}{A} + \frac{X_{п.н.} \cdot h_3}{W_2} \leq R_y \cdot \varphi \cdot \gamma_c$$

$$X_{п.н.} \leq \frac{R_y \cdot A \cdot W_2 \cdot \varphi \cdot \gamma_c}{W_2 + A \cdot h_3} = X_{п.н.}^{уст.п.н.};$$

где: $X_{п.н.} = X_{з,макс} - X_{с.н.}$

Здесь: $X_{с.н.}$ – усилие самонатяжения затяжки, которую следует искать из решения статически неопределимой балки с затяжкой под нагрузкой без предварительного напряжения.

Из формулы для $X_{с.н.}$, записанной в п.4.4 (Алгоритм подбора...) можно получить величину усилия самонатяжения:

$$X_{с.н.} = \frac{79,2 \cdot 23692,48 \cdot 10^4}{(79,2)^2 + \left(\frac{383000}{0,95 \cdot 16,1} + \frac{383000}{226,8} \right) \cdot 1400} = 405,17 \text{ кН},$$

где : площадь $\langle \omega \rangle$ эпюры изгибающего момента от внешней нагрузки на участке длины затяжки определена по формуле рис. 4.10, б):

$$\omega = \frac{M_{q,экв}^0 + 2W_2 \cdot R_y}{3} \cdot l_3 = \frac{2765 \cdot 10^2 + 2 \cdot 5026 \cdot 23}{3} \cdot 1400 =$$

$$= 236924 \text{ кН} \cdot \text{см}^2 = 23692,48 \text{ кН} \cdot \text{м}^2;$$

$$e = E_3/E = 1,96 \cdot 10^4 / (2,06 \cdot 10^4) = 0,95;$$

$$M_1^0 = 1 \cdot h_3 = 79,2 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

– **определение** максимального усилия в затяжке по ее прочности:

$$X_{3,\text{макс}} = A_3 \cdot R_3 = 1724 \text{ кН}$$

и возможное усилие ее предварительного натяжения:

$$X_{\text{п.н.}} = 1724 - 405,17 = 1318,83 \text{ кН};$$

– **определение** предварительного натяжения затяжки, по устойчивости сжатого нижнего пояса на стадии 1:

$$\begin{aligned} X_{\text{п.н.}}^{\text{уст.}} &= \frac{R_y \cdot A \cdot W_2 \cdot \varphi \cdot \gamma_c}{W_2 + A \cdot h_3} = \frac{23 \cdot 226,8 \cdot 5026 \cdot 0,964 \cdot 1}{5026 + 226,8 \cdot 79,2} = \\ &= 1104 \text{ кН} < X_{\text{п.н.}}^{\text{проч.}} = 1318,83 \text{ кН}; \end{aligned}$$

– **определение** контролируемого усилия в процессе предварительного напряжения по приборам:

$$X_{\text{к}} = \frac{X_{\text{п.н.}}^{\text{уст.}}}{0,95} + \Delta_a \cdot \frac{E_3 \cdot A_3}{l_3} = \frac{1104}{0,95} + 0,1 \cdot \frac{1,96 \cdot 10^4 \cdot 16,1}{1400} = 1184,65 \text{ кН},$$

где $\Delta_a = 0,1 \text{ см}$ – задаются в первом приближении в пределах $(1 \div 2) \text{ мм}$.

7) Проверка напряжений в балке:

а) в стадии предварительного натяжения затяжки:

$$\sigma_1 = -\frac{X_{\text{п.н.}}^{\text{уст.}}}{A} + \frac{X_{\text{п.н.}}^{\text{уст.}} \cdot h_3}{W_1} = -\frac{1104}{226,8} + \frac{1104 \cdot 79,2}{9871} =$$

(9879)

$$= -4,87 + 8,86 = +3,99 \text{ кН/см}^2 \approx 4 \text{ кН/см}^2 \ll R_y = 23 \text{ кН/см}^2;$$

$$(8,85) \quad (3,98)$$

$$\sigma_2 = -\frac{1104}{226,8} + \frac{1104 \cdot 79,2}{5026} =$$

(4989)

$$= -4,87 - 17,40 = 22,27 \text{ кН/см}^2 < R_y = 23 \text{ кН/см}^2;$$

$$(17,53) \quad (22,40)$$

б) в стадии эксплуатации:

$$\sigma_1 = -\frac{1104 + 405,17}{226,8} + \frac{-276500 + (1104 + 405,17) \cdot 79,2}{9871} =$$

(9879)

$$= -6,65 \text{ кН/см}^2 - 15,9 = -22,55 \text{ кН/см}^2 \leq R_y = 23 \text{ кН/см}^2;$$

$$(15,89) \quad (-22,54)$$

$$\sigma_2 = -\frac{1104 + 405,17}{226,8} + \frac{276500 - (1104 + 405,17) \cdot 79,2}{5026} =$$

$$= -6,65 + 31,23 = 24,58 \text{ кН/см}^2 > R_y = 23 \text{ кН/см}^2,$$

$$(31,46) \quad (24,81)$$

т.е. для нижнего пояса следует: или увеличить площадь сечения н.п. до $1 \times 15 = 15 \text{ см}^2$ или увеличить расчетное сопротивление стали повторив расчет до $R_y = 25 \text{ кН/см}^2$ (стС255).

Рассмотрим вариант увеличения поперечного сечения нижнего пояса. Зададим сечение нижнего пояса $A'_2 = 1 \times 15 = 15 \text{ см}^2 > A_2 = 1 \times 14 = 14 \text{ см}^2$.

Тогда будем иметь:

$$\sum A = 90 + 15 + 123,2 = 228,2 \text{ см}^2; Z_0 = 75,8 \text{ см}; h_2 = 75,8 \text{ см};$$

$$h_1 = 115 - 75,8 = 39,2 \text{ см}; h_3 = 78,8 \text{ см};$$

$$J_x = 388712 \text{ см}^4; W_1 = 9916 \text{ см}^3; W_2 = 5128 \text{ см}^3;$$

$$\omega = 23911,44 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{см}^2;$$

$$J_{y,\text{н.п.}} = 1 \cdot 15^3 / 12 = 281,25 \text{ см}^4; i_y = \sqrt{281,25 / 15} = 4,33 \text{ см};$$

$$\lambda_y = \frac{100}{4,33} = 23,1; \bar{\lambda}_y = 23,1 \sqrt{23,0 / 20600} = 0,772.$$

$$\varphi_y \leq 0,967.$$

$$X_{\text{п.н.}}^{\text{уст.н.п.}} = \frac{23 \cdot 228,2 \cdot 5128 \cdot 0,967}{5128 + 228,2 \cdot 78,8} = 1126,2 \text{ кН};$$

$$X_{\text{с.н.}} = \frac{78,8 \cdot 23911,44 \cdot 10^4}{(78,8)^2 + \left(\frac{388712}{0,95 \cdot 16,1} + \frac{388712}{228,2} \right) \cdot 1400} = 496,3 \text{ кН};$$

$$X_{\text{п.н.}} = 1724 - 496,3 = 1227,7 \text{ кН},$$

т.е. $X_{\text{п.н.}}^{\text{уст.н.п.}} = 1126,2 \text{ кН} < 1227,7 \text{ кН}$, величину предварительного натяжения затяжки следует ограничить до 1126 кН.

$$X_{\text{к}} = \frac{1126,2}{0,95} + 0,1 \cdot \frac{1,96 \cdot 10^4 \cdot 16,1}{1400} = 1185,47 + 225,4 = 1410,87 \text{ кН}.$$

Проверка напряжений в стадии предварительного натяжения затяжки:

$$\sigma_1 = -\frac{1126,2}{228,2} + \frac{1126,2 \cdot 78,8}{9916} = -4,94 + 8,95 = 4,01 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_2 = -\frac{1126,2}{228,2} - \frac{1126,2 \cdot 78,8}{5128} = -4,94 - 17,31 = -22,25 \text{ кН/см}^2;$$

Проверка напряжений в стадии эксплуатации:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= -\frac{1126,2 + 496,3}{228,2} - \frac{276500 + (1126,2 + 496,3) \cdot 78,8}{9916} = \\ &= -7,11 - 14,99 = -22,10 \text{ кН/см}^2; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= -\frac{1126,2 + 496,3}{228,2} + \frac{276500 - (1126,2 + 496,3) \cdot 78,8}{5128} = \\ &= -7,11 + 28,99 = 21,88 \text{ кН/см}^2, \end{aligned}$$

т.о. проверки напряжений выполнены.

в) Проверка напряжений в затяжке:

$$\sigma_3 = \frac{X_{п.н.} + X_{с.н.}}{A_3} = \frac{1126,2 + 496,3}{16,1} = 100,8 \text{ кН/см}^2 < R_3 = 107,1 \text{ кН/см}^2 .$$

8) Проверка прогиба балки

$f_{\text{экспл.}}^q = f_q^0 - f_{п.н.з.}^{\text{пр}} - f_{с.н.з.}^q \leq [f]$ – определяется по предельному состоянию ПС-2

от нормативных нагрузок.

От отдельных видов нагружений получим:

$$f_{q_{\text{экв}}}^0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{экв},n} \cdot l^3}{E \cdot J_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,60 \cdot (18)^4 \cdot 10^8}{2,06 \cdot 10^4 \cdot 388712} = 10,24 \text{ см},$$

$$\begin{aligned} f_{п.н.з.}^{\text{пр}} &= \frac{X_{п.н.з.} \cdot h_3 \cdot l^2}{8E \cdot J_x} \cdot \left[1 - 4 \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right] \cdot \frac{q_n}{q} = \\ &= \frac{1126,2 \cdot 78,8 \cdot (18)^2 \cdot 10^4}{8 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 388712} \cdot \left[1 - 4 \left(\frac{2}{18} \right)^2 \right] \cdot \frac{60}{68,4} = 3,74 \text{ см}, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{с.н.з.}^q &= \frac{X_{с.н.з.} \cdot h_3 \cdot l^2}{8E \cdot J_x} \cdot \left[1 - 4 \left(\frac{a}{e} \right)^2 \right] \cdot \frac{q_n}{q} = \\ &= \frac{496,3 \cdot 78,8 \cdot (18)^2 \cdot 10^4}{8 \cdot 2,06 \cdot 10^4 \cdot 388712} \cdot \left[1 - 4 \left(\frac{2}{18} \right)^2 \right] \cdot \frac{60}{68,4} = 1,65 \text{ см}, \end{aligned}$$

$\Sigma f = 10,24 - 3,74 - 1,65 = 4,85$ см – абсолютный прогиб.

$$\frac{\Sigma f}{l} = \frac{4,85}{1800} \cong \frac{1}{371} \left(> \frac{1}{400} \right).$$

9) Другие проверки предварительно напряженной балки:

- проверки местной устойчивости стенки между ребрами жесткости;
- проверки местной устойчивости сжатого пояса, – выполняются аналогично обычным балкам и в данном примере не рассматриваются.

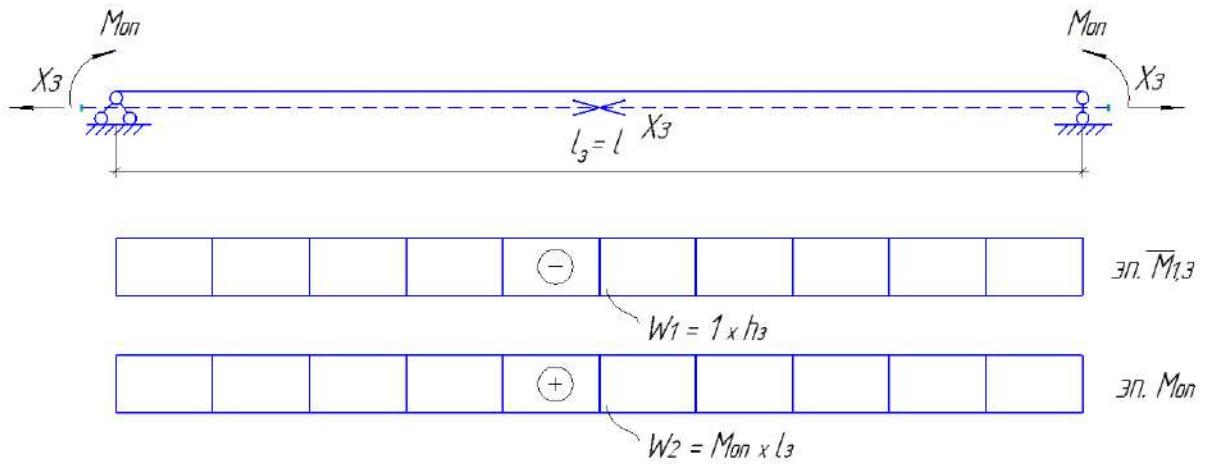


Рис. 4.10, а. Расчетная схема предварительно напряженной балки с затяжкой на весь пролет при чистом изгибе

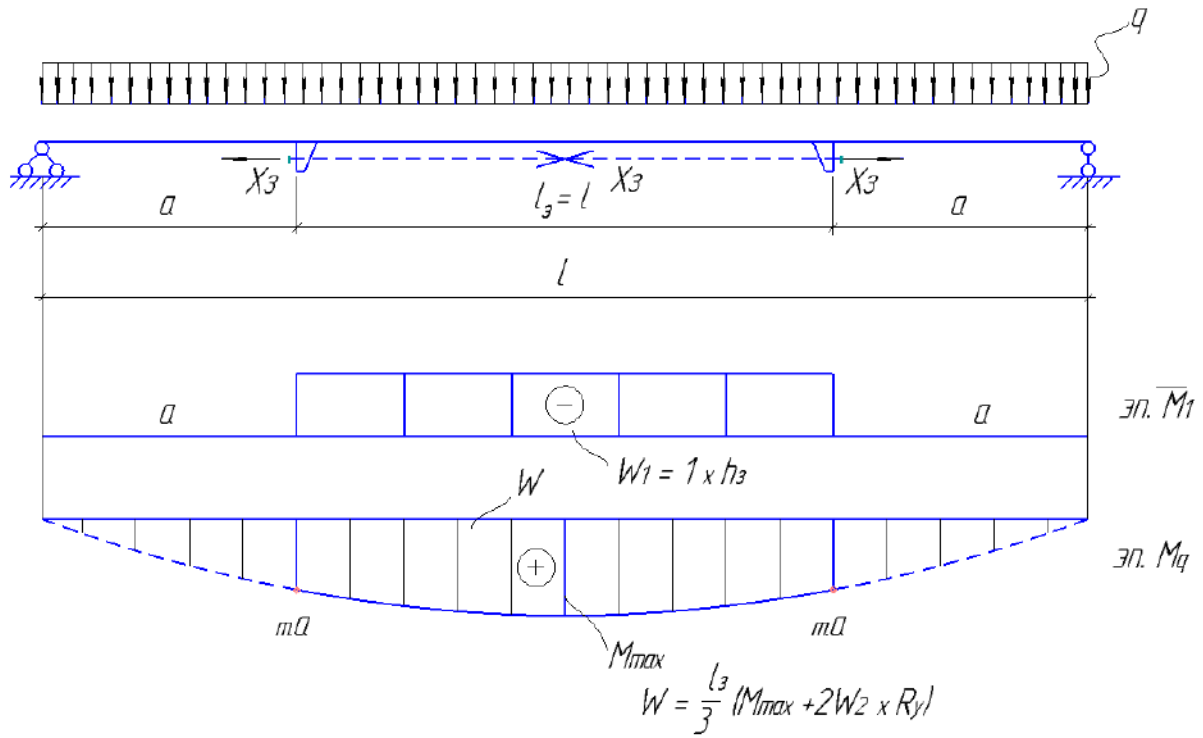


Рис. 4.10, б. Расчетная схема предварительно напряженной балки с затяжкой на участке $l_3 = l\sqrt{\varepsilon}$ при поперечном изгибе с нагрузкой q

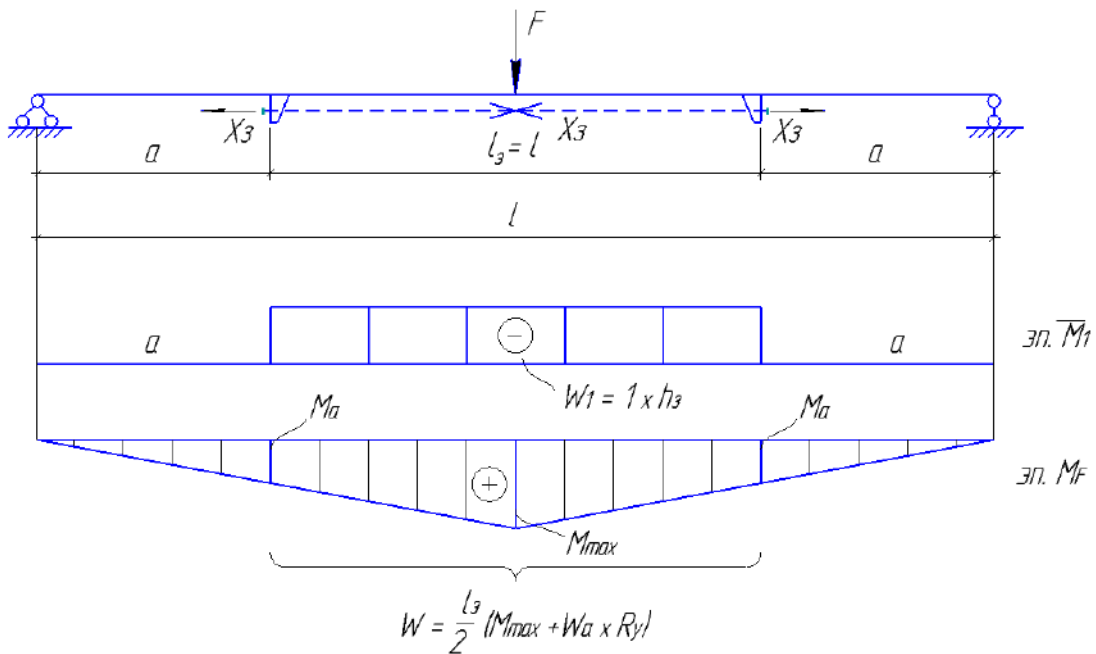


Рис. 4.10, в. Расчетная схема предварительно напряженной балки с затяжкой на участке $l_3 = \varepsilon \cdot l$ при поперечном изгибе с нагрузкой F

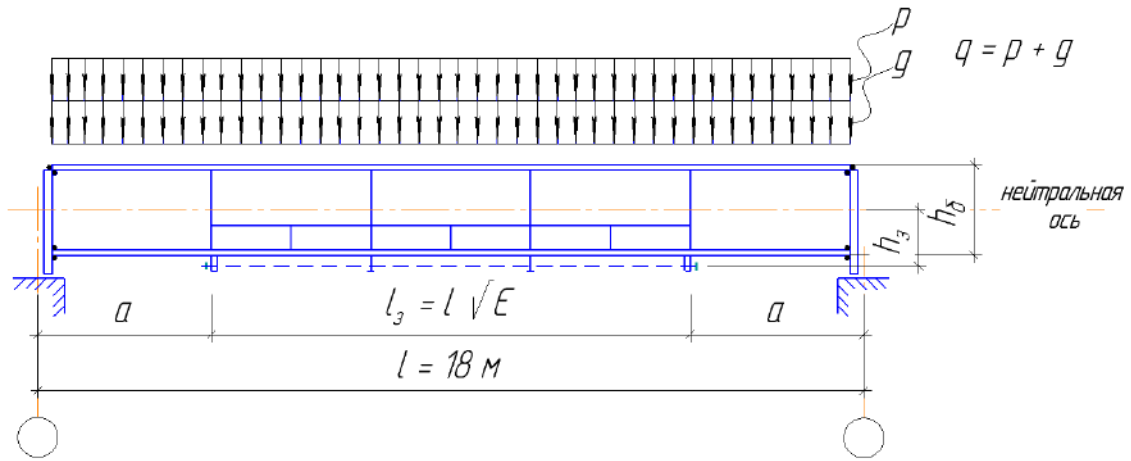


Рис. 4.11. Конструктивная схема балки

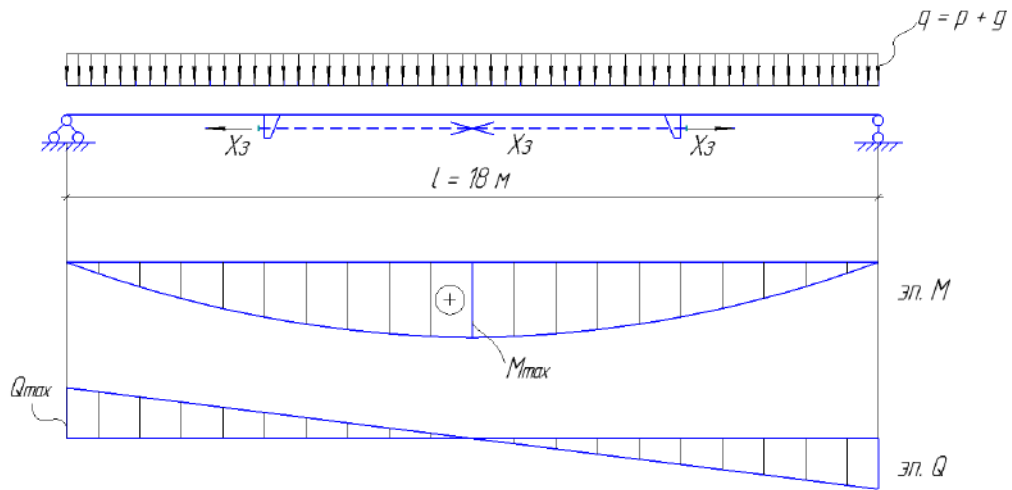


Рис. 4.12. Расчетная схема балки

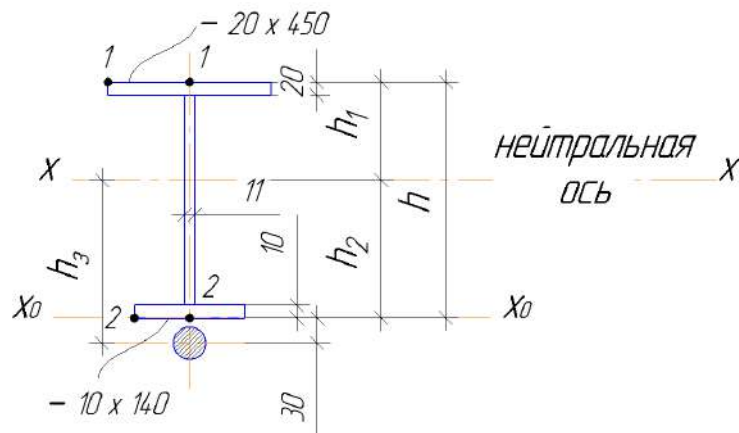


Рис. 4.13. Поперечное сечение балки (по расчету)

Раздел 2. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА ВИСЯЧИХ СИСТЕМ В ПОКРЫТИЯХ ЗДАНИЙ

Тема 5. КЛАССИФИКАЦИЯ ВИСЯЧИХ ПОКРЫТИЙ

5.1. Основные идеи применения висячих покрытий зданий, разработанных и реализованных академиком В.Г. Шуховым

Висячими принято называть системы и конструкции покрытий зданий, в которых главная пролетная конструкция работает на растяжение.

Как известно (рис. 5.0), растяжение является наиболее выгодным видом деформации, полностью использующим прочностные свойства сечения стального стержня. Из сравнения эпюр напряжений при разных формах деформаций следует, что наиболее полная эпюра использования сечения по прочности имеет место при растяжении. Поэтому (при прочих равных условиях) расход стали на висячие покрытия должен быть меньше, чем на жесткие, например, по балкам, фермам, аркам и т.п. Но, как говорится ничего < даром > не дается (сказал, например, на лекциях по предварительно напряженным конструкциям с преподавателями ФПК в 1973 г. профессор, д.т.н. Е.И. Белея): для эффективного применения висячих покрытий более выгодной становится круглая или овальная форма опорного контура, а если оставлять прямоугольную форму, то требуются дополнительные расходы на обеспечение геометрической неизменяемости такого опорного контура.

Для повышения эффективности висячих покрытий в растянутых элементах в пролете выгодно применять пучки высокопрочной проволоки или стальные канаты с прочностными показателями существенно выше, чем у стержневых конструкций.

Основные идеи и первое применение висячих покрытий зданий принадлежат В.Г. Шухову (1853-1939 гг.), под руководством которого в 1895-1896 гг. на Всероссийской выставке построено 4 павильона с применением висячих покрытий. На рис. 5.1÷5.3 приведены эти павильоны. Как отмечено в работе [6] они отличались высокой экономичностью по расходу стали и по технологии возведения.

Из четырех павильонов, показанных на рис. 5.1÷ 5.3, два - прямоугольного плана с размерами 30×70 м, один – круглого плана («ротонда») диаметром 68 м и один – овального плана 50×100 м. Их покрытия были выполнены из тонких пересекающихся стальных полос. На фотографиях (из архива Т.П. Виноградовой) приведены эти павильоны в основном в период возведения. Сроки возведения в тот период

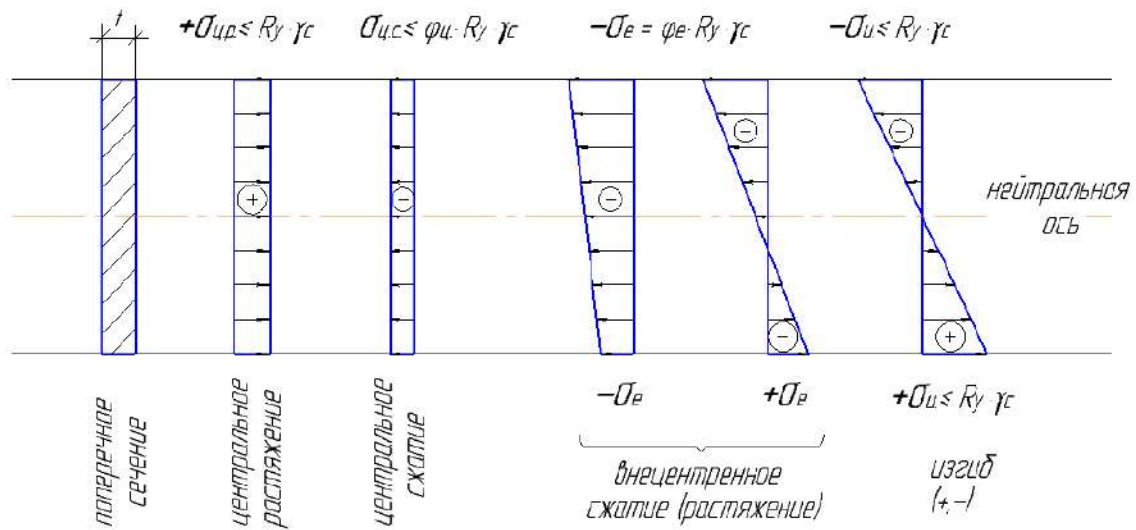


Рис. 5.0. Сравнение величин напряжений в поперечном сечении элемента при различных НДС: $\sigma_{ц.р} > \sigma_{ц.с}$; $\sigma_e > \sigma_{ц.с}$ ($\sigma_{ц.р}$); $\sigma_u = 0,5 \sigma_{ц.р}$

впечатляют и сегодня: в мае 1895 года фирма А.В. Барн приступила к работам, а в начале 1896 года объекты были готовы к эксплуатации.

В каталоге выставки [6] для указанных павильонов описаны их технологические задачи и особенности конструктивных решений:

– павильон «ротонда» круглого плана с вращающимся кругом ($D=18$ м) иходящими железнодорожными путями в два соседних прямоугольных павильона (30×70 м) построен для демонстрации подвижного состава паровозов Коломенского завода. Пространство круглого плана запроектировано в виде комбинации пространственной свободно висячей сетки из 640 клепаных металлических полос сечением $50 \times 4,7$ мм, скрепленных уголковыми профилями, и мембраны в форме вогнутой внутрь чаши из тонкого листового железа со стрелой провиса 1,5 м, закрепленной на высоте 6,4 м к верхнему кольцу диаметром $D_v = 25$ м, укрепленному на 16 средних колоннах. Сетчатая висячая сетка натянута между жестким верхним кольцом и наружным кольцом, лежащим на 48 колоннах;

– два прямоугольных симметрично расположенных по отношению к круглому зданию прямоугольного плана зданий размерами 30×70 м с железнодорожными путями для паровозов, примыкали к круглому павильону с вращающимся кругом также с железнодорожными путями. Прямоугольные здания по 11 м высотой перекрывались

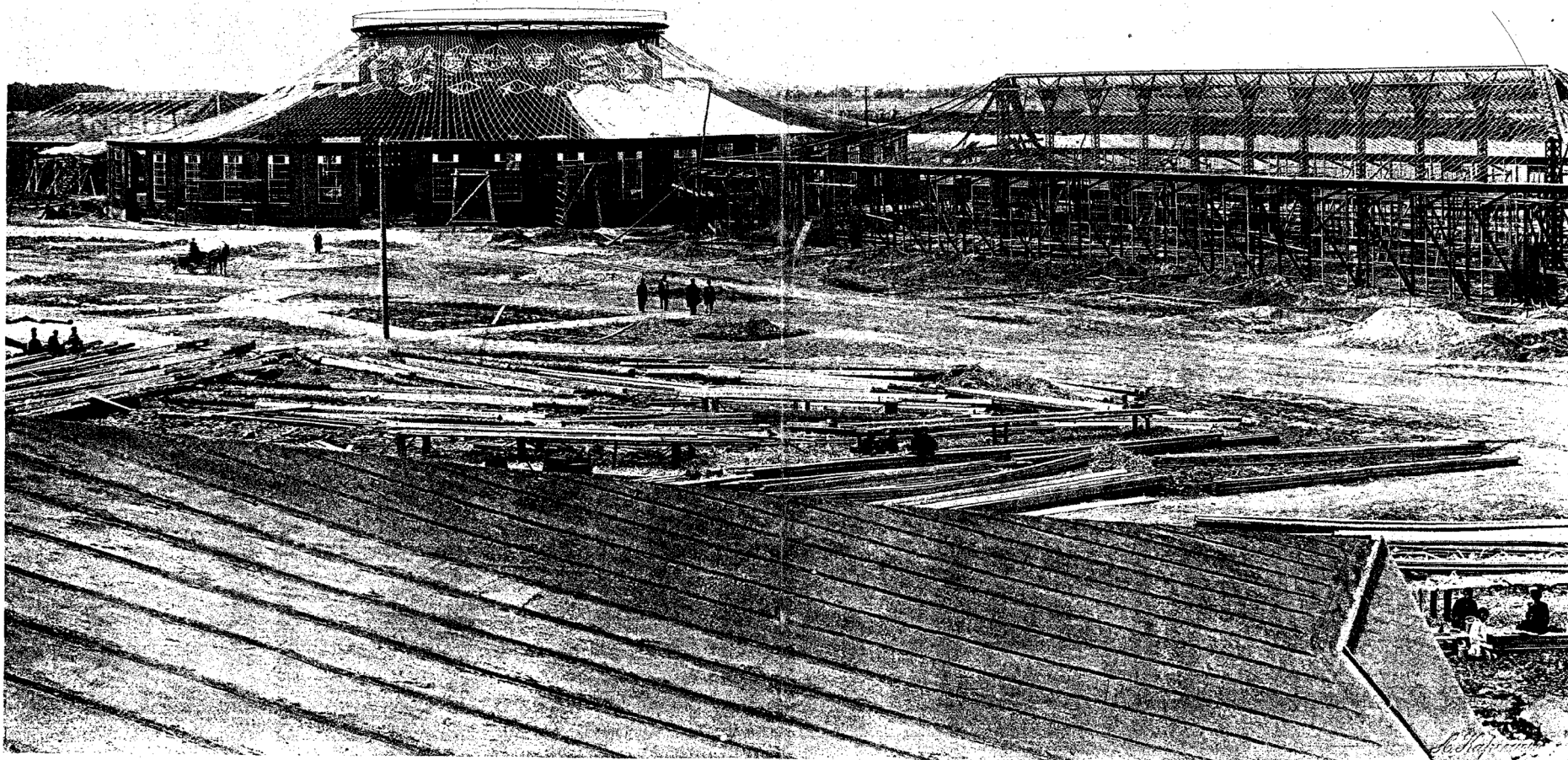


Рис. 5.1, а. Сетчатые покрытия системы инженера В.Г. Шухова: - круглый павильон («ротонда») диаметром 68 м – в центре; - два прямоугольных павильона 30x70 м – слева и справа по одному. Показан период строительства – 1895 г. Фото А.О. Карелина

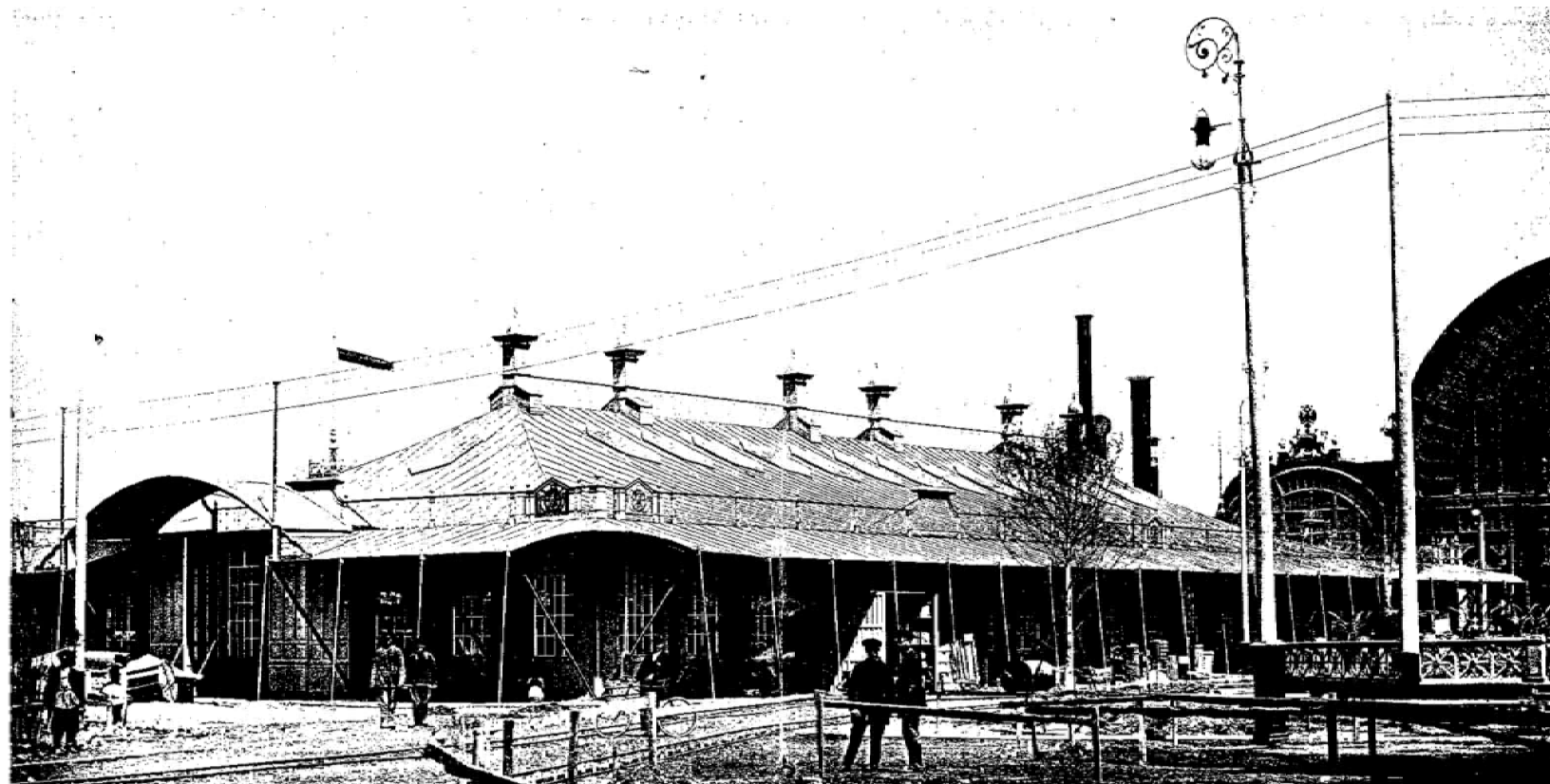


Рис. 5.1, б. Сетчатое покрытие системы инженера В.Г. Шухова: - здание прямоугольного павильона 30x70 м.
Фото А.О. Карелина от 02 мая (по старому стилю) 1896 г.

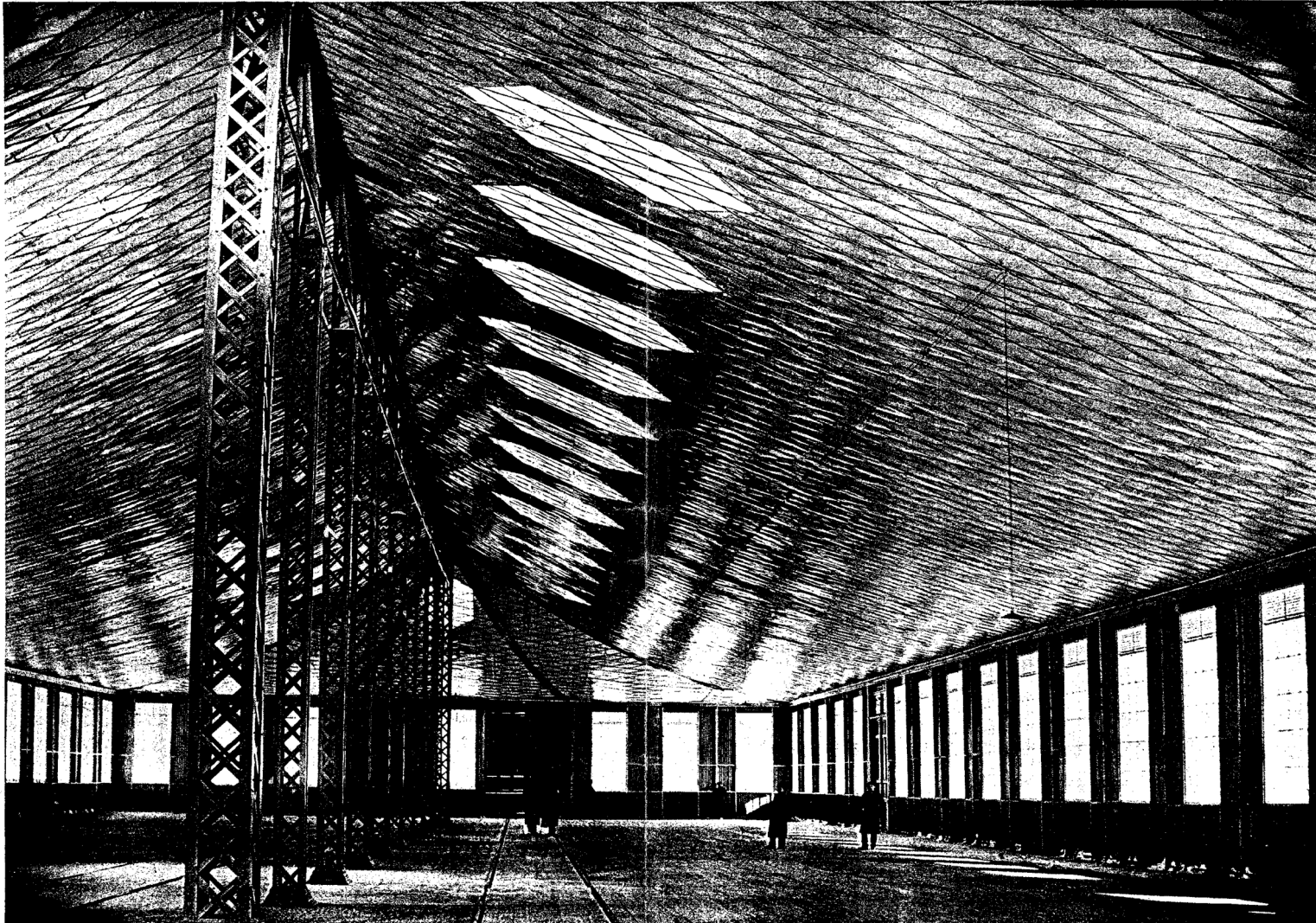


Рис. 5.1, в. Сетчатое покрытие системы инженера В.Г. Шухова: - интерьер павильона прямоугольного плана (30x70 м). Вид на 11 средних опорных колонн. Фото А.О. Карелина от 03.02 (по старому стилю) 1896 г.

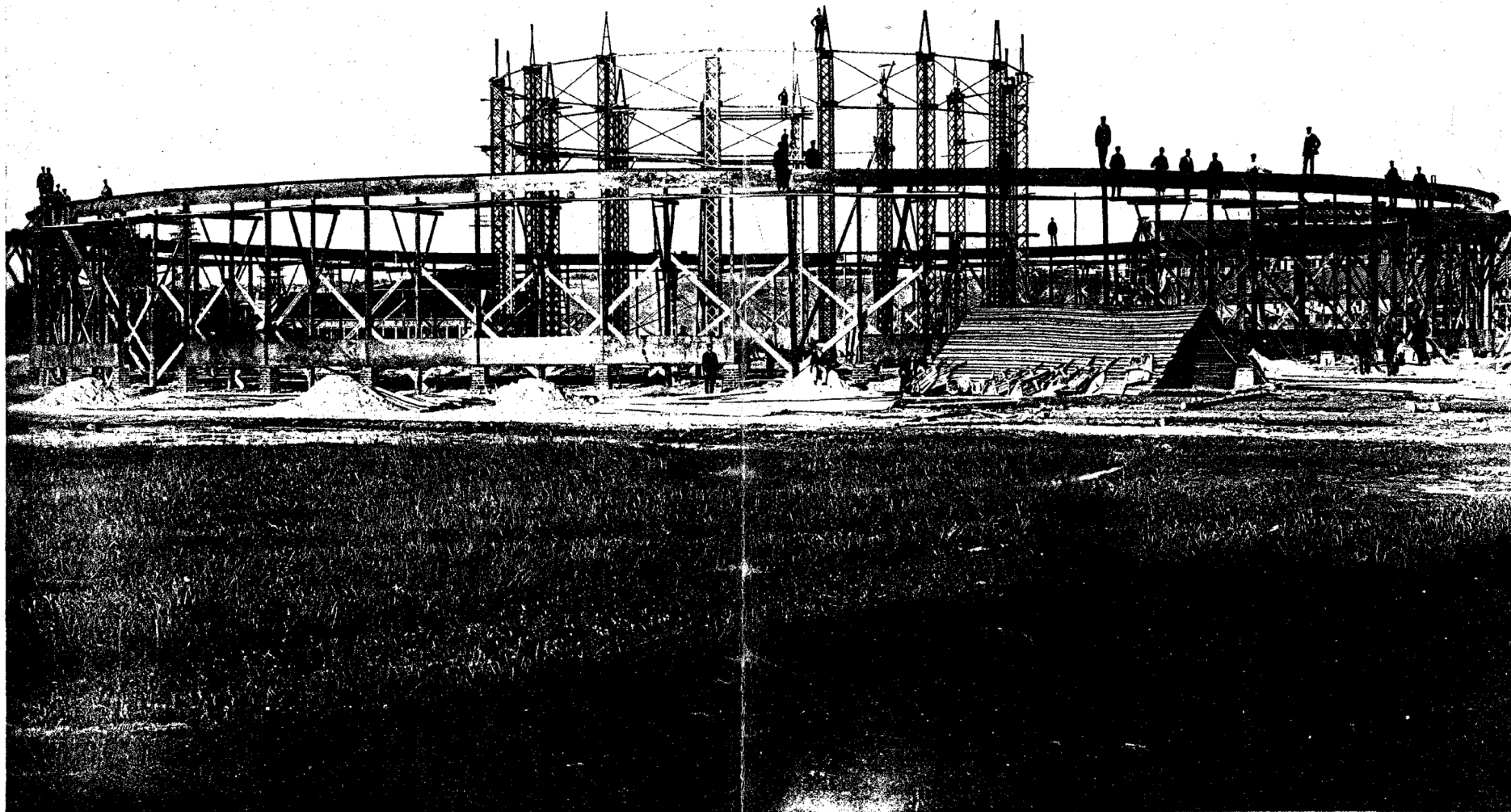


Рис. 5.2, а. Сетчатое покрытие системы инженера В.Г. Шухова: - павильон круглого плана, вид на 16 средних опорных колонн верхнего кольца диаметром $D_{в} = 25$ м в период строительства. Фото А.О. Карелина от 03.06.1895 г.

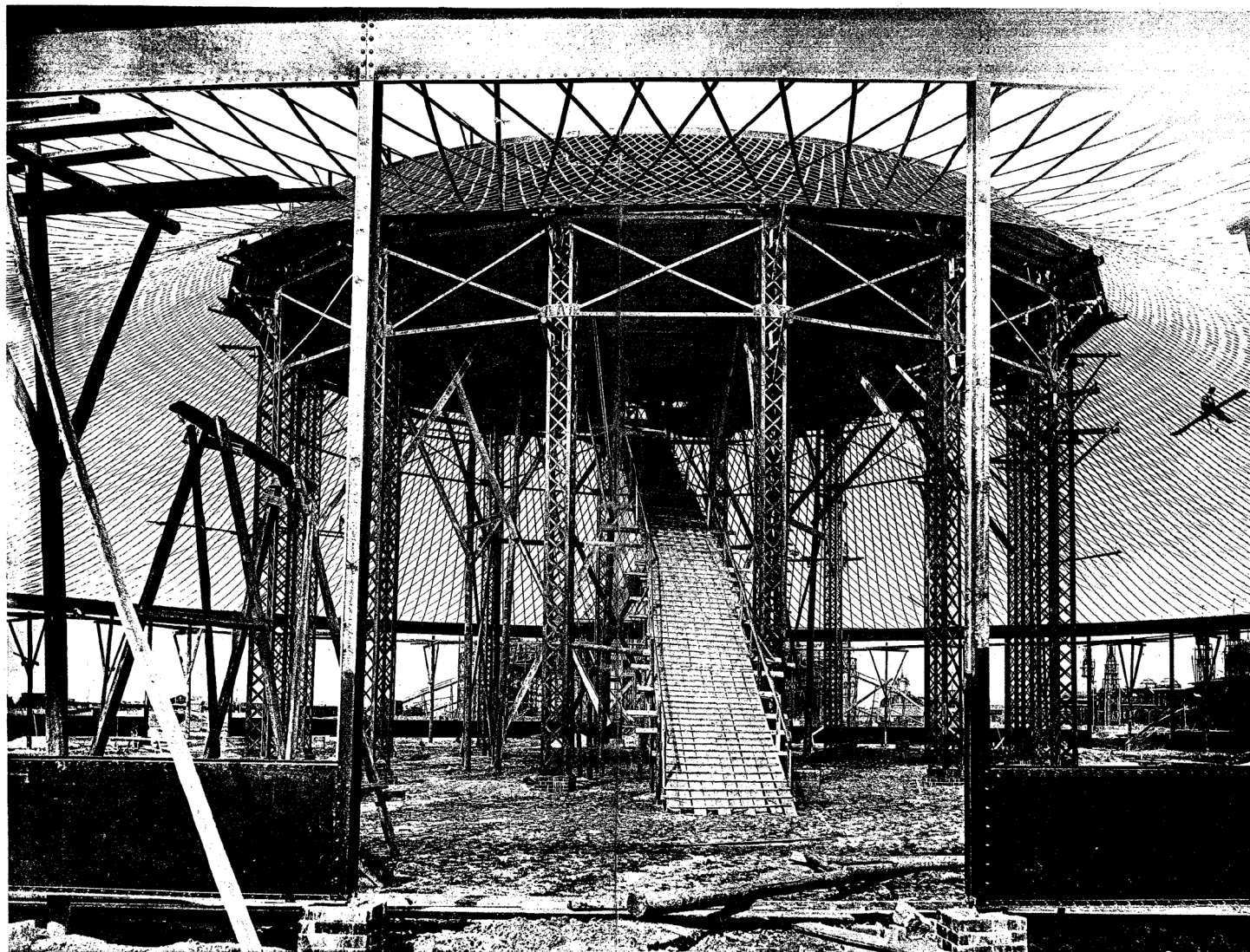


Рис. 5.2, б. Сетчатое покрытие системы инженера В.Г. Шухова: - павильон круглого плана в период строительства, вид снаружи на наружное и внутреннее опорные кольца и висящую сетку из стальных пересекающихся полос. Фото А.О. Карелина от 21.06.1895 г.

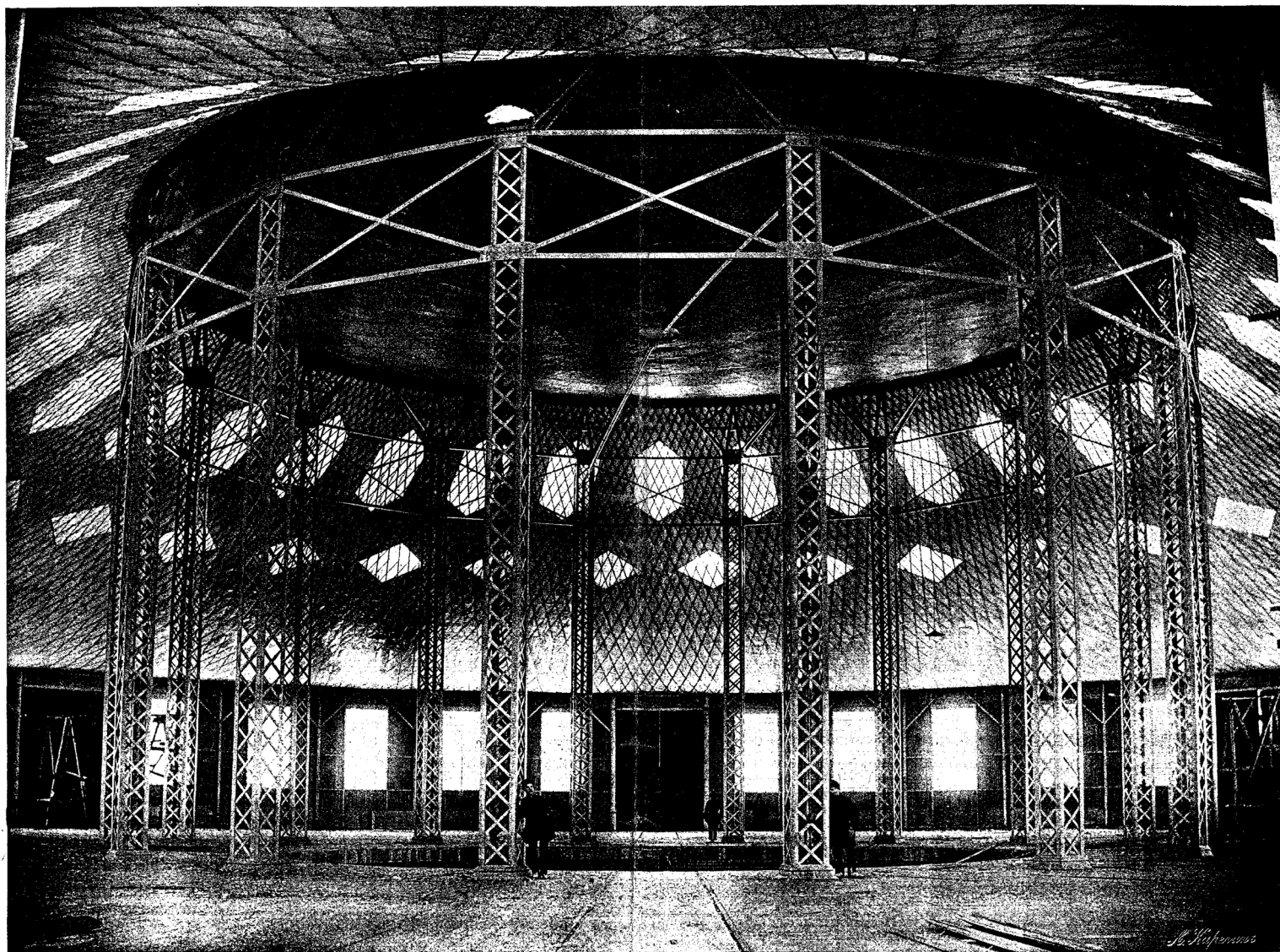


Рис. 5.2, в. Сетчатое покрытие системы инженера В.Г. Шухова: - павильон круглого плана в период окончательной доводки. Интерьер центральной части павильона. Фото А.О. Карелина от 15.08.1895 г.

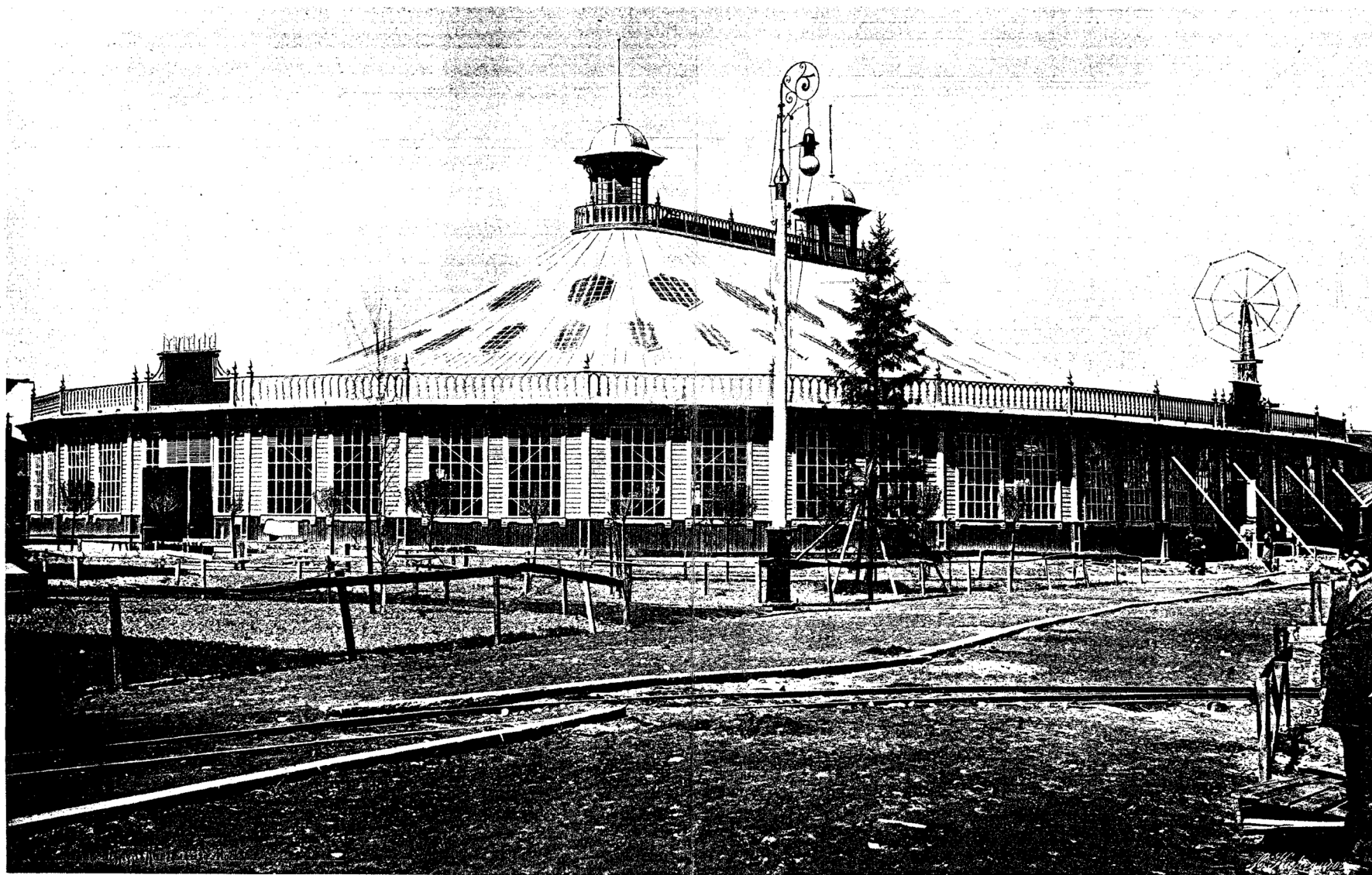


Рис. 5.3, а. Сетчатое покрытие системы инженера В.Г. Шухова: - овалный павильон 50x100 м, общий вид после завершения строительства. Фото А.О. Карелина от 10.04 (по старому стилю) 1896 г.

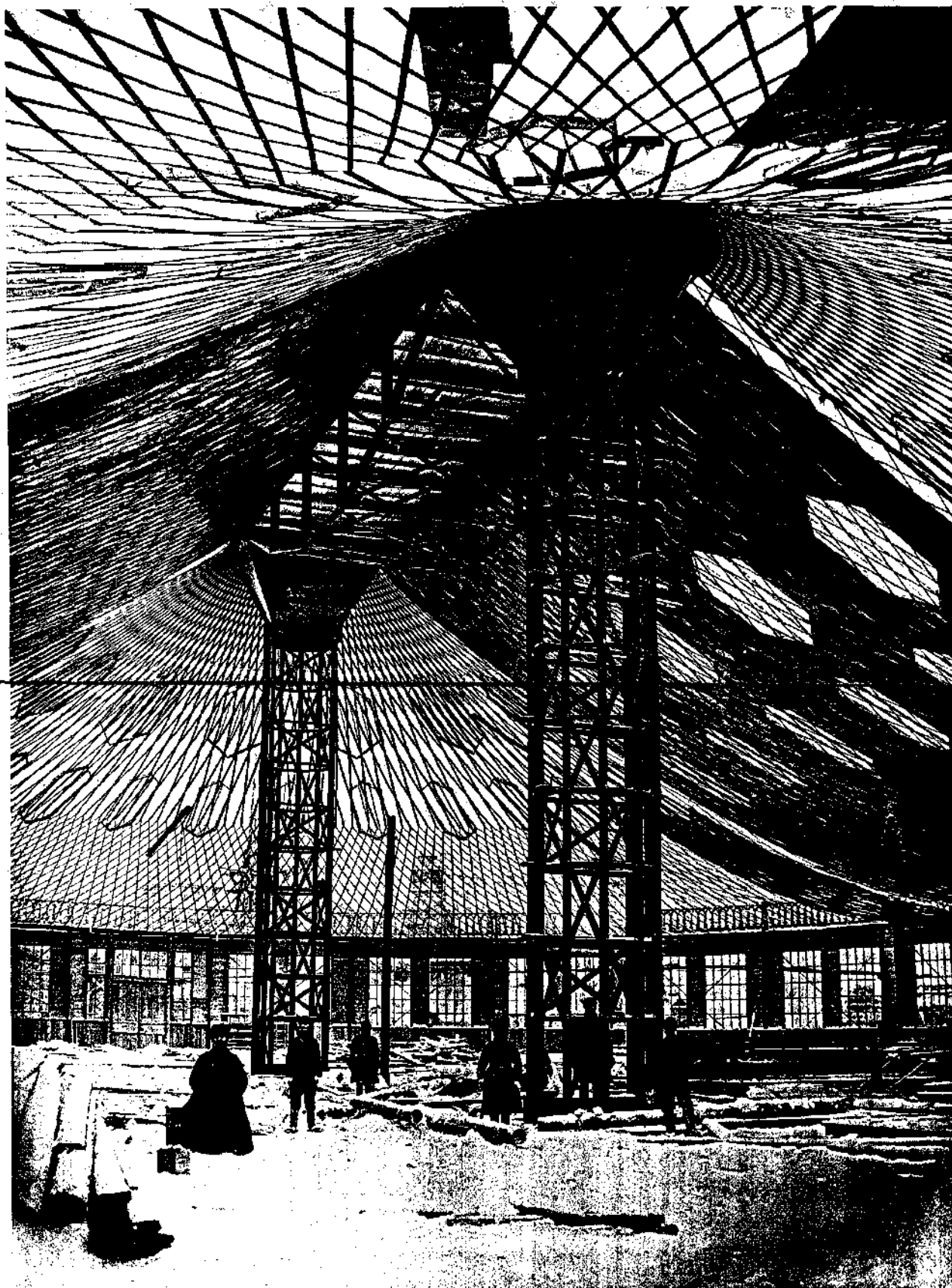


Рис. 5.3, б. Сетчатое покрытие системы инженера В.Г. Шухова:
- овалный павильон, вид изнутри. Фото А.О. Карелина от 15.12
(по старому стилю)1895 г.

пространственными сетками из аналогичных металлических полос $50 \times 4,7$ мм, взаимно пересекающихся под углом в 34 градуса.

По профильным средним осям этих двух зданий установлены по 11 легких металлических колонны высотой по 10,6 м, на которых укреплены прямолинейные опорные контуры из клепаных балок. Сетки верхними концами подвешивались к балкам средних продольных осей, а нижними – к балкам наружных опорных контуров, расположенных ниже отм. 10.6 м. Распоры от покрытий гасились специальными оттяжками, закрепленными с наружных сторон прямолинейных контуров зданий якорями;

– овальный павильон эллиптического плана (50×100 м) представлял собой по компоновке два полукруга радиусами по 25,5 м, соединенных прямоугольной частью (51×21 м) и служил для демонстрации велосипедов и экипажей. Для покрытия этого здания также применены висячие сетки из прокатных металлических полос, пересекающихся под разными углами в продольных и полукруглых частях покрытия. По центральной оси прямоугольный участок опирается на две сквозные колонны с капителями, по наружным краям которых опираются сквозные фермы с параболическими нижними поясами ($l = 15$ м, $h = 1,8$ м). Сечение колонн в поперечном направлении $\approx 2,0$ м. Между фермами по верхним поясам установлена металлическая мембрана. Для уравнивания распоров висячей сетки на прямолинейном участке покрытия каждая стойка с опорным контуром укреплена боковыми оттяжками. В полукруглых частях покрытия горизонтальные распоры уравновешены криволинейным контуром.

Динамику строительных работ хорошо отражает график постройки круглого павильона:

– 01.06.1895 г. – смонтированы колонны внутреннего и наружного колец висячего покрытия (заметим: начало работ в мае 1895 г.);

– 15.08.1895 г. – круглый павильон («ротонда») на будущей выставке был практически готов к эксплуатации;

– «с августа 1895 г. до февраля 1896 г. на строительных площадках выставки под руководством В.Г. Шухова велась окончательная доводка работ на девяти объектах экспозиционных павильонов».

5.2. Возрождение висячих покрытий, их общая современная классификация

Началом возрождения и нового развития висячих покрытий зданий считается 1953 год, когда в США было построено здание с висячим покрытием в г.Рэлей: Рэлей-арена. На рис. 5.4 приведено его архитектурно-конструктивное решение. Конструктивная схема этого покрытия двухпоясная в форме седловидной сетки 97×92 м, которая

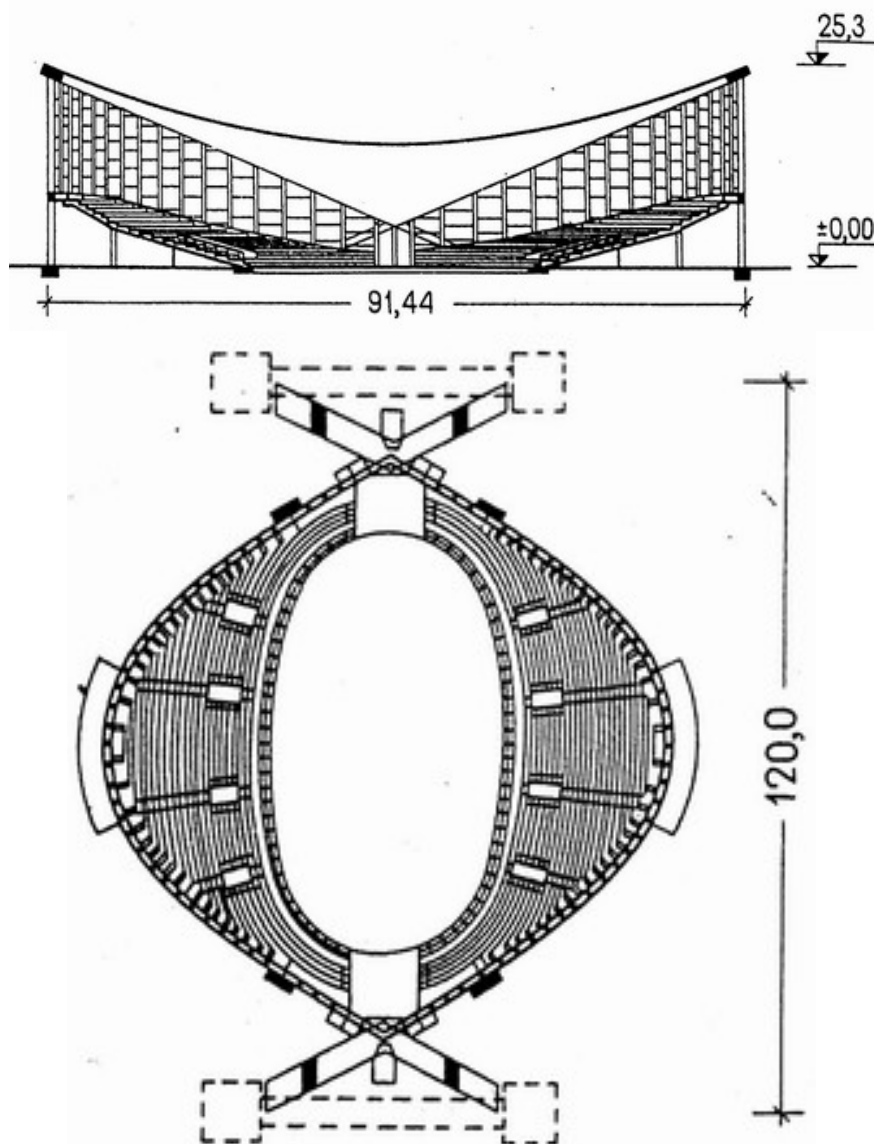


Рис. 5.4, а. Спортивный зал в г.Рэлей (США) Рэлей-арена. Общий вид

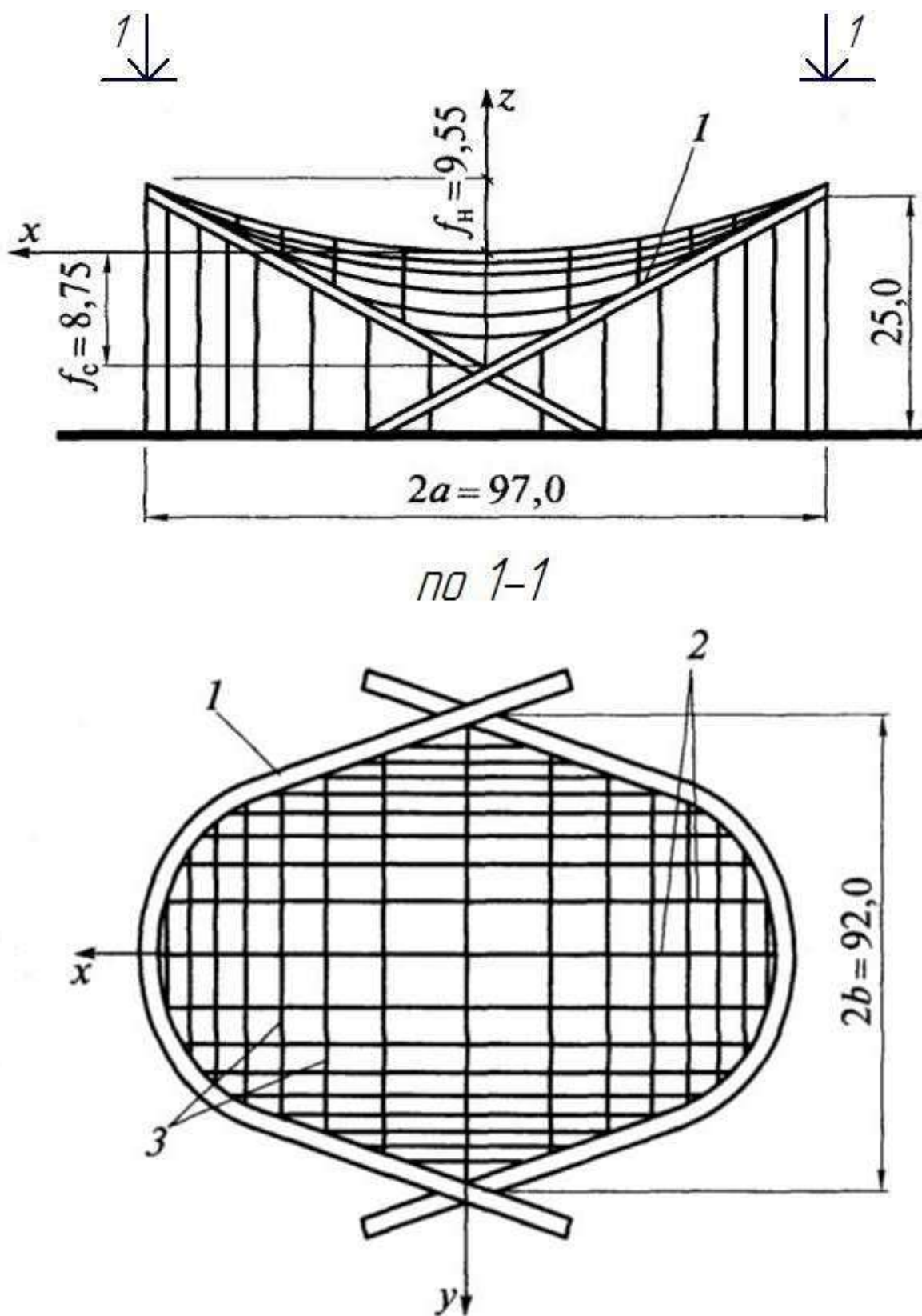


Рис. 5.4, б. Покрытие Релей-арены: 1 – железобетонные арки; 2 – несущие тросы; 3 – стабилизирующие тросы

натянута двумя наклонными (« падающими ») железобетонными арками параболического очертания. Седловидная сетка выполнена из ортогональных тросов: несущих, вогнутых вниз, расположенных параллельно между арками с шагом 1,93 м, и перпендикулярных к ним стабилизирующих, расположенных вдоль арок также с шагом 1,93 м, выпуклых вверх. Таким образом сетка, образованная из квадратных ячеек перекрывалась легкими металлическими щитами с утеплителем и гидроизоляцией.

С этого периода и в СССР возродилось строительство большепролетных зданий с применением висячих систем разных типов.

С этого периода и в СССР возродилось строительство большепролетных зданий с применением висячих систем разных типов: певческие эстрады в Таллине, Вильнюсе; киноконцертный зал в Харькове; дворец спорта Юбилейный в Ленинграде; цирки в Донецке, Уфе, Новосибирске; гараж в Красноярске и др.

Современные висячие покрытия можно классифицировать по 7 группам:

- гр. 1 – однопоясные системы с гибкими нитями;
- гр. 2 – однопоясные системы с изгибно-жесткими нитями – фермами;
- гр. 3 – двухпоясные висячие покрытия;
- гр. 4 – большепролетные здания прямоугольной формы в плане с покрытиями из тросовых ферм;
- гр. 5 – висячие покрытия большепролетных зданий с седловидными напряженными сетками;
- гр. 6 – большепролетные здания с комбинированными несущими конструкциями покрытий;
- гр. 7 – большепролетные здания с покрытиями из висячих мембранных оболочек.

Группа 1 – однопоясные системы с гибкими нитями

а) Большепролетные здания круглой (цилиндрической) формы с покрытием из однопоясных гибких нитей

Примером такого здания в литературе является покрытие рынка в Бауманском районе г. Москвы диаметром 80 м рис. 5.5. Покрытие этого здания представляет собой предварительно напряженную железобетонную оболочку, работающую на растяжение. Основной несущей конструкцией, работающей на растяжение, является система радиальных гибких нитей, опирающихся на два кольца (внутреннее стальное $D_в = 6.0$ м и наружное железобетонное поперечным сечением 1×1.5 м). Во время монтажа на радиальные гибкие нити укладывали сборные керамзитобетонные плиты. До замоноличива-

ния швов между плитами на покрытие давали пригруз, вызывающий растяжение в нитях, близкое к их расчетному сопротивлению, увеличивая поперечные швы между сборными плитами. После твердения в швах бетона замоноличивая пригруз снимали, а образовавшаяся оболочка из железобетонных плит и стальных гибких нитей из тросов получала предварительное напряжение сжатия, позволявшее ей воспринимать растягивающие напряжения от внешних нагрузок. Распор передавался на сжатое наружное железобетонное кольцо, опирающееся на колонны, и на растянутое внутреннее стальное кольцо без внутренних опор, работающее на растяжение. Сечение гибких нитей подбирали на усилия от полной нагрузки независимо от совместной работы в железобетонной оболочке. Нагрузка на радиальную нить распределяется по треугольному нелинейному закону.

б) Большепролетные здания прямоугольной формы с покрытиями из одноярусных гибких нитей

Одним из примеров такого здания является крытый гараж в г.Красноярске пролетом 78 м рис. 5.6. Особенность конструктивного решения покрытия в этом здании состоит в следующем: гибкие нити из стержневой арматуры $\varnothing 40$ мм (сталь 25Г2С) расположены параллельно с шагом 1.5 м; опорный контур только один – наружный, к которому с наружных сторон закреплены наклонные опорные конструкции из оттяжек и якорей (анкеров), закрепленные в основании для погашения бокового тяжения нитей. Как и в предыдущем примере, укладка сборных железобетонных плит, замоноличивание швов, пригруз и включение плит в совместную работу с гибкими нитями как единой оболочки, - выполнялись по аналогичной технологии. При расчете гибких нитей, расположенных параллельно, нагрузка на них передается нелинейно распределенно.

в) Большепролетные здания с висячими покрытиями в форме круглой цилиндрической оболочки с центральной опорой (шатровые покрытия)

Примером такого здания может быть автобусный гараж в г. Киеве рис. 5.6. Здесь работа шатрового покрытия отличается тем, что значительная часть нагрузки передается через центральную стойку-опору и лежащее на ней стальное кольцо. Покрытие имеет отрицательную гауссову кривизну и относится к внутренне стабилизированному, мгновенно жесткому (собственный вес железобетонных плит по радиальным нитям составляет > 1.0 кН/м²). Возведение такой оболочки начинается с устройства опорных колец, на которые навешиваются тросы. По ним концентрическими кругами от краев к середине укладывают плиты покрытия. Такой порядок раскладки плит важен для поддержания равенства усилий во всех тросах при монтаже, что обеспечивает отсутствие изгибающих моментов в кольцах. После укладки железобетонных плит произво-

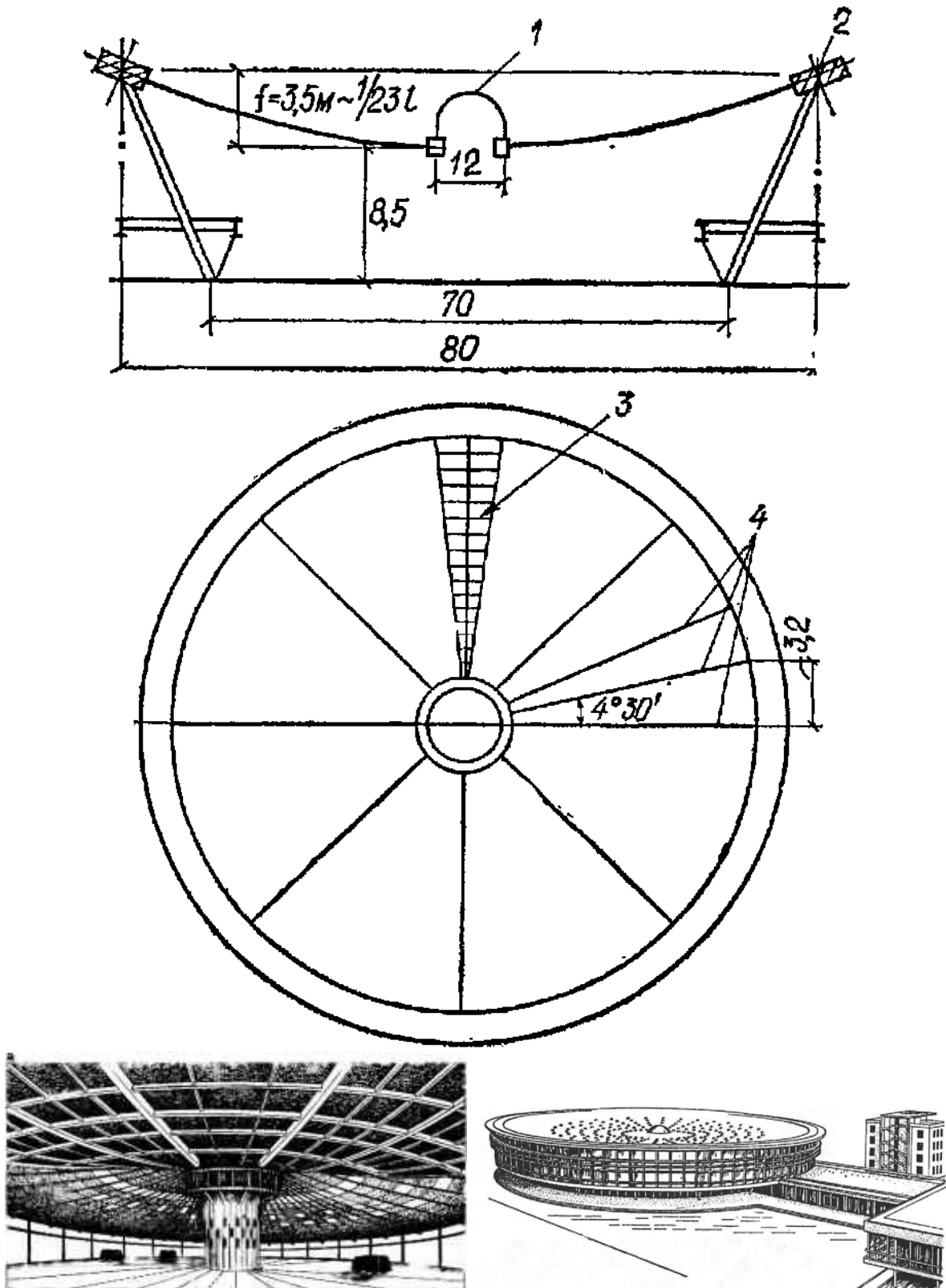


Рис. 5.5. Покрытие рынка в Бауманском районе Москвы: 1 – светоаэрационный фонарь; 2 – железобетонное кольцо 1x1,5 м; 3 – керамзитобетонные плиты; 4 – тросы 80 шт. > 52,5 мм

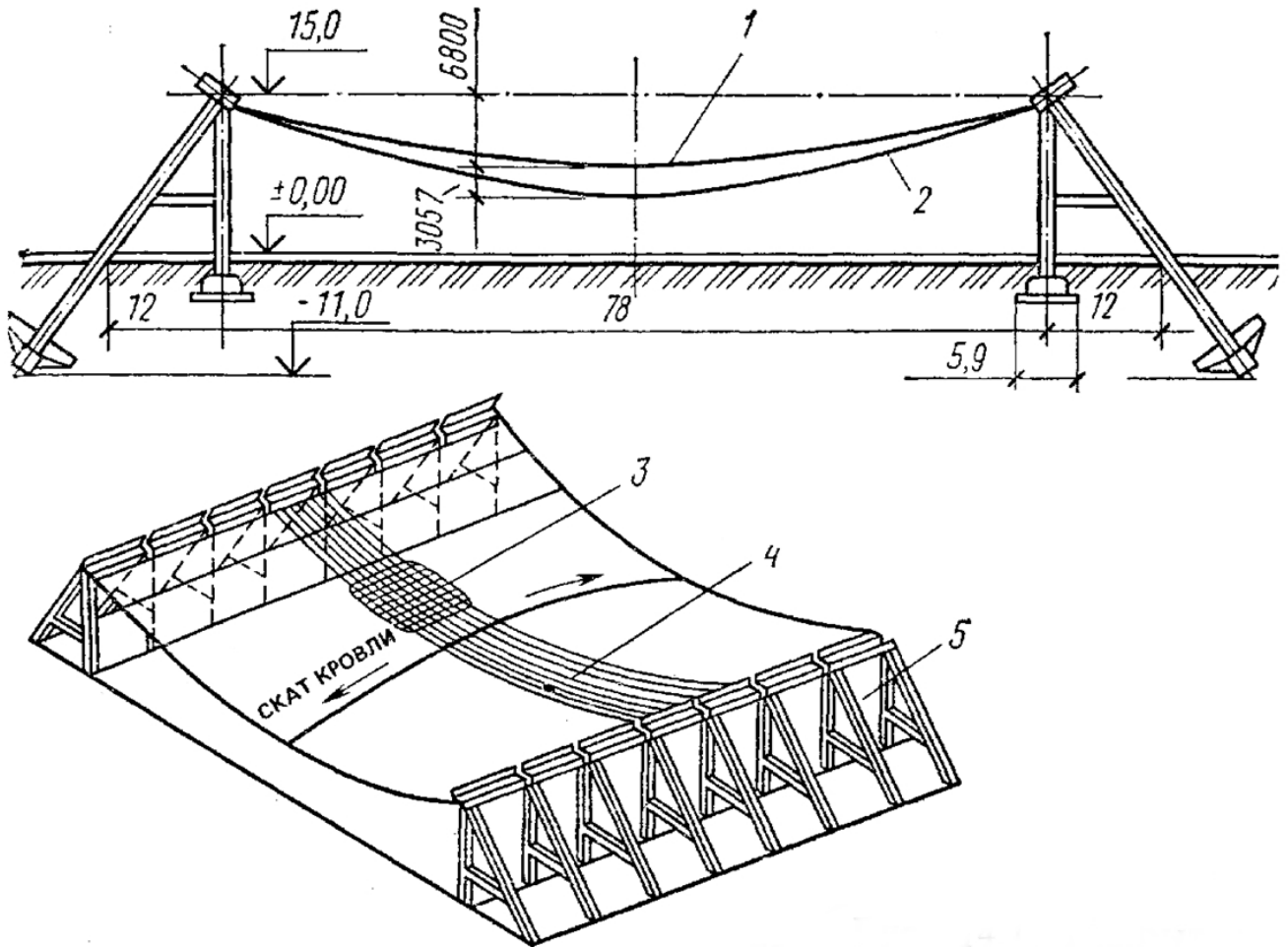


Рис. 5.6. Покрытие гаража в Красноярске: 1, 2, 4 – несущие стержни > 40 мм через 1,5 м; 3- железобетонные плиты; 5 – опорная конструкция

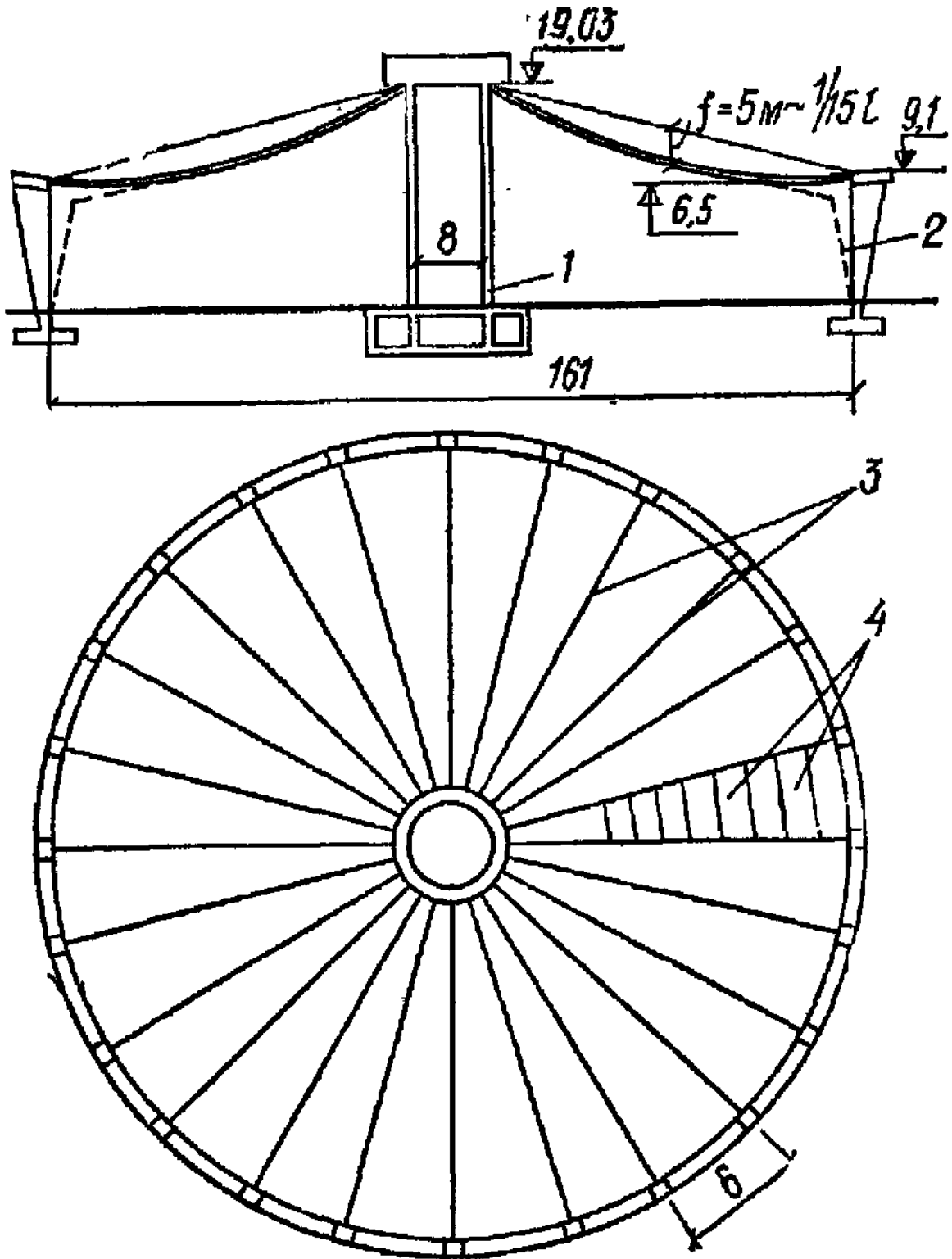


Рис. 5.7. Покрытие гаража в Киеве: 1 – средняя железобетонная опора; 2 – водосток; 3 – тросы 84 шт. \times 65 мм; 4 – ребристые железобетонные плиты

дилось предварительное напряжение тросов пригрузом (по плитам или с помощью подвеса) балласта. Затем выполнялось замоноличивание швов между сборными плитами расширяющимся бетоном, выдержка швов до набора прочности монолитного бетона и разгрузка балласта. Другие способы предварительного напряжения аналогичных оболочек приведены в [9, с. 284...286] .

Группа 2 – однопоясные системы с изгибно-жесткими нитями

В покрытиях зданий этой группы в качестве несущих элементов обычно используют криволинейные двутавровые балки или фермы, хорошо работающие одновременно на растяжение и на изгиб. Для уменьшения изгибающего момента от постоянной нагрузки кривую их провиса принимают по веревочной кривой. Для этого на стадии изготовления или в период монтажа в нижних поясах устраивают подвижные шарниры, превращая ферму в гибкую нить. После завершения монтажа и нагружения фермы постоянной нагрузкой от кровли подвижные шарниры закрывают и уже на временные нагрузки (снег) ферма работает как изгибно-жесткая нить.

Примером такого покрытия является покрытие над зданием Олимпийского плавательного бассейна в Москве [7] рис. 5.8. Это овальное в плане здание размерами 126×104 м перекрыто фермами, изогнутыми по квадратной параболе. Фермы расположены параллельно с шагом 4.5 м и шарнирно прикреплены к наклонным железобетонным аркам. Сами фермы имеют: стрелу провеса $\frac{1}{6}L$, высоту сечения 2.5 м; верхний пояс из швеллера №40 (сталь – 10Г2С1) по [9], нижний – из швеллера №20 и решетку из уголков (сталь Ст3). По фермам уложен профилированный настил, утеплитель и гидроизоляция. Покрытие имеет систему горизонтальных и вертикальных связей, которые обеспечивают пространственность работе покрытия. Существенным достоинством данной системы явилась возможность устройства легкой кровли без предварительного напряжения, что упростило несущие и опорные конструкции. Покрытия такого типа выполнены также в Харькове и Вильнюсе.

Группа 3 – двухпоясные висячие покрытия зданий

В таких покрытиях пояса с отрицательной кривизной, направленной вниз, являются несущими, а пояса с положительной кривизной, направленной вверх, – стабилизирующими. Между собой пояса соединены распорками или растяжками, с помощью которых обеспечивается совместная работа поясов на восприятие внешних нагрузок. Двухпоясные висячие конструкции являются мгновенно жесткими за счет предварительного напряжения. При этом предварительное напряжение подают на стабилизирующий пояс, которое за счет распорок или растяжек передается и на несущий пояс.

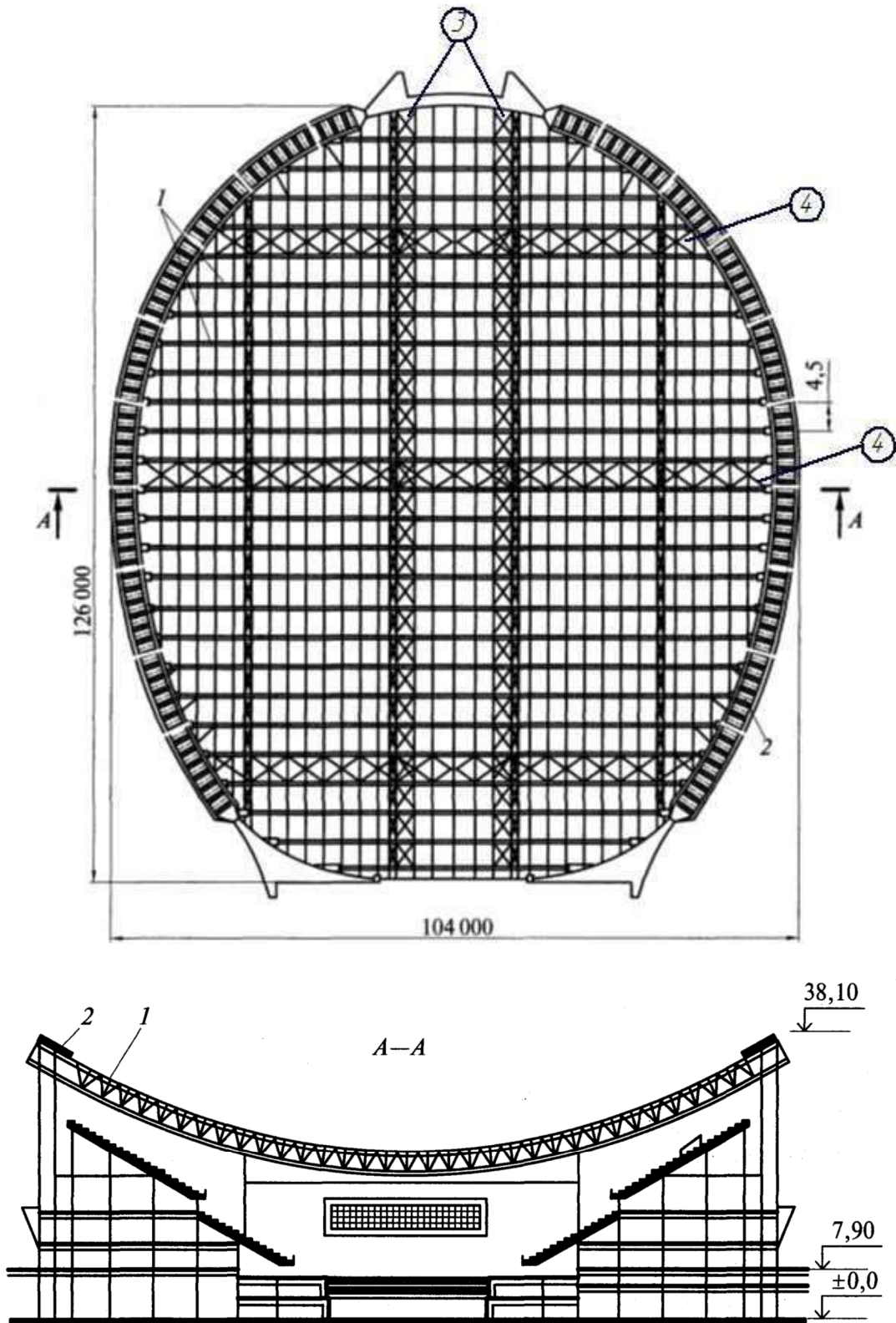


Рис. 5.8. Покрытие изгибно-жесткими нитями (Олимпийский плавательный бассейн в г.Москве): 1 – висячие фермы; 2 – опорная конструкция; 3 – связи продольные; 4 – связи поперечные

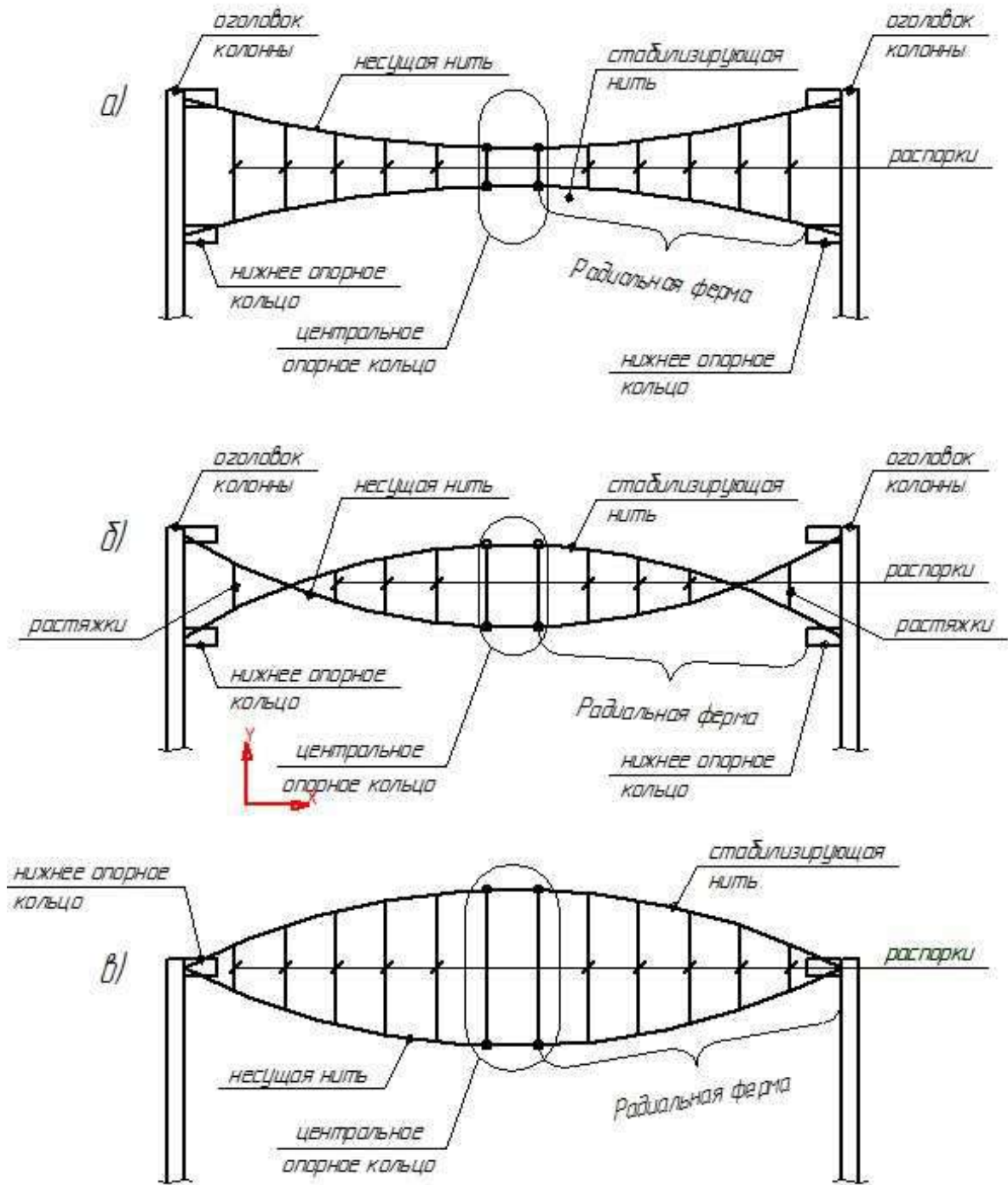


Рис. 5.9. Схемы двухпоясных несущих систем в покрытиях круглого плана с центральными кольцами и с мгновенно жесткими радиальными фермами:
 а – вогнутые (линзовидные); б – выпукло-вогнутые;
 в – выпуклые (линзовидные)

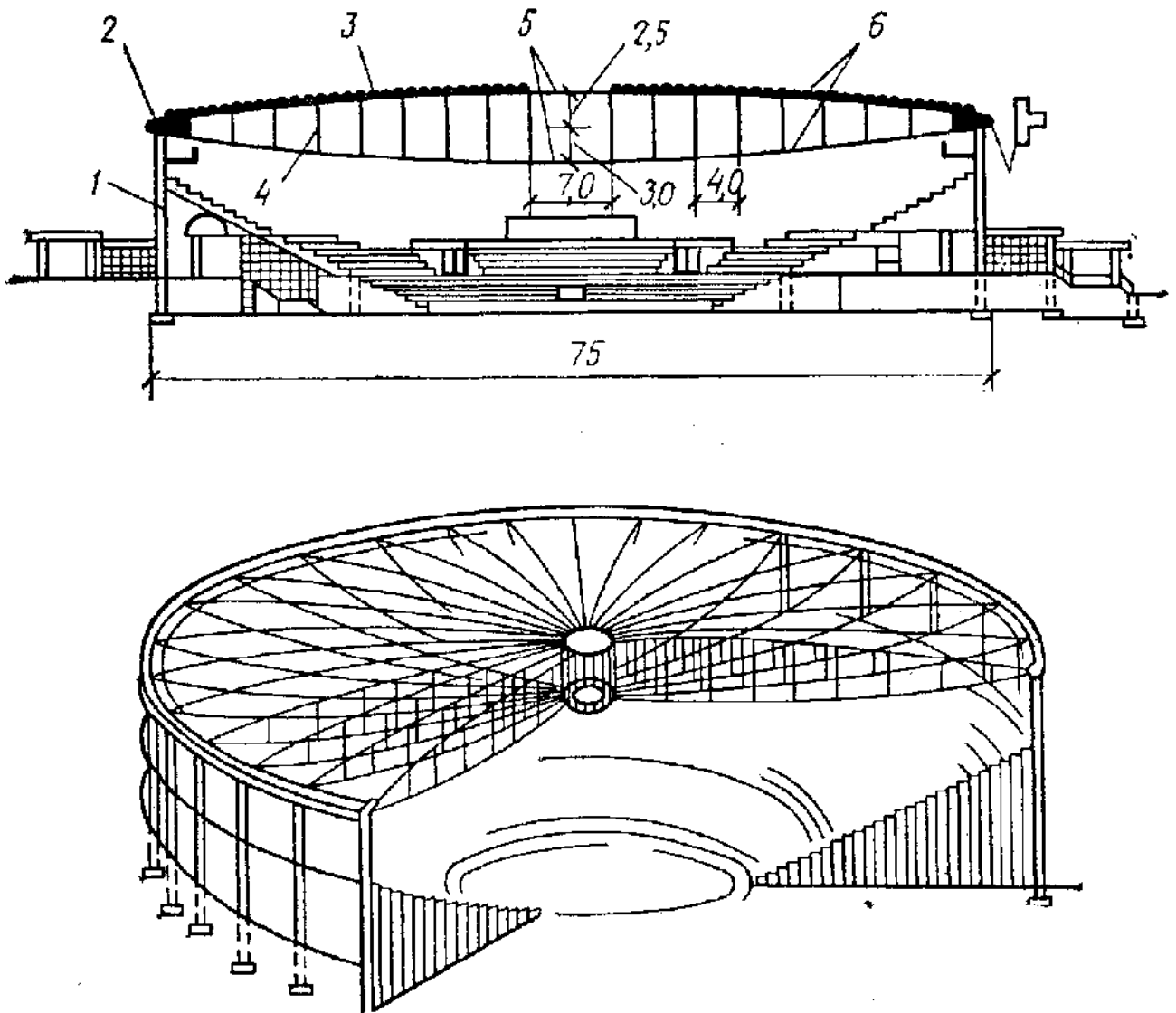


Рис. 5.10. Покрытие аудитории в г. Утике (США): 1 – железобетонная колонна;
 2 – железобетонное опорное кольцо; 3 – покрытие по плитам из волнистой стали;
 4 – распорная стойка; 5 – стальные кольца;
 6 – предварительно напряженные тросы (по 72 шт.)

Силы взаимодействия, появляющиеся между поясами, называют контактной нагрузкой. Стабилизация двухпоясных висячих конструкций за счет предварительного напряжения дает возможность применить легкую кровлю, работающую независимо от висячей конструкции. В зависимости от взаимного расположения несущего и стабилизирующего поясов мгновенно жесткие двухпоясные конструкции могут создавать вогнутое, выпуклое или выпукло-вогнутое покрытие рис. 5.9. Наиболее распространенные конструктивные формы двухпоясных висячих покрытий – круглые с радиально расположенными двухпоясными конструкциями. В качестве примера двухпоясного выпуклого висячего покрытия круглого плана можно назвать покрытие здания в США (г. Утике) рис. 5.10 диаметром 75 м с радиально установленными двухпоясными конструкциями (72 шт.), опирающимися на два контура (внутреннее и наружное кольца). Пояса из стальных тросов: стабилизирующие диаметрами $\varnothing 41$ мм (верхние), несущие диаметрами 51 мм (нижние). Кровля по верхним поясам легкая из металлических плит с утеплителем и гидроизоляцией. Внутреннее кольцо диаметром 7 м имеет два пояса. Наружное кольцо железобетонное таврового сечения 1.5×1.8 м расположено на 24-х колоннах. Взаимодействие поясов происходит через сжатые стальные стойки из труб с шагом 4 м стрела подъема стабилизирующих тросов – $2.5 \text{ м} \left(\frac{1}{30} D_n \right)$, стрела прогиба несущей нити – $3.0 \text{ м} \left(\frac{1}{25} D_n \right)$.

В качестве примера двухпоясного висячего покрытия выпукло-вогнутого (с пересекающимися тросами) можно назвать покрытие здания дворца спорта «Юбилейный» в Ленинграде рис. 5.11 диаметром 93.2 м. Радиально расположенные двухпоясные конструкции (48 шт.) опираются на внутреннее стальное растянутое кольцо диаметром $D_e = 12$ м, имеющее два пояса, и наружное железобетонное – сечением 2.8×0.62 м, опирающееся на 48 колонн по контуру. Взаимодействие поясов происходит через стойки и растяжки с шагом 3 м. Стрела подъема стабилизирующих тросов – $3 \text{ м} \left(\frac{1}{30} \right)$ пролета). Стрела прогиба несущих тросов – $4.5 \text{ м} \left(\frac{1}{20} \right)$ пролета).

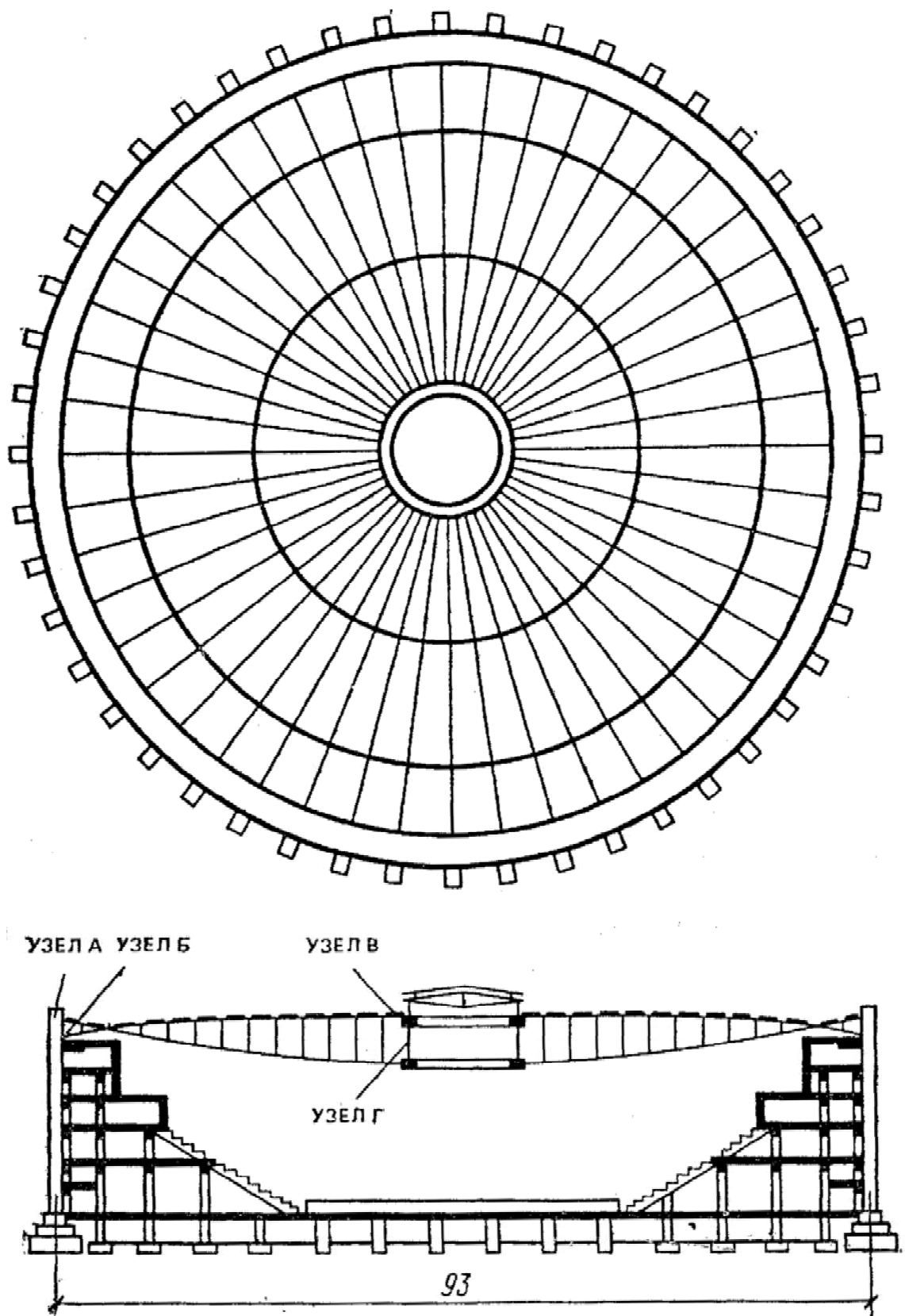


Рис. 5.11. Покрытие дворца спорта «Юбилейный»
(Узлы А-Г см. на рис. 16.5 [5])



УЗЕЛ А

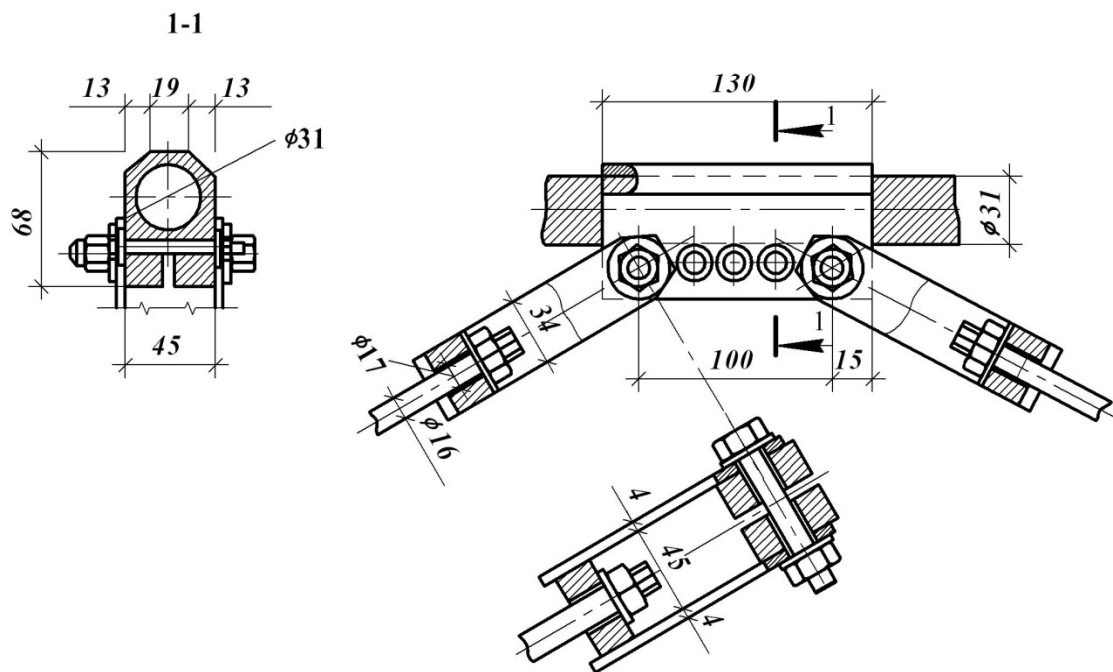


Рис. 5.12, а. Тросовая ферма: 1 – покрытие по стальному настилу;
2 – основные канаты; 3 – дистанционный канат; 4 – раскосы

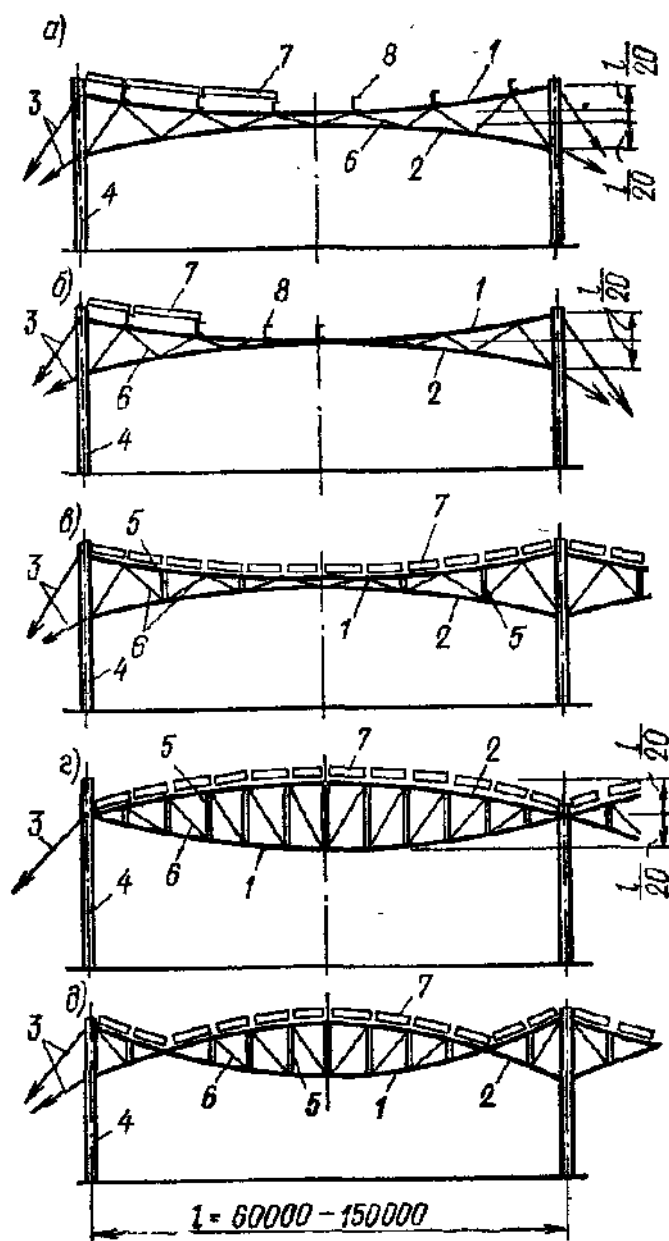


Рис. 5.12, б. Схемы вантовых предварительно напряженных ферм:
 а-в – вогнутые с различным типом решетки; г – выпуклая;
 д – выпукло-вогнутая; 1 – несущая ванта; 2 – стабилизирующий трос;
 3 – оттяжка; 4 – колонна; 5 – жесткие распорки; 6 – гибкие затяжки;
 7 – плиты покрытия; 8 – прогон

Группа 4 – большепролетные здания с покрытиями из тросовых ферм

Тросовые фермы представляют собой дальнейшее развитие двухпоясных мгновенно жестких конструкций. В отличие от последних в тросовых фермах вместо распорок и растяжек между поясами применены раскосная и треугольная решетки. Преимущественное применение в тросовых фермах находят треугольные решетки из гибких элементов, работающих только на растяжение за счет достаточного предварительного напряжения стабилизирующих поясов из тросов рис. 5.12, а. При применении раскосной решетки сжатые элементы выполняют из жестких профилей [7] рис. 5.12, б. Тросовые фермы в покрытиях зданий широко распространены в ряде стран Западной Европы, где они называются по имени шведского инженера Яверта, который первый применил такие фермы в покрытиях зданий. Анализ покрытий зданий тросовыми фермами показывает, что большинство из них прямоугольного плана с оттяжками, в которых фермы работают как плоские системы [7] рис. 5.12, а. Они достаточно надежны в зданиях с неравномерными нагрузками, особенно в многопролетных. Шаг ферм 3...6 м, что определяется настилом и легкой кровлей с утеплителем и гидроизоляцией. При этом размеры панелей верхних поясов ферм не связывают с размерами кровельных панелей, заставляя верхние пояса работать на растяжение с изгибом.

Группа 5 – висячие покрытия большепролетных зданий седловидными напряженными сетками

Седловидные покрытия представляют собой систему, состоящую из напряженной сетки, имеющей чаще всего поверхность гиперболического параболоида и жесткого опорного контура. Сетки образуются двумя семействами взаимно перпендикулярных тросов, одни из которых несущие (вогнутые), другие – стабилизирующие (выпуклые). Одним из первых висячих покрытий, отнесенных к периоду возрождения их строительства, является покрытие здания Рэлей-арены (США, 1959 г.), выполненное в форме седловидной сетки. На рис. 5.4, а показан общий вид этого покрытия, а на рис. 5.4, б – его конструктивная схема. В зависимости от конструкции опорного контура можно создавать разнообразные архитектурно-конструктивные формы седловидных покрытий и зданий в целом (рис. 5.13), благодаря чему они получили широкое распространение в практике строительства.

С точки зрения распределения усилий наилучшей поверхностью седловидного покрытия является поверхность гиперболического параболоида. Оптимальные стрелки

провеса несущих нитей – $f_n = (1/8 \dots 1/15)l_n$, а стабилизирующих нитей

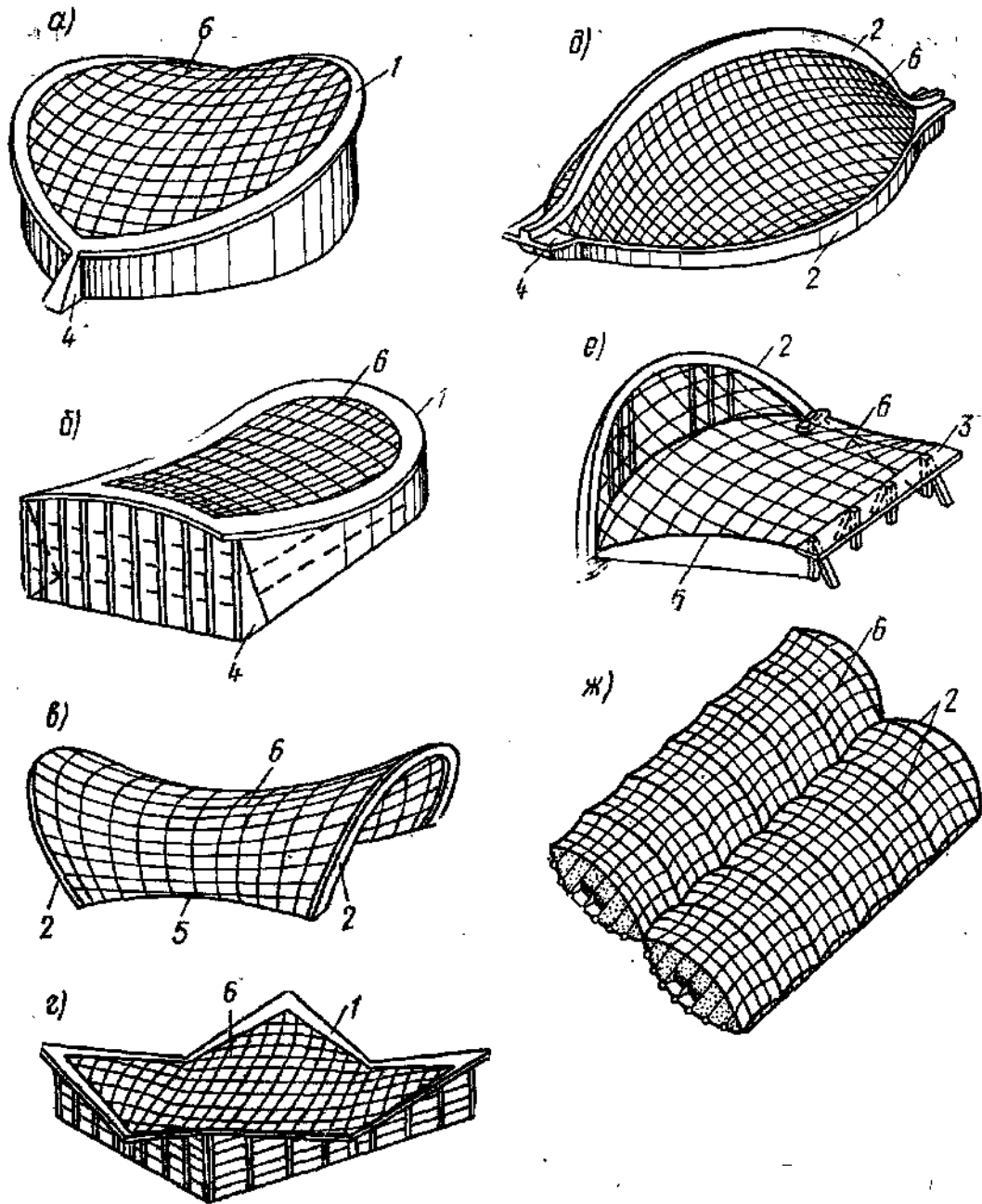


Рис. 5.13. Основные виды седловидных сеток: а – на замкнутом контуре, состоящем из двух наклонных арок; б – на сложном криволинейном контуре; в – с наклонными арками и тросами-подборами; г – на квадратном плане с прямолинейным опорным контуром; д – с вертикальной аркой; е – комбинированное решение с аркой, балкой и тросами-подборами; ж – с несколькими опорными арками; 1 – опорный контур; 2 – арка; 3 – балка; 4 – пилон; 5 – трос-подбор; 6 – сетка

$f_c = (1/10 \dots 1/25)l_c$. Расстояние между тросами в покрытиях с жесткими настилами ≤ 3 м. В целом несущая система такого покрытия работает как пространственная. Эффективность седловидных систем в значительной мере зависит от материалоемкости опорного контура. Наиболее экономичны опорные контуры в виде параболических наклонных арок или эллиптического пространственного, или круглого кольца. Примерами современных зданий с седловидными сетками являются сетчатые покрытия на рис. 5.14 и на рис. 5.15.

Группа 6 – здания с комбинированными несущими конструкциями покрытий (стержневые балки или фермы и ванты)

Использование таких покрытий весьма целесообразно в большепролетных зданиях. В учебном пособии Н.М. Кирсанова [13] этим конструкциям посвящен отдельный раздел. Одним из примеров подобного покрытия большепролетного производственного здания из [13] покажем проект цеха на рис. 5.16, а,б. Цех имеет пролет 96 м с подвесными многоопорными кранами грузоподъемностью по 10 тн. В каркасе стальные спаренные рамы с шагом 12 м состоят из двухветвевых колонн постоянного сечения ($h_k = 1400$ мм) с расстоянием между ветвями 3 м, к которым сбоку на опорных столиках закреплены балки жесткости ($h_o = 1000$ мм), подвешенные сверху в пролете к провисающей гибкой нити из стальных тросов. Снизу к балкам прикреплены крановые пути для подвесных кранов. Сверху по балкам уложена щитовая кровля. Для повышения жесткости в середине пролета крепление тросов к балке выполнено неподвижно.

Другой пример комбинированного покрытия [13] приведен на рис. 5.17, а, рис. 5.18, рис. 5.19, рис. 5.20 – проект спортивно-тренировочного манежа в Ленинграде, выполненный в институте ЛенЗНИИЭП. Каркас здания пролетом 72 м, длиной 126 м представляет собой рамную конструкцию с шарнирным опиранием стальных ригелей на наклонные железобетонные колонны. При этом ригели усилены параболическими тросовыми затяжками из 2-х канатов $\varnothing 55$ мм. К внешним консолям ригелей подвешены железобетонные колонны фахверка, создающие разгружающие моменты в ригелях. Покрытие имеет развитую систему связей. Расход стали 67,4 кг/м².

Третий пример – типовой ангар, имеющий комбинированное покрытие из жестких стальных ферм пролетом 60 м, подкрепленных вантами из тросов [7] рис. 5.21. Такая консольная система удобно сочетает в себе технологические преимущества с экономичностью.

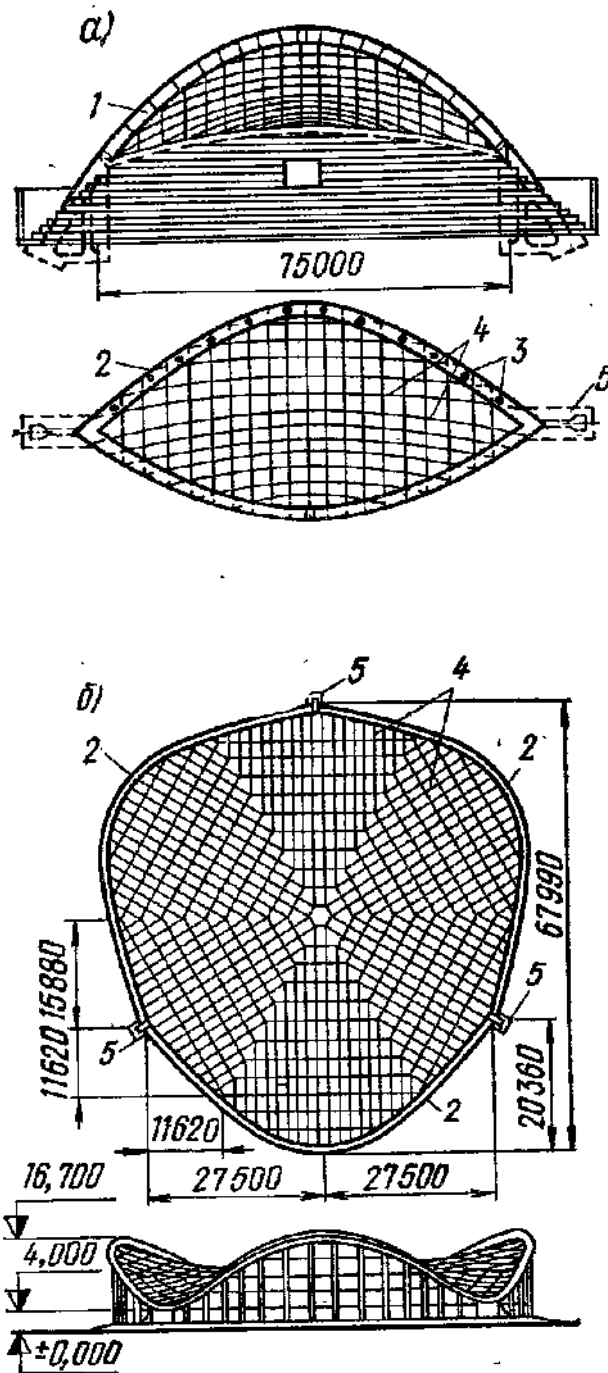


Рис. 5.14. Примеры сетчатых висячих покрытий, осуществленных в стране:
 а – певческая эстрада в Таллине; б – бассейн в Аркадии (Одесса);
 1 – арка стальная; 2 – арка железобетонная; 3 – колонны;
 4 – тросы; 5 – пилоны

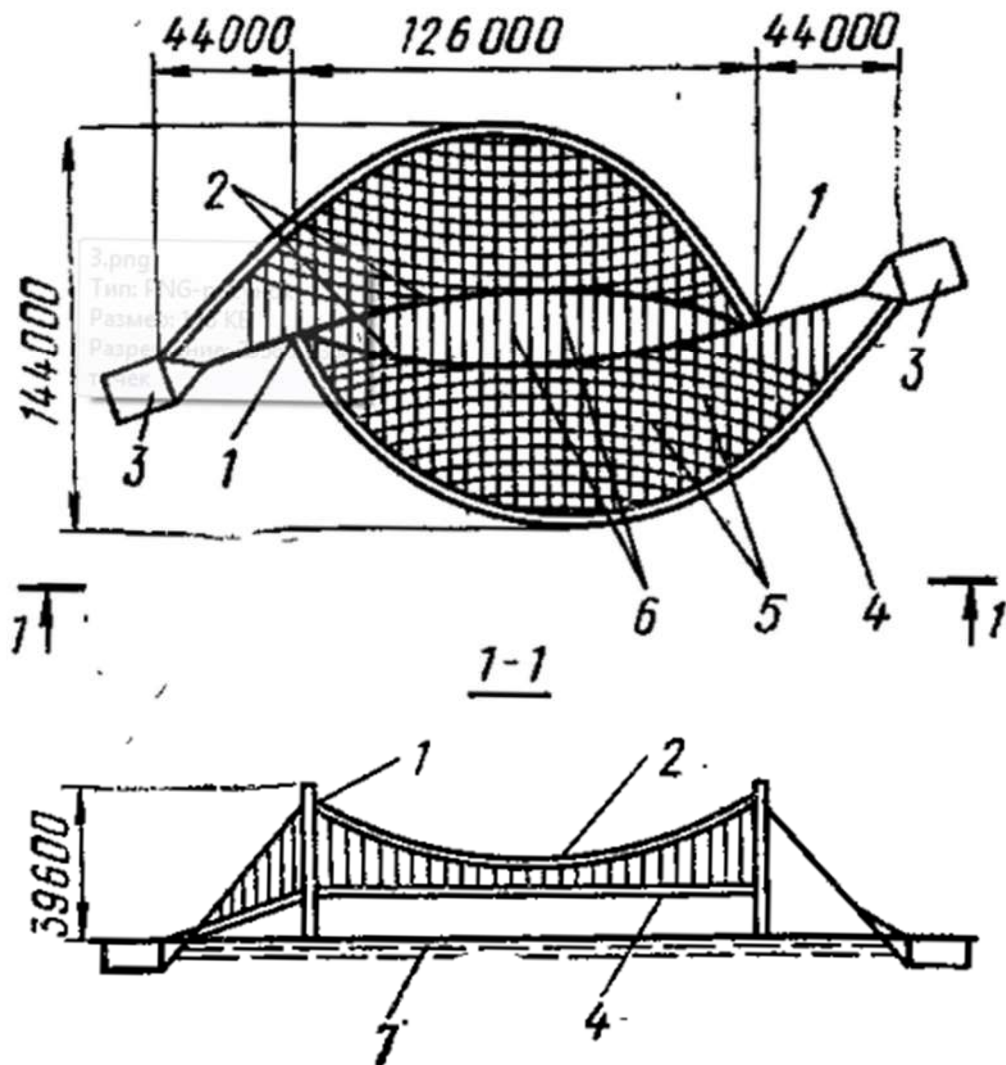


Рис. 5.15. Пример сложного сетчатого покрытия плавательного бассейна олимпийского комплекса в Токио (Япония): 1 – пилоны; 2 – тросы подборы; 3 – анкерные фундаменты; 4 – контурные балки; 5 – вантовые фермы; 6 – связи; 7 – распорные балки

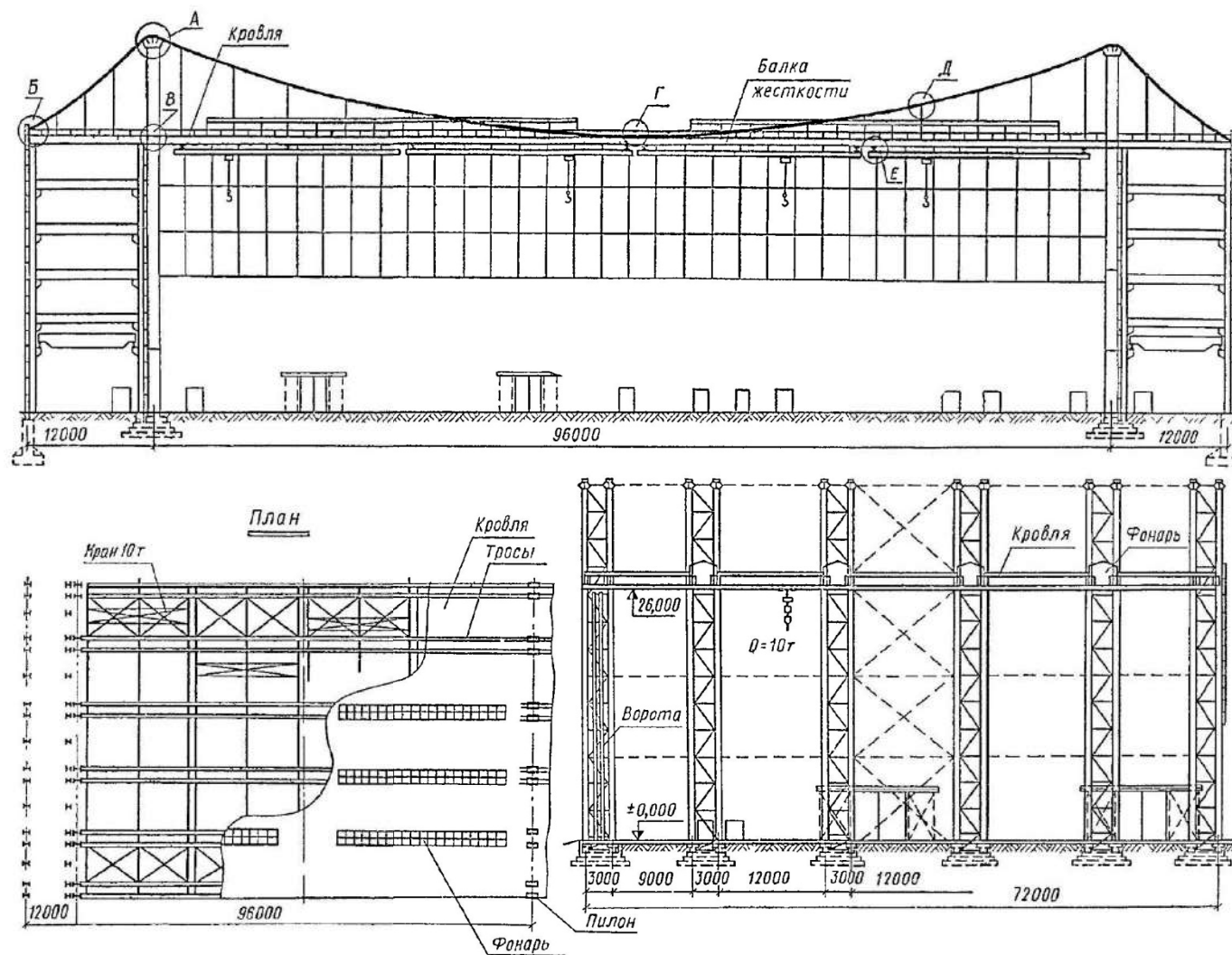


Рис. 5.16, а. Промышленное здание с висячим покрытием. План, разрез

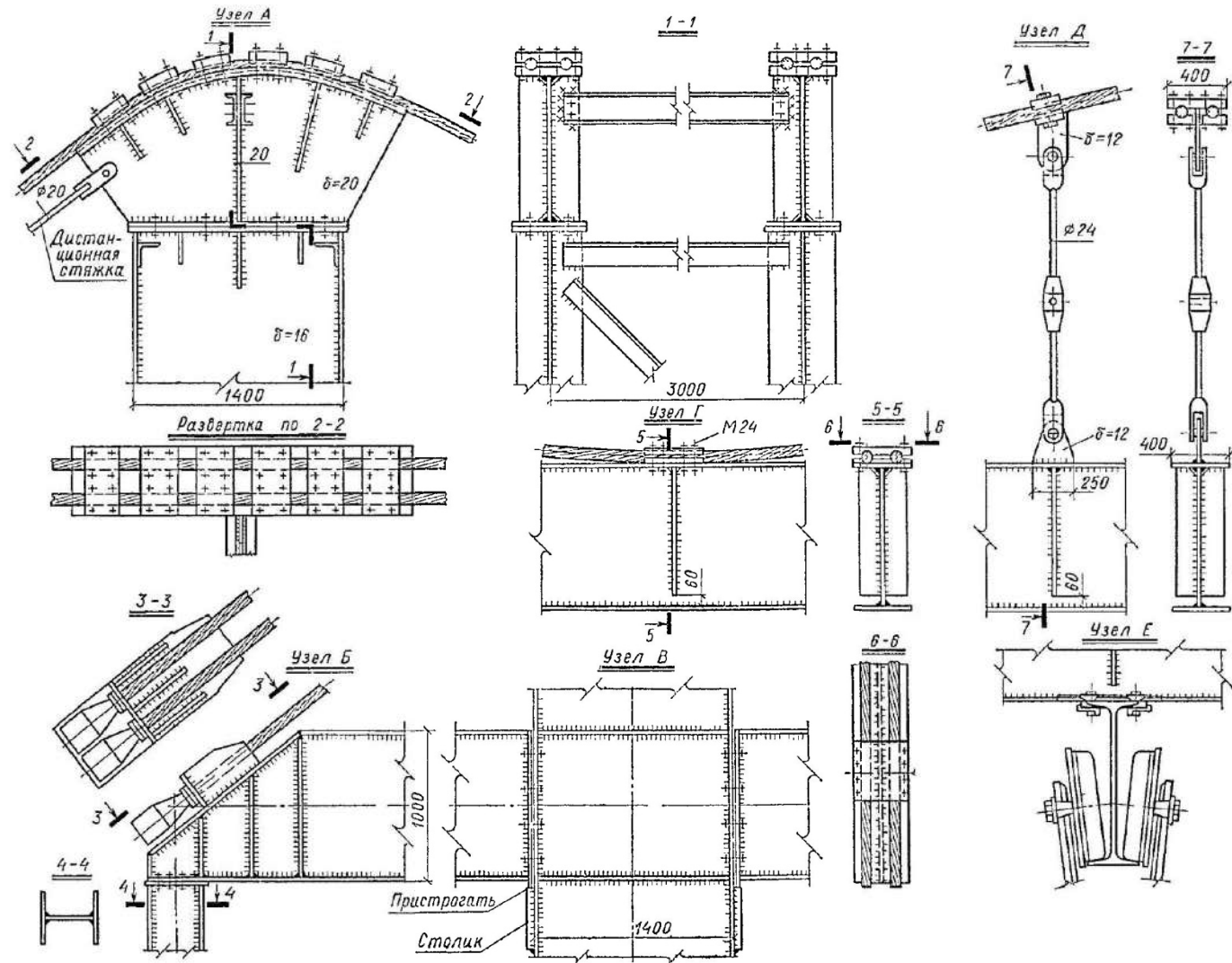


Рис. 5.16, б. Промышленное здание с висячим покрытием. Узлы

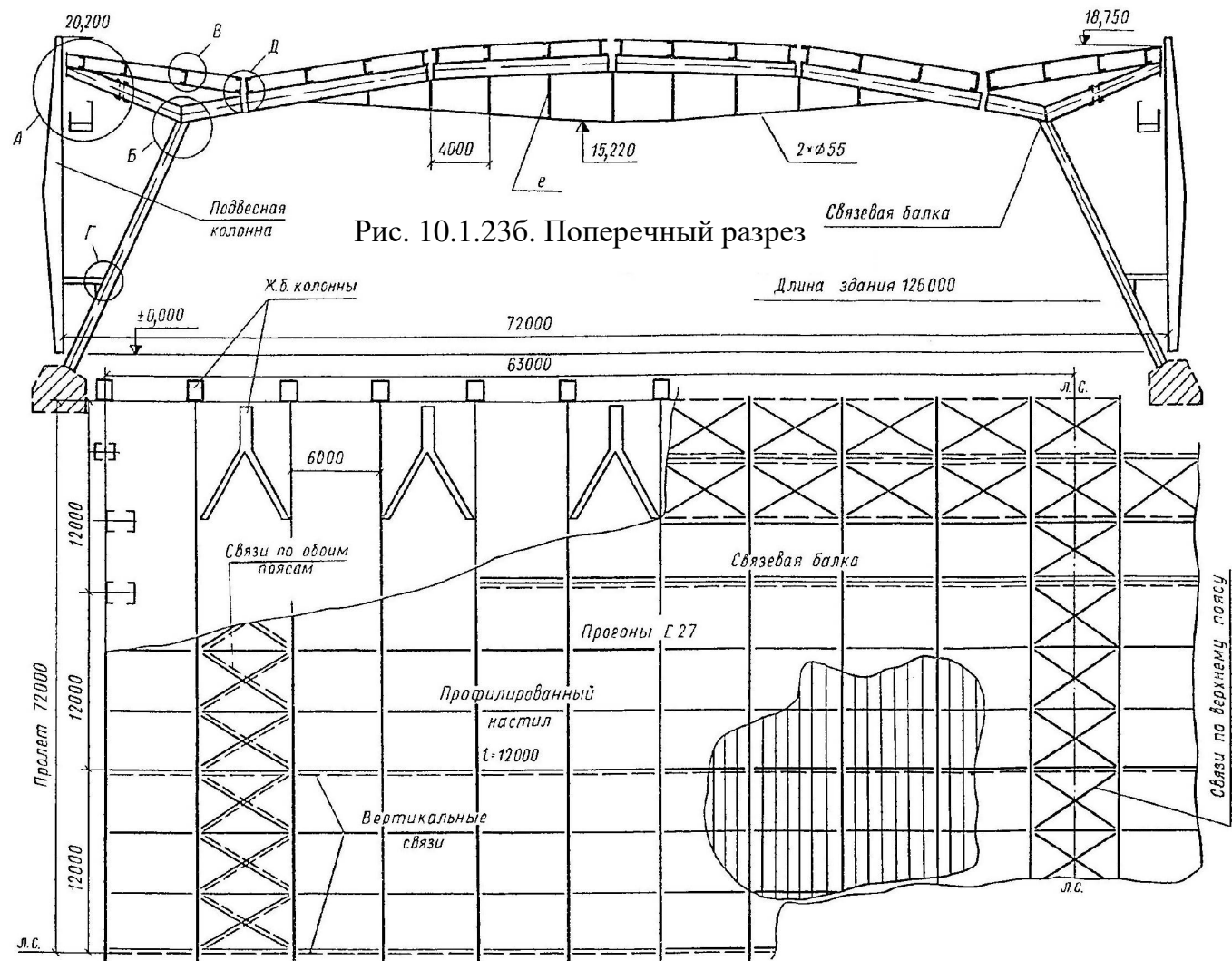


Рис. 10.1.236. Поперечный разрез

Рис. 5.17, а. Спортивно-тренировочный манеж в Ленинграде. План

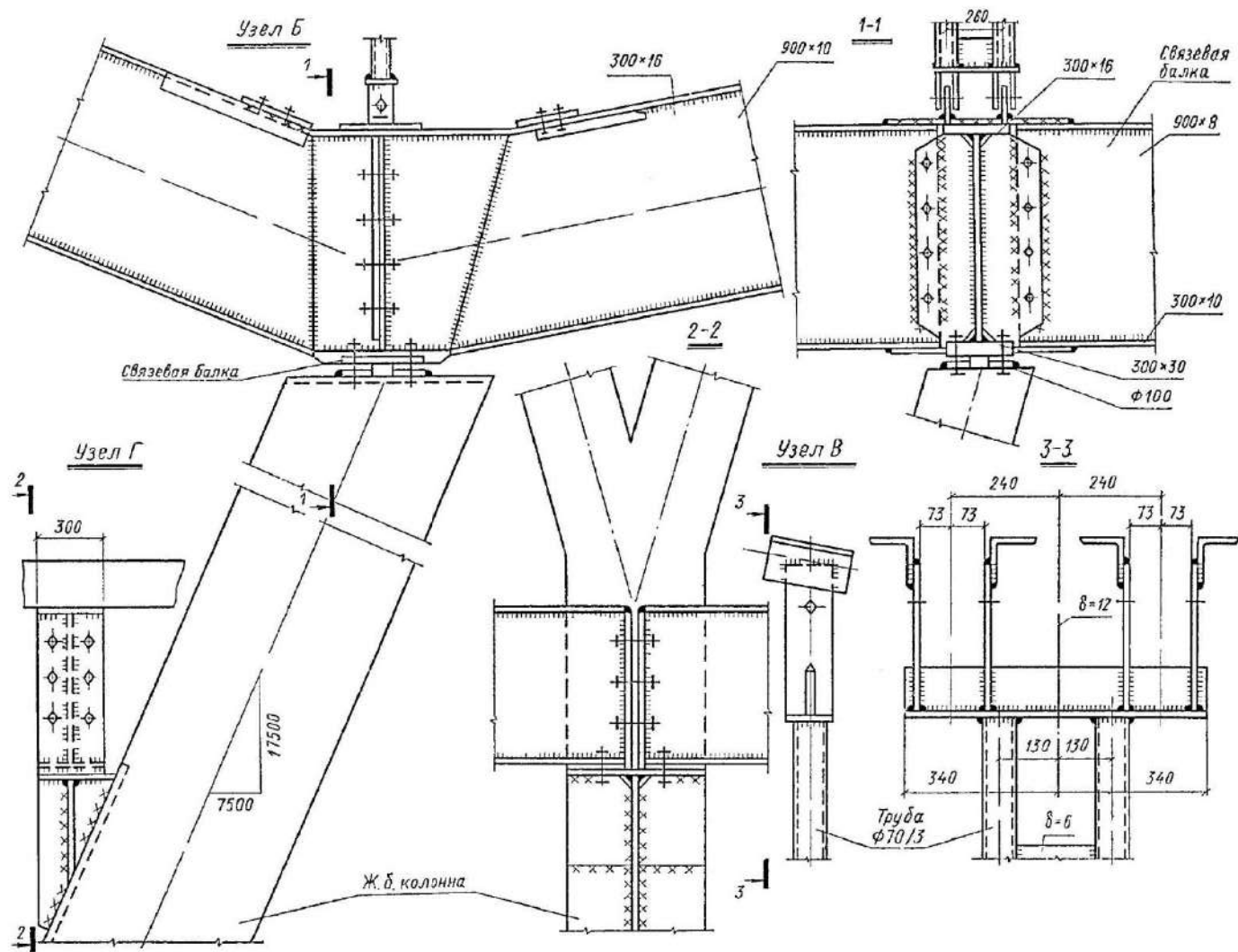


Рис. 5.19. Спортивно-тренировочный манеж в Ленинграде. Узлы

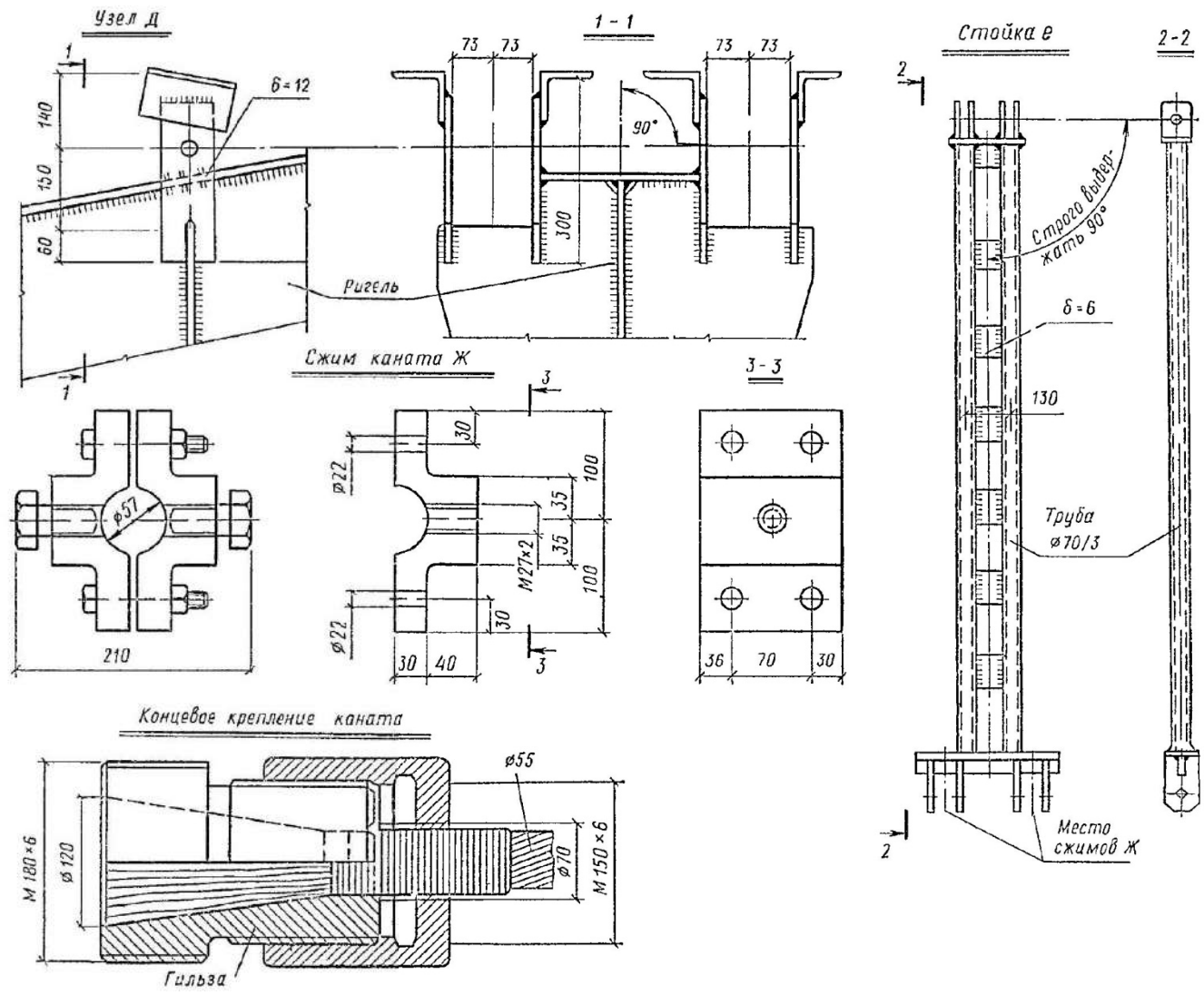


Рис. 5.20. Спортивно-тренировочный манеж в Ленинграде. Узлы

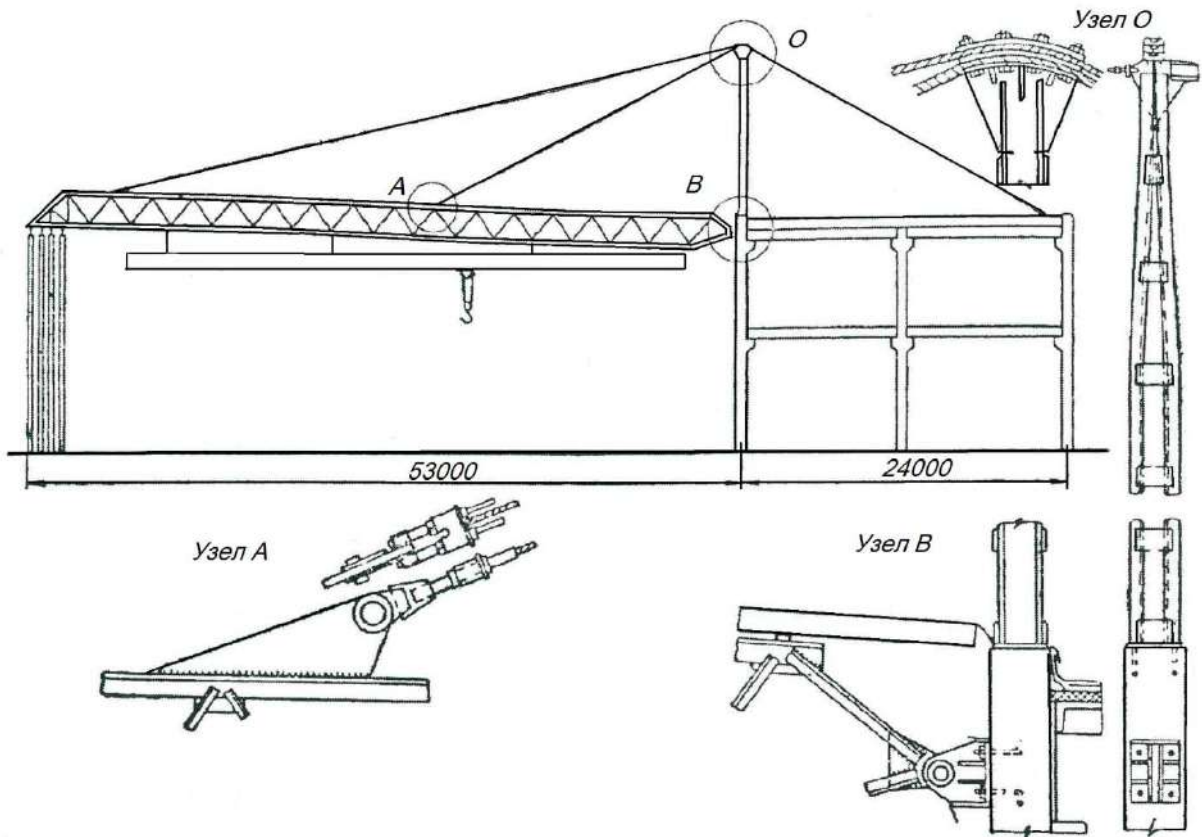


Рис. 5.21. Проект покрытия ангара комбинированной системой –
балочная ферма на тросах

Группа 7 - большепролетные здания с покрытиями из висячих мембранных оболочек

а). Мембранное покрытие в форме эллиптического параболоида крытого стадиона на проспекте Мира (г. Москва, 1980 г.)

Основные размеры здания по главным осям ~ 224×183 м. Высота зала до низа несущих конструкций – 23,5 м. (рис. 5.22).

Здание перекрыто мембранно-висячей оболочкой, работающей на растяжение в двух направлениях. Мембрана подкреплена системой радиальных и кольцевых направляющих. Радиальные направляющие – висячие фермы высотой 2,5 м (64 шт.) – установлены с шагом 10 м по наружному контуру и с шагом 1,34 м у внутреннего кольца. В межферменном пространстве расположены технологическое оборудование и переходные мостики. Кольцевые направляющие из прокатных элементов служат связями между радиальными элементами на период монтажа и при эксплуатации покрытия.

Наружный опорный контур опирается на колонны и испытывает внецентренное сжатие от горизонтальных усилий с мембраны. По длинной оси здания наружный опорный контур соединен с двумя парами железобетонных диафрагм (со связями между ними), размещенных в плоскости стен лестничных клеток. Они обеспечивают общую устойчивость каркаса здания. Геометрия оболочки определяет водоотвод с покрытия. Организованы две ендовы с системой водосточных воронок: 44 воронки диаметром по 150 мм отводят воду гибкими шлангами к двум трубам – резервуарам, подвешенным к мембране, из которых вода самотеком отводится в ливневую канализацию четырьмя трубами диаметром по 400 мм, расположенными с уклоном.

Пролетная конструкция мембраны имеет стрелу провисания 12,5 м. Ее начальная геометрия принималась по кривым провисания радиальных ферм под воздействием нагрузок, прикладываемых к системе до объединения лепестков в сплошную мембрану-оболочку. При этом ставились условия, чтобы в концентрических зонах поверхности получались подобные эллипсы.

Толщина мембраны (t) на 90% поверхности принята равной 5 мм с увеличением до 10 мм в центральной зоне на расстоянии до 20 м от центрального кольца – балочной клетки. Марка стали 14Г2.

Мембрана собиралась из 64 трапециевидных лепестков длиной около 90 м и шириной в пределах 1,7÷10,4 м – по числу радиальных направляющих и их шагу. Лепестки доставлялись на строительную площадку в рулонах. Для этого верхний пояс радиальных ферм выполнен из швеллера № 40 и установлен полками вниз. Нижний пояс – из швеллера № 18 – полками вверх. Треугольная решетка – из одиночных уголков

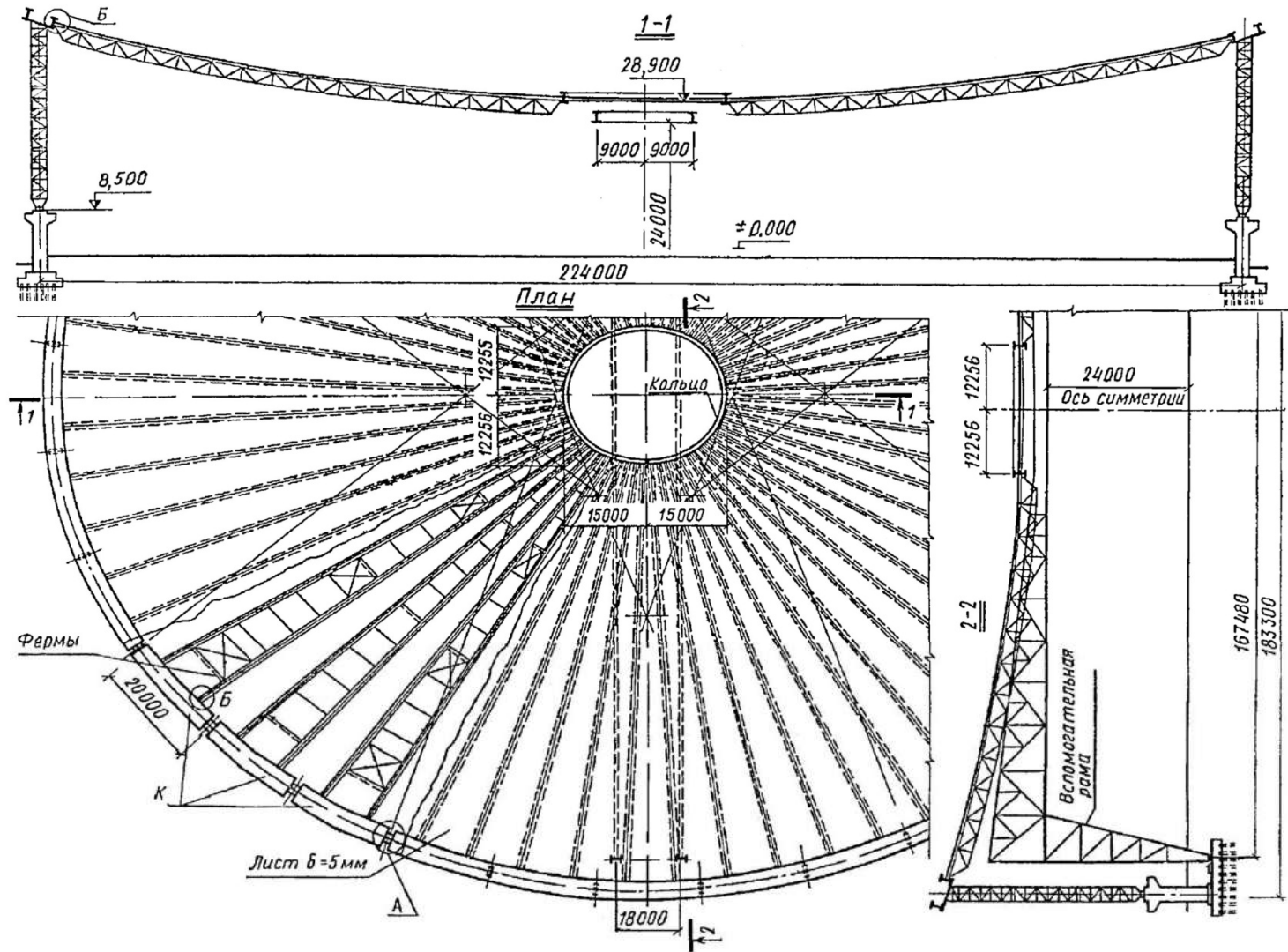


Рис. 5.22. Крытый стадион на проспекте Мира в Москве

100x7 на фасонках, приваренных к стенкам швеллеров. Узлы опирания ферм к наружному контуру шарнирные со свободным поворотом в вертикальной плоскости.

Внутреннее центральное кольцо размерами в плане 24×30 м выполнено из системы ортогонально расположенных балок, окаймленных по контуру сварным двутавром высотой 1 м. Сверху на него уложен стальной лист толщиной 8 мм (14Г2) в уровне примыкания пролетной оболочки.

Наружный опорный контур – из монолитного железобетона в стальном коробе сечением 5×1,75 м. Сечение короба наклонено внутрь зала под углом 18° к горизонту, что совпадает со средним углом наклона касательной к поверхности оболочки по кривой линии примыкания к контуру при полной нагрузке. Стальной короб в плане состоит из 8 частей, сопряженных дугами окружностей 3 радиусов. В связи с этим, как отмечено в [6], расхождение с расчетным эллипсом превысило 10 см, а число типоразмеров опалубки уменьшено. Исходя из периметра здания 640 м и шага колонн 20 м стальной короб для наружного опорного контура был разделен на 64 прямолинейных участка (также по числу радиальных направляющих). Опалубка на заводе изготовлялась корытообразными марками длиной по 10 м, шириной по 2,5 м (половина ширины всего сечения опалубки) и высотой 1,75 м. Толщина листа – 12 мм, поперечное сечение марки показано на рис. 5.23:

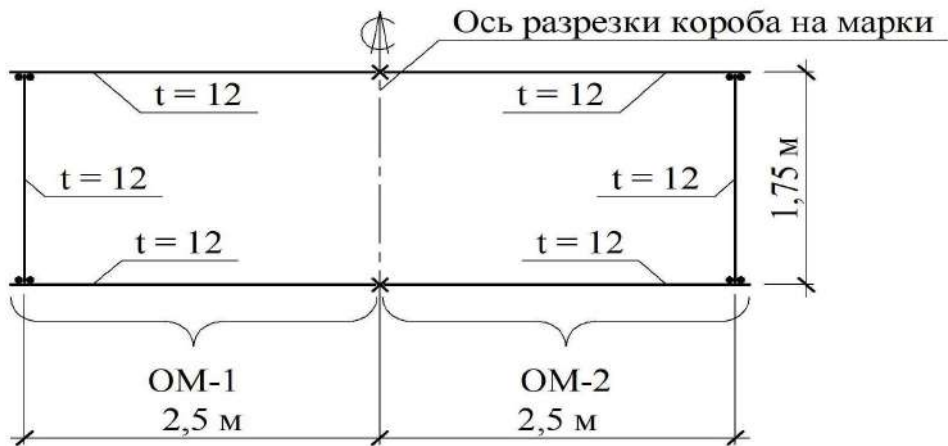


Рис. 5.23

Наружный опорный контур опирается на 32 колонны с шагом 20 м. Колонны высотой 31,9 м опираются на железобетонные подколоники, связанные с железобетонными конструкциями подиума. Верхние узлы колонн жестко соединены с опорным контуром, нижние имеют цилиндрические шарниры в радиальном направлении и жестко закреплены в кольцевом. Это позволило снизить изгибающие моменты в колоннах от температурных и усадочных деформаций наружного опорного контура.

Поперечное сечение стальных колонн $2 \times 0,8$ м сквозного сечения с четырьмя ветвями из уголков 200×30 мм, решетка – из одиночных уголков по длинным сторонам и из планок по коротким сторонам. В верхней части колонн на длине 15 м планки заменены сплошным листом толщиной 12 мм. По высоте стержня колонны имеют горизонтальные диафрагмы с шагом 4 м. После монтажа стальные колонны были обетонированы.

б). Мембранное покрытие в форме двух гиперболических параболоидов – седловидные покрытия: велотрек в Крылатском

План покрытия в форме эллипса 168×138 м. Высота здания по концам коротких сторон оболочек составляет 11,2 м, а по концам длинных сторон – 13,2 м. В середине внутренних арок высота равна 18 м. Основные параметры здания приведены на рисунках 5.24, 5.25, 5.26.

Размер в плане каждой из двух седловидных оболочек по центральным осям симметрии равен 66×168 м, а расстояние в осях между внутренними арками в середине пролетов – 6000 мм, на опорах – 30000 мм.

Наружные арки наклонены к горизонтальной поверхности под углом $13^\circ 44'$, внутренние – под углом $36^\circ 19'$. Очертание арок близко к параболическому: оси их очерчены по двум сопряженным окружностям, а центры и радиусы подобраны из расчета наименьшего отклонения осей арок от параболической кривой давления постоянной и снеговой равномерно распределенных нагрузок. Как считают авторы проекта [6], это позволило унифицировать заводские марки арок. Наружные арки в своей средней части опираются на консоли балок трибун с шагом 12 м. Пяты контурных арок каждой оболочки жестко закреплены в железобетонные опоры.

Внутренние арки перекрывают пролет без промежуточных опор и объединены в пространственный блок фермами с параллельными поясами (с шагом 6,3 м) и горизонтальными связями в плоскости верхних поясов ферм. По фермам устроена светопрозрачная кровля из стеклопакетов, разделенных ендовами для стока воды.

Фундаменты каждой оболочки соединены затяжкой, а опоры смежных оболочек – железобетонной распоркой. Фундаменты оболочек объединены попарно общей плитой. Контурные арки выполнены из сварного короба постоянного сечения 2×3 м из листов 20 и 40 мм. По длине каждая арка закомпонована из двух типов сечений.

В наружных арках приопорные участки длиной по 24 м изготовлены из листов толщиной 40 мм, пролетные участки – из листов 20 мм.

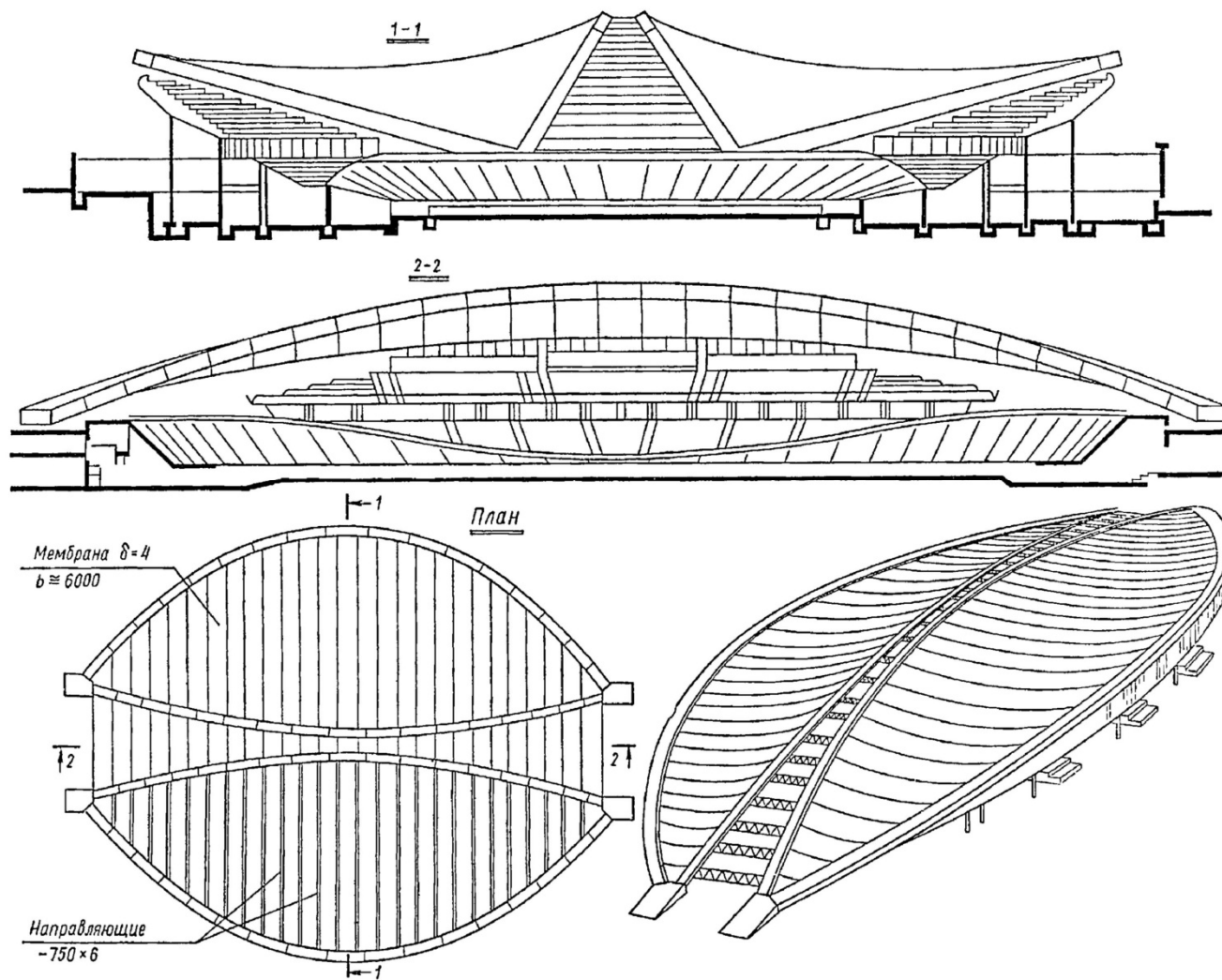


Рис. 5.24. Велотрек в Крылатском, Москва

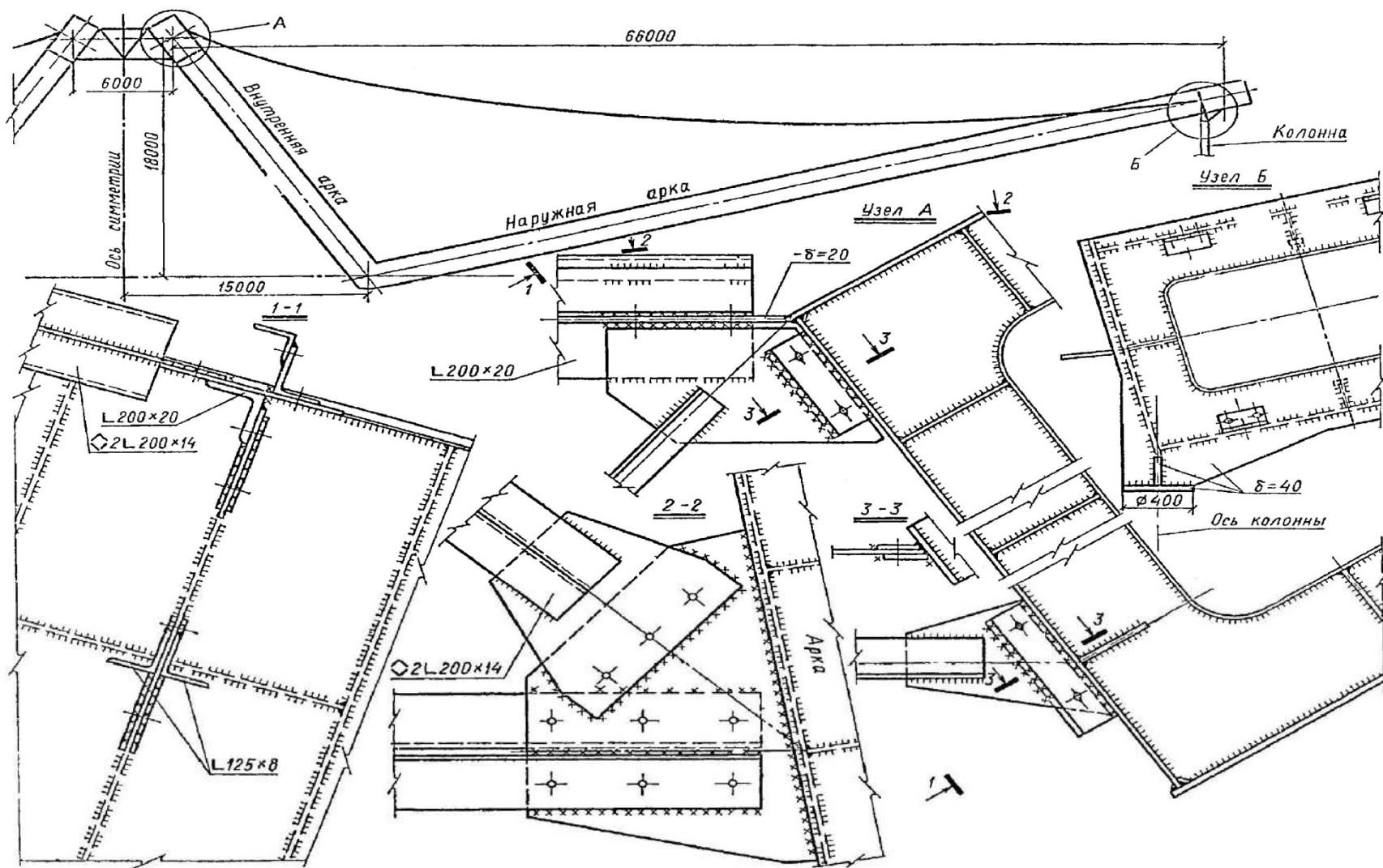


Рис. 5.25. Велотрек в Крылатском, Москва

Во внутренних арках приопорные участки длиной по 16 м изготовлены из листов толщиной 40 мм, пролетные участки из листов (t_1) 20 мм, (t_2) 40 мм (видимо, t_1 – стенка, t_2 – пояса).

Марки контурных арок длиной по 10÷12 м прямолинейные, заводского изготовления, с фрезерованными торцами и фланцами с одной стороны, а с другой – с кромками, разделанными под стыковую сварку, т. е. при сборке арок торец одной арки приваривался к фланцу другого. Местная устойчивость элементов короба обеспечивалась торцевыми фланцами в марках и промежуточными контурными ребрами жесткости в каждой марке с шагом 3 м.

Жесткое соединение бесшарнирных арок с опорами обеспечено системой поперечных упорных ребер. Пролетная часть покрытия состоит из двух мембранных оболочек отрицательной гауссовой кривизны. Полотнища мембраны шириной по 6 м толщиной 4 мм из стали 10Г2С1, длиной на весь пролет укладывали по направляющим полосам сечением 750×6 мм с шагом 6,3 м.

В перпендикулярном направлении к направляющим полосам (т. е. вдоль арок) смонтированы неразрезные прогоны из гнутых швеллеров 160×80×4 мм с шагом 3 м (под листовыми направляющими), образуя сетку - «постель» для раскатки полотнищ мембраны.

Для защиты от коррозии внутренние и наружные полости арок и внутренняя поверхность мембраны покрывались лаком БТ-177 по грунту ГФ-020.

Для защиты от огня металлические поверхности покрывались (вспучивающейся при нагревании и образующей термослой) краской ВМП-2.

Расход стали на здание составил 199,2 кг/м².

в). Мембранные покрытия из секторных листов цилиндрического очертания Дворца спорта в Измайлово (г. Москва)

Здание имеет прямоугольную форму в плане: 72×66 м – демонстрационный зал, 72×36 м – два тренировочных зала. Общая длина здания – 102 м (рис. 5.27, 5.28).

По периметру весь каркас здания объединен общим железобетонным контуром из колонн переменной высоты с шагом 6 м и железобетонного пояса 6×0,5 м в плане криволинейного очертания, опирающегося на колонны. Стрела провисания центра мембраны в демонстрационном зале – 4 м, на кромках мембраны у железобетонного контура – 4,4 м, что обеспечивает наружный водоотвод. Демонстрационный зал был перекрыт одной оболочкой, а тренировочные залы – двумя. Для мембран была принята сталь марки 12Х18Н10Т (по данным [6]) толщиной 2 мм. Из других источников [1, 2] известно, что на стадии проектирования планировалось использовать сталь марки

ОХ18Т1 (нержавеющую). Однако эта сталь дорогая. Использование мембраны как верхнего слоя кровли могло бы частично снизить стоимость (утеплитель расположить под оболочкой). Однако при мембране–кровле выявились дополнительные отрицательные факторы:

- сплошная сварка рулонов мембраны (требование герметичности) приводит к появлению в мембране местных хлопнунов (при соединении листов на высокопрочных болтах требуется надежный герметик);

- при изменении температуры воздуха вероятно потеря местной устойчивости листов мембраны между соединениями;

- при частых хлопнунах вероятно появление усталости металла на этих участках.

Форма поверхности каждой мембраны образована пересечением четырех секторов из листовых диагоналей толщиной 25 мм из стали 14Г2 шириной 5,5 м у опор, 1,2 м – в центре покрытия. Диагональные элементы перед монтажом мембраны имели прорези, которые раскрывались под весом мембран в процессе образования формы покрытия, размер зазора по прорезям фиксировался в нескольких местах по длине диагоналей стопорными планками. После окончания монтажа зазоры заваривали.

По верху оболочки уложена кровля из гидроизоляционных и теплоизоляционных материалов.

По разным источникам [6, 5] расход стали на мембранное покрытие составил около 50÷58 кг/м².

г). Сферическая мембрана покрытия универсального спортивного зала в Ленинграде (г. Санкт-Петербург)

Здание круглое в плане, диаметром 160 м (рис. 5.29, 5.30). Основная несущая конструкция покрытия – стальная сферическая мембрана толщиной 6 мм с центральным кольцом диаметром 24 м. В качестве стабилизирующих элементов применены радиальные полутросовые фермы (предварительно напряженные) с треугольной решеткой (56 шт.). Нижние пояса полутросовых ферм выполнены из канатов диаметром 55 мм, решетка – из круглой стали диаметром 25 мм, верхние пояса – в виде сварных тавров.

Верхние пояса служат одновременно направляющими для раскладки лепестков мембраны и стыковки их радиальных кромок.

Поперечное сечение сварного тавра: пояс из листа 500×14 мм, стенка из листа 250×12 мм. Между таврами установлены гнутые швеллеры переменного сечения Гн400÷Гн140 с шагом ~ 4 м по концентрическим окружностям, прикрепляемые к стенкам сварного тавра на болтах через ребра жесткости.

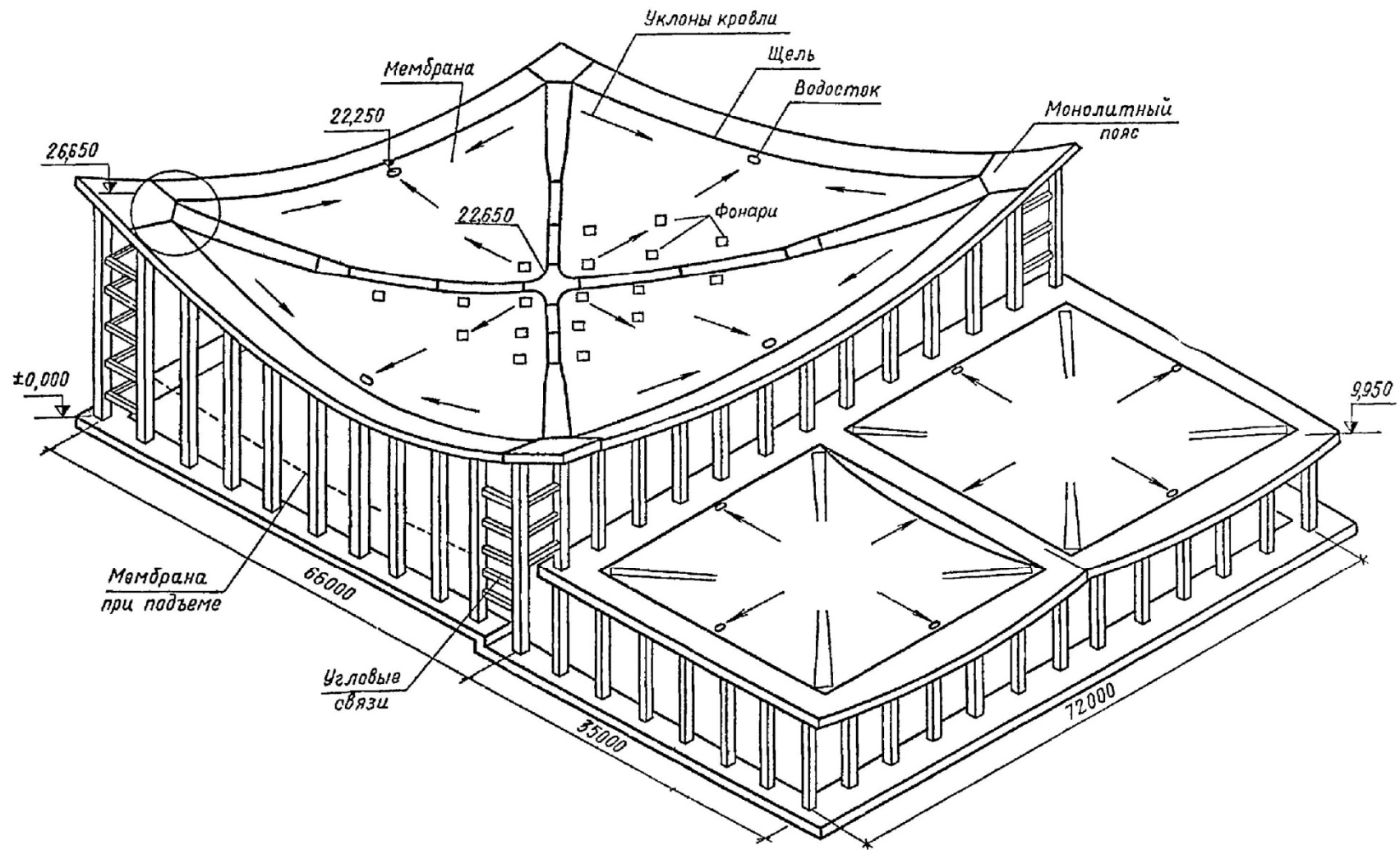


Рис. 5.27. Универсальный спортивный зал на 5 тыс. мест в Измайлове, Москва

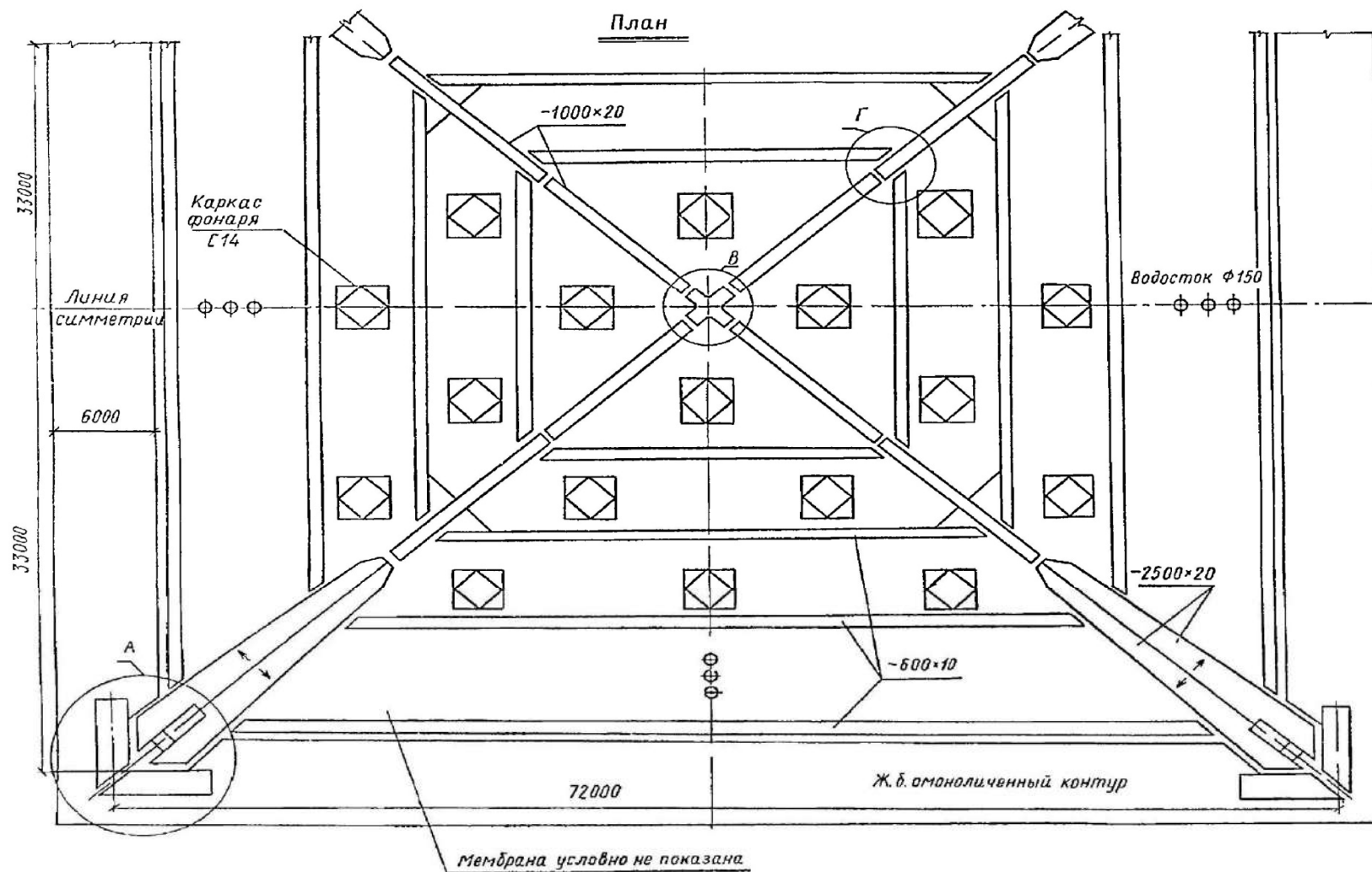


Рис. 5.28. Универсальный спортивный зал на 5 тыс. мест в Измайлове, Москва

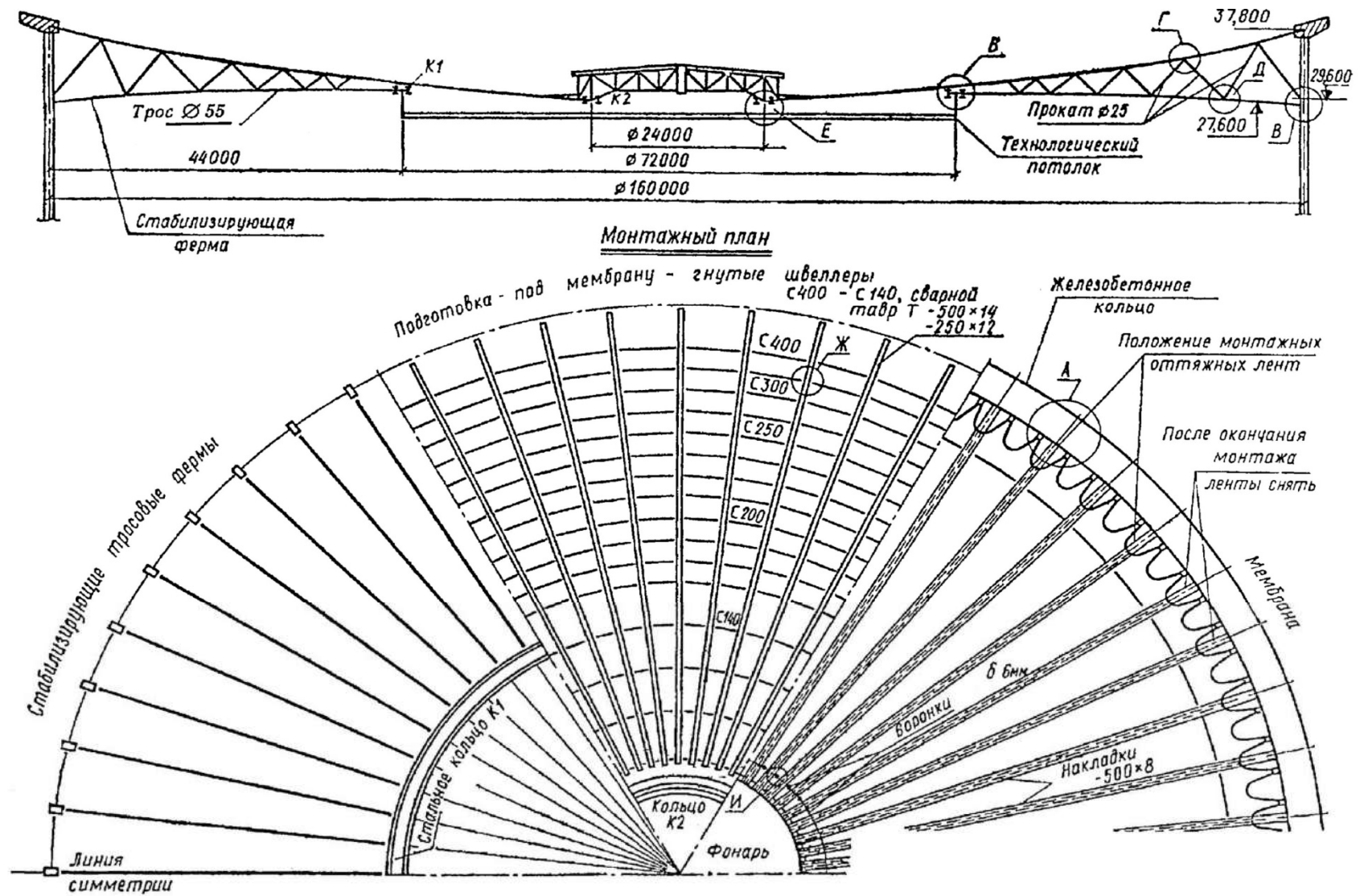


Рис. 5.29. Крытый стадион им. В.И. Ленина в Ленинграде

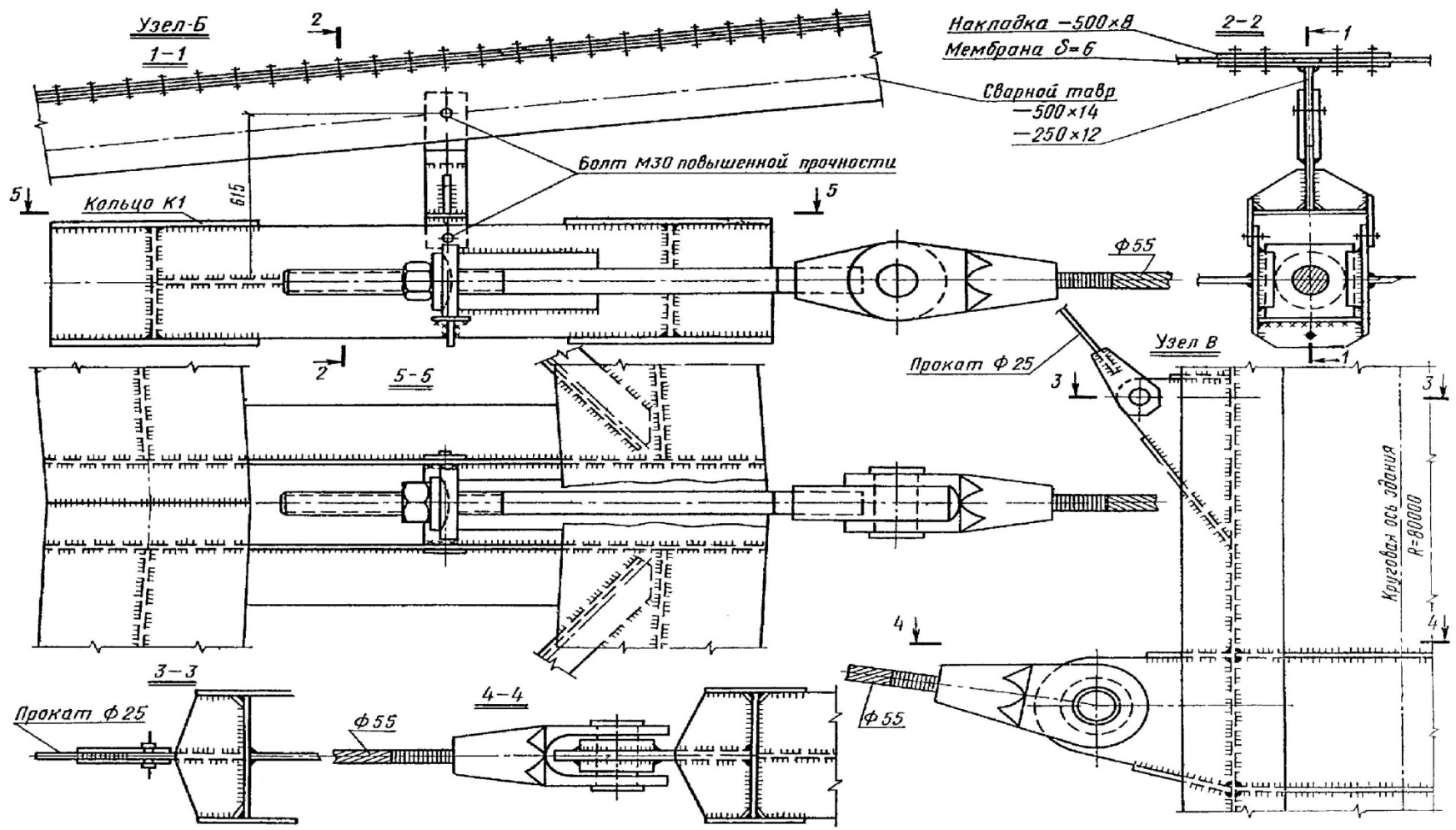


Рис. 5.30. Крытый стадион им. В.И. Ленина в Ленинграде

Дополнительную стабилизацию мембранной поверхности дает круглая железобетонная плита с технологическим оборудованием на ней, подвешенная к кольцам «К1» и «К2» (см. рис. 5.29, 5.30).

Распор от мембраны передается на наружное железобетонное кольцо через вертикальные шарниры, которые позволяют исключить влияние местных напряжений в стыке мембраны с наружным кольцом.

Радиальные соединения лепестков мембраны с тавровыми поясами полутросовых ферм выполняют высокопрочными болтами с двух сторон по 2 ряда через накладки в период монтажа.

Сверху укладывается теплая кровля.

Общий расход стали на покрытие, по данным [13], составил 110,5 кг/м².

д). Шатровое мембранное покрытие большого диаметра: автостоянка в городе Усть-Илимске

Здание круглое в плане, диаметром 206 м (рис.5.31). Толщина мембраны на большей части покрытия (90%) равна 6 мм; в средней части толщина мембраны увеличивается по концентрическим зонам и достигает 25 мм у центрального кольца.

Мембрана усилена системой радиальных и кольцевых ребер. Радиальные ребра из элементов таврового сварного сечения с прикрепленными снизу натягающими тросами. Кольцевые ребра – из гнутых швеллеров с шагом 5 м. Смонтированная радиально-кольцевая сетка-«постель» предварительно натягалась (натягивались стальные тросы) для повышения жесткости на период монтажа. По сетке - «постели» раскатывали рулоны трапециевидных в плане стальных полотнищ мембраны, размеры которых зависели от шага радиальных ребер (12 м по наружному контуру).

Как следует из [9, 12], полотнища мембраны после полной раскатки на пояса сварных тавров (радиальных ребер) соединяли между собой сваркой. Внутреннее опорное кольцо сварное из двутавра. Диаметр кольца – 18 м. Внутреннее опорное кольцо установлено на центральной стойке-опоре, состоящей из 12 железобетонных стоек, объединенных горизонтальными ригелями в двух уровнях. Для обеспечения свободы горизонтальных перемещений внутреннего кольца от неравновесных нагрузок оно устанавливалось на прокладку из низкофрикционного материала – нафтлена. Наружное железобетонное кольцо диаметром 209 м, шириной 10 м и толщиной 0,4 м опирается на П-образные железобетонные рамы с шагом ≥ 12 м (шаг радиальных колец).

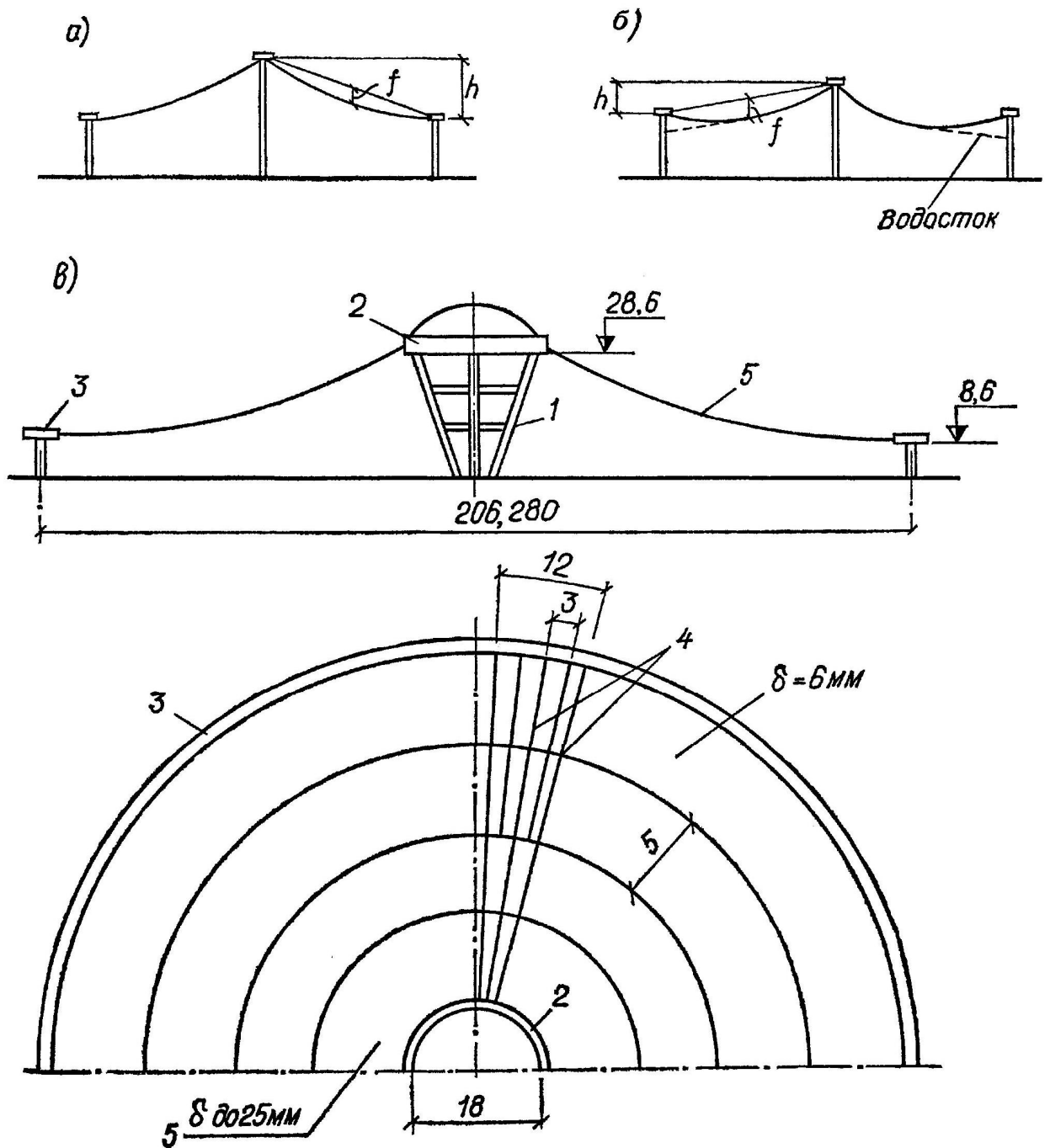


Рис.5.31. Гараж в Усть-Илимске (схема несущих конструкций в плане):
 а) – схема мембраны с наружным водостоком; б) – схема мембраны с внутренним водостоком; в) – форма покрытия гаража в Усть-Илимске; 1 – центральная железобетонная опора покрытия; 2 – металлическое опорное кольцо; 3 – наружное железобетонное опорное кольцо; 4 – радиальные и кольцевые направляющие элементы; 5 – металлическая мембрана; б – отдельная мембрана на стальном кольце

е). Цилиндрическая алюминиевая мембрана прямоугольного плана покрытия плавательного бассейна в городе Харькове

Цилиндрическое покрытие на здании прямоугольного плана 30×63 м выполнено с применением висячих стальных изогнутых трех шарнирных сварных балок из стали марки 14Г2 (рис. 5.32, 5.33, 5.34, 5.35). Поперечное сечение балок: пояса – листы 200×12, стенка – 700×8 мм. Балки, спаренные на планках с расстоянием между двутаврами 450 мм в осях. Планки с шагом 3 м. Монтажные стыки изогнутых марок балок – 9 м. На длине пролета 60 м в балках введено 3 шарнира: 2 – у опор и 1 – в середине пролета с ограничителями под цилиндрическую поверхность.

В покрытии применена несущая алюминиевая мембрана $t = 1,5$ мм марки АМГ-2П, которая предварительно напрягалась с помощью натяжного устройства на одном конце пролета. Крепление мембраны к балкам – через прогоны 200×87×6 мм на болтах.

Против коррозии конструкций в местах контакта алюминия и стали применены изолирующие прокладки.

Расход стали на покрытие составил 61,5 кг/м², алюминия – 4,7 кг/м².

**5.3. Материалы для несущих пролетных конструкций висячих покрытий.
Основные достоинства и недостатки висячих систем**

В качестве материалов в несущих конструкциях висячих покрытий применяют:

- пучки высокопрочной проволоки, аналогичные пучкам для предварительно напрягаемых затяжек в стержневых конструкциях;

- стальные канаты и стальные тросы одинарной и двойной свивки (см. классификацию в разделе 1 для предварительно напряженных конструкций);

- арматурная сталь марок 25Г2С диаметрами до 40 мм;

- прокатная сталь, малоуглеродистая и низколегированная прокатная профильная и гнутая из листов.

Для повышения модуля упругости пучки и канаты перед установкой в конструкции вытягивают на специальных установках на усилия, превышающие расчетные:

$$N_{п.н.} = (1,1 - 1,15)N_{расч.} \text{ — в течение одного часа;}$$

$$N_{п.н.} = (0,65 - 0,75)N_{разр.} \text{ — в течение двух часов;}$$

- анкерные устройства различных типов для закрепления пролетных конструкций в опорных контурах.

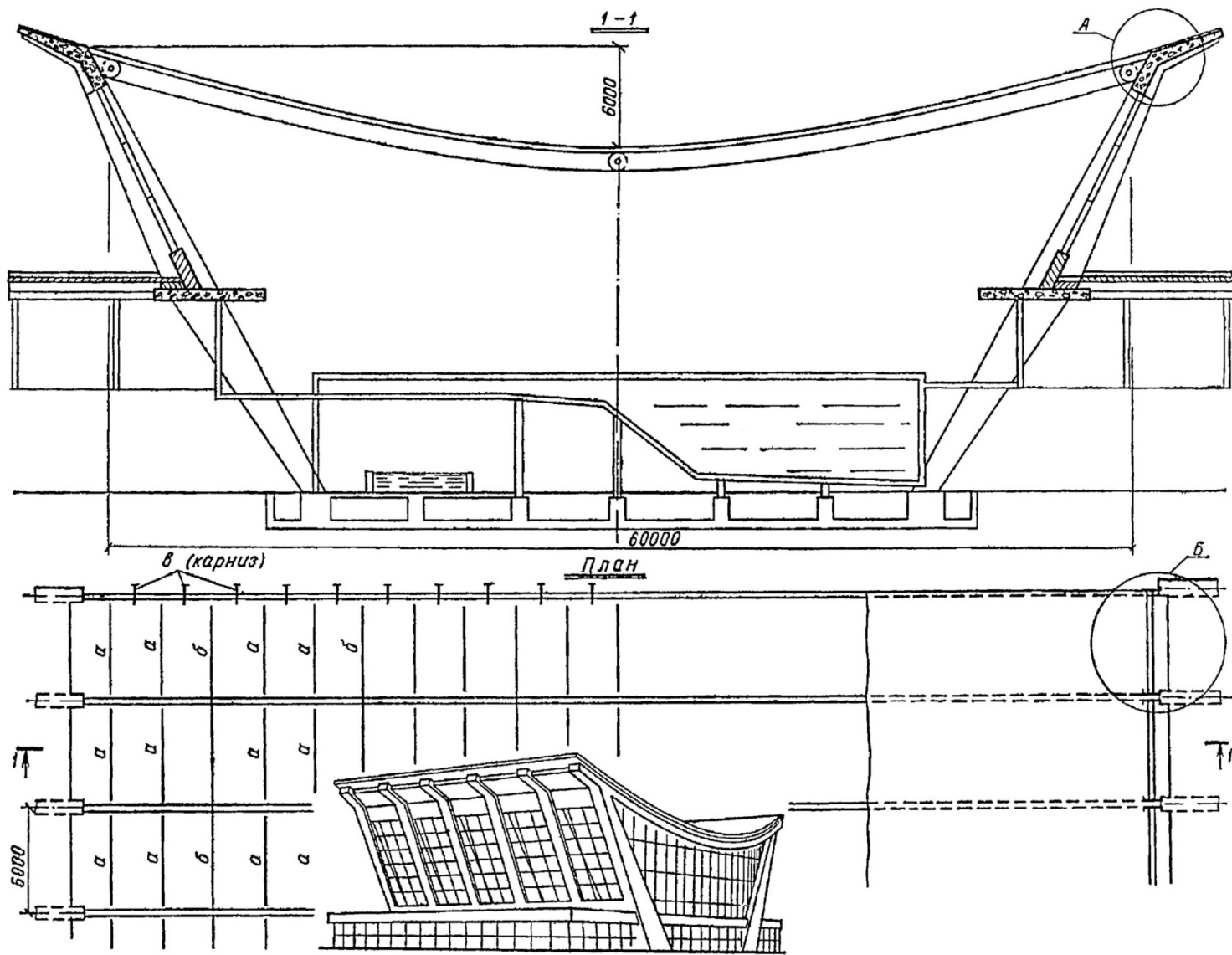


Рис. 5.32. Плавательный бассейн в Харькове

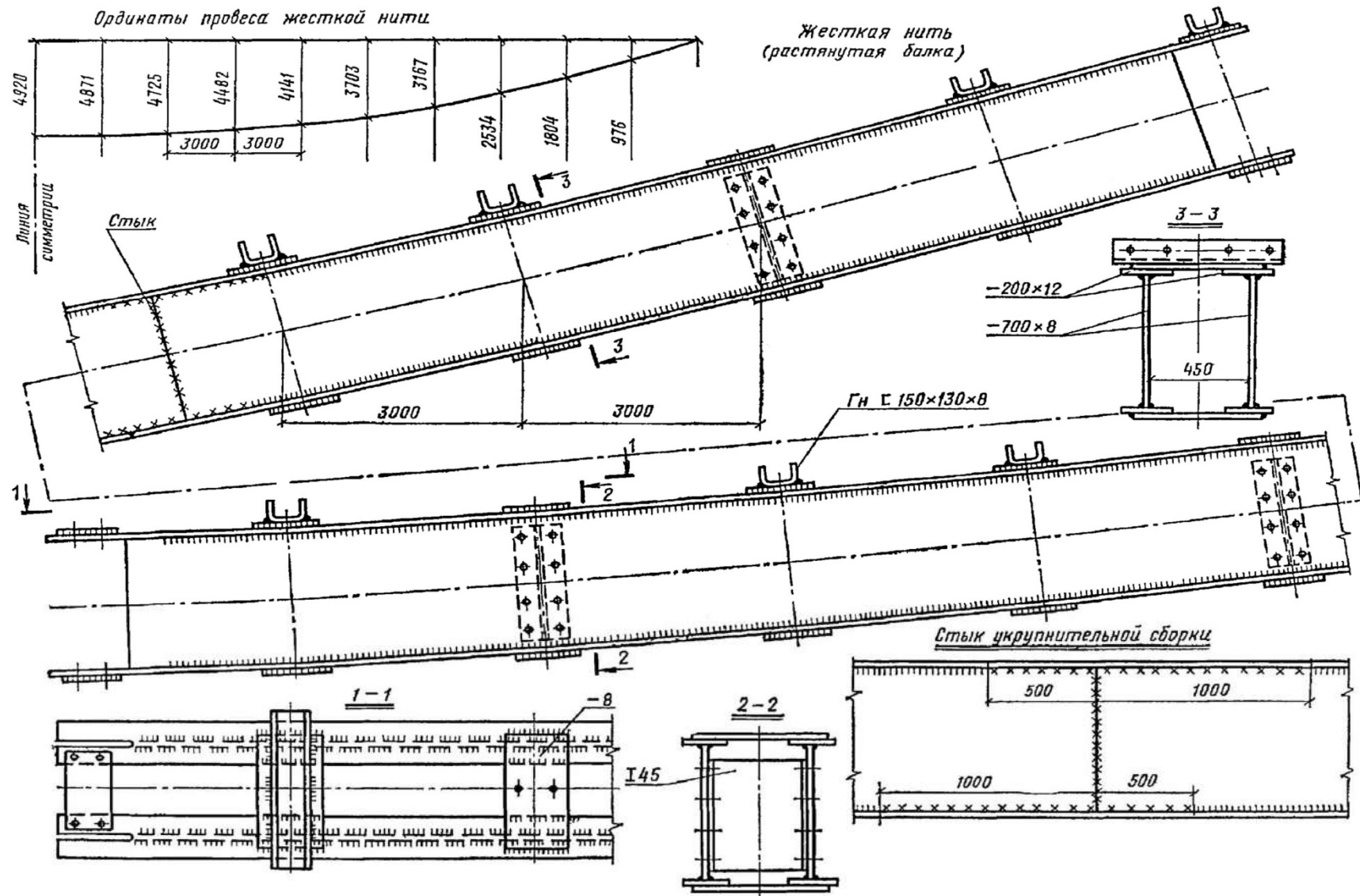


Рис. 5.33. Плавательный бассейн в Харькове

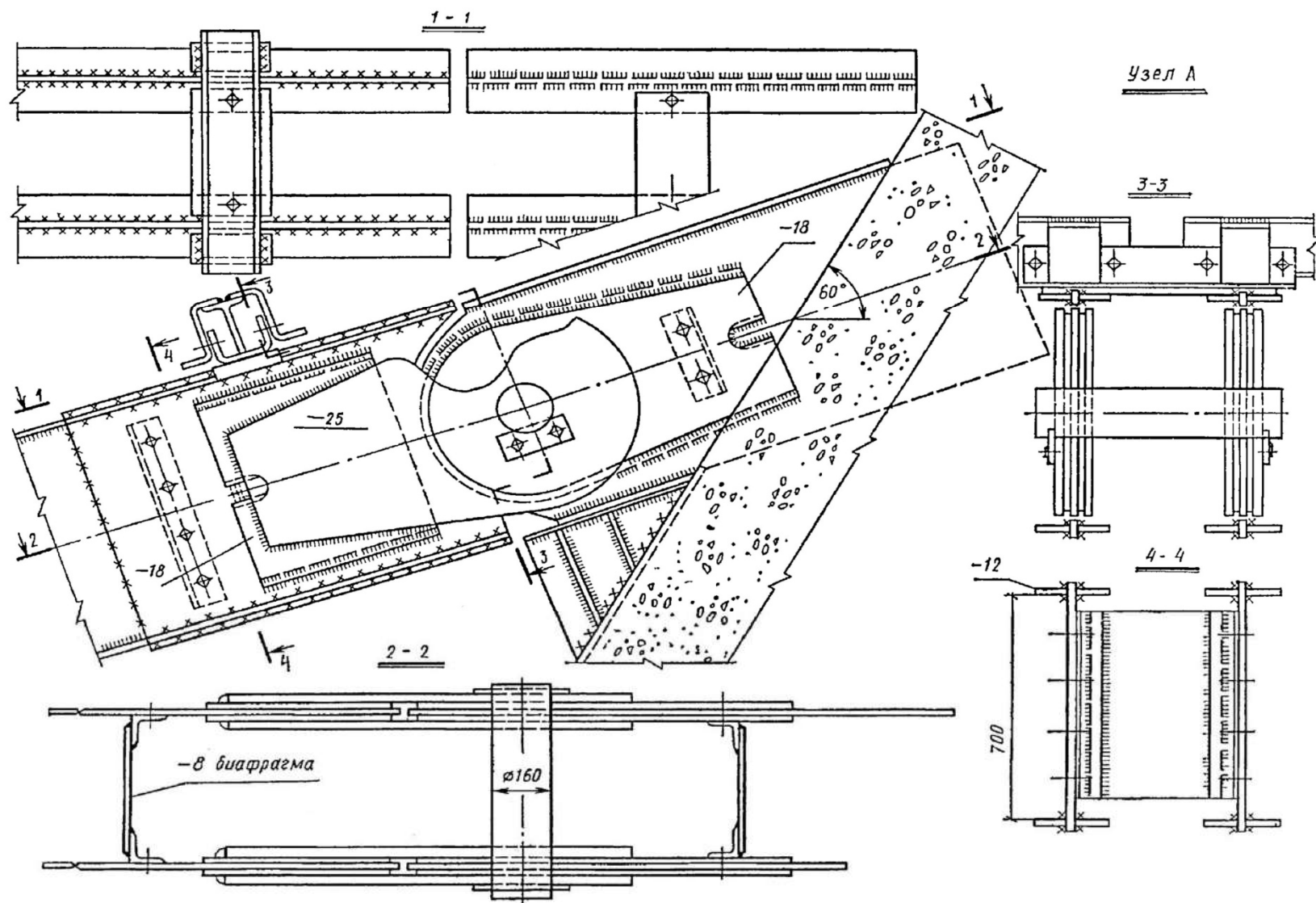


Рис. 5.34. Плавательный бассейн в Харькове

Подробная информация об анкерных устройствах приведена в разделе 1 настоящего пособия.

Развитию висячих покрытий способствует ряд **преимуществ** их перед традиционными конструктивными формами покрытий:

- возможность эффективного применения высокопрочных сталей, что ведет к уменьшению собственного веса несущей конструкции, а также перекрывать большие пролеты, снижая общую стоимость покрытий;

- большое разнообразие конструктивных форм висячих покрытий позволяет применять их для зданий различного назначения;

- высокая транспортабельность тросов, канатов и пучков высокопрочной проволоки в бухтах, а мембранных листов – в рулонах;

- возможность экономии на лесах и подмостях в период выполнения монтажных работ.

Однако наряду с указанными преимуществами следует отметить и некоторые **недостатки** в применении висячих покрытий:

- дополнительные затраты на специальные опорные контуры для восприятия распора, что существенно повышает стоимость таких покрытий в целом. Для снижения таких затрат форму покрытий принимают круглую или овальную, обеспечивающую работу на распор опорных контуров без дополнительных растяжек и якорей;

- требуются дополнительные затраты на снижение деформативности висячих покрытий (стабилизирующие нагрузки на период строительства, вытягивание канатов, тросов и пучков с целью повышения модуля упругости;

- дополнительные инженерные решения для водоотвода с больших площадей покрытий.

5.4. Основы расчета висячих покрытий с гибкими несущими нитями

а) Основы расчета гибкой нити от постоянной равномерно распределенной нагрузки

Как следует из приведенной классификации типов висячих покрытий (см. п.5.2) в основе их работы в большинстве типов присутствует **гибкая нить** из канатов, тросов или пучков высокопрочной проволоки.

Рассмотрим основы работы **гибкой нити** и ее расчета.

Гибкой нитью в теории расчетов **принято называть** конструктивный элемент висячего покрытия, **криволинейный**, работающий только на растяжение и не воспринимающий изгибающий момент, т.е. в гибкой нити параметр $EJ_x = 0$.

В отличие от гибкой нити есть так называемая **изгибно-жесткая нить**, у которой $EJ_x \gg 0$ (см. например висячее покрытие плавательного бассейна, г. Москва, в котором изгибно-жесткая конструкция – нить выполнена в виде фермы высотой 2,5 м ($l_{\text{макс}} = 104$ м)).

Гибкая нить работает нелинейно. Поэтому ее нельзя рассчитывать методами линейной стержневой строительной механики.

Расчетная схема однопролетной гибкой нити, нагруженной равномерной постоянной нагрузкой приведена на рис. 5.36.

В зависимости от того, насколько отношение $1/\cos \alpha$ отличается от единицы различают гибкие нити: **пологие и непологие**. Приблизительно их делят так: при $f/l \leq 1/10$ (здесь $1/\cos \alpha_{\text{макс}} \approx 1$) – принято гибкие нити называть пологими; при $f/l > 1/10$ непологими (с большим провесом). В висячих покрытиях зданий, как правило, применяют пологие нити, в которых распор $\langle H \rangle$ и провес $y(x)$ установлен в зависимостях, представленных на рис. 5.32. В этих зависимостях выражение

$$v_A \cdot X_k - \int_0^{X_k} q(\xi) \cdot (X_k - \xi) d\xi = M_k^{\text{бал}}$$

– есть балочный момент в сечении X_k , который можно обозначить как $M_k^{\text{бал}}$.

Тогда из уравнения $H \cdot y_k + M_k^{\text{б}} = 0$ получим

$H = \frac{M_k^{\text{бал}}}{y_k}$ – выражение для распора, который в середине пролета будет иметь вид:

$$H = \frac{M_0^{\text{бал}}}{f_0}.$$

После преобразований изгибающего момента через нагрузку $\langle q \rangle$ и пролет $\langle l \rangle$ для точки $\langle k \rangle$ будем иметь величину провиса $\langle y_k \rangle$: $y_k = M_{x,k}^{\text{бал}}/H$, где $M_{x,k}^{\text{бал}} = q \cdot x_k(l - x_k)$, $H = M_0^{\text{бал}}/f_0$;

$y_k = \frac{4f_0}{l^2}(l - x)x$ - уравнение квадратной параболы для висячих покрытий прямо-

угольного плана с параллельными гибкими нитями.

Для зданий круглых в плане нагрузка распределяется по треугольной грузовой площади, а уравнение провиса гибкой нити будет иметь вид кубической параболы:

$$y_x = \frac{6f_0}{l^2} \cdot x \left(l - 2x + \frac{4x^2}{3l} \right).$$

Наибольшее тяжение гибкой нити T , будет на опорах $T_A = T_B = T_{\text{макс}}$ – при симметричной нагрузке, как геометрическая сумма распора $\langle H \rangle$ и опорной реакции

$$\langle v \rangle, \text{ т.е. } T_{\text{макс}} = \sqrt{H_0^2 + v^2} = \frac{q_0 \cdot l^2}{8f_0} \sqrt{1 + 16 \left(\frac{f_0}{l} \right)^2}.$$

При этом: для непологих нитей $(f_0/l > 1/10)$; $T_{\text{макс},1} \approx 1,077 H$;

для пологих нитей $(f_0/l \leq 1/10)$; $T_{\text{макс},2} \approx 1,020 H$.

б) Определение длины гибкой криволинейной нити. Формула Р.Н. Мацелинского для распора гибкой нити на опорах в одном уровне

Если взять на длине гибкой нити в пролете отрезок дуги $\langle ds \rangle$ (см. рис. 5.38), то ее длину приближенно можно записать в следующей форме:

$$ds = \sqrt{dx^2 + dy^2} = \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2} \cdot dx.$$

Тогда длина всей дуги в пролете будет равна:

$$S = \int_0^l ds = \int_0^l \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2} \cdot dx.$$

Данный интеграл по готовой формуле получить нельзя. Здесь используют разложение подинтегральной функции в ряд. Так как для пологих нитей отношение

$dy/dx \ll 1$, то можно разложить $\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2}$ в ряд Тейлора в форме:

$$\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2} \approx 1 + \frac{1}{2} \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 + \frac{1}{6} \left(\frac{dy}{dx} \right)^3 + \dots$$

Для практических целей достаточно удержать в полученной сумме ряда только первые два члена.

Тогда

$$ds = \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2} \cdot dx \approx dx + \frac{1}{2} \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \cdot dx,$$

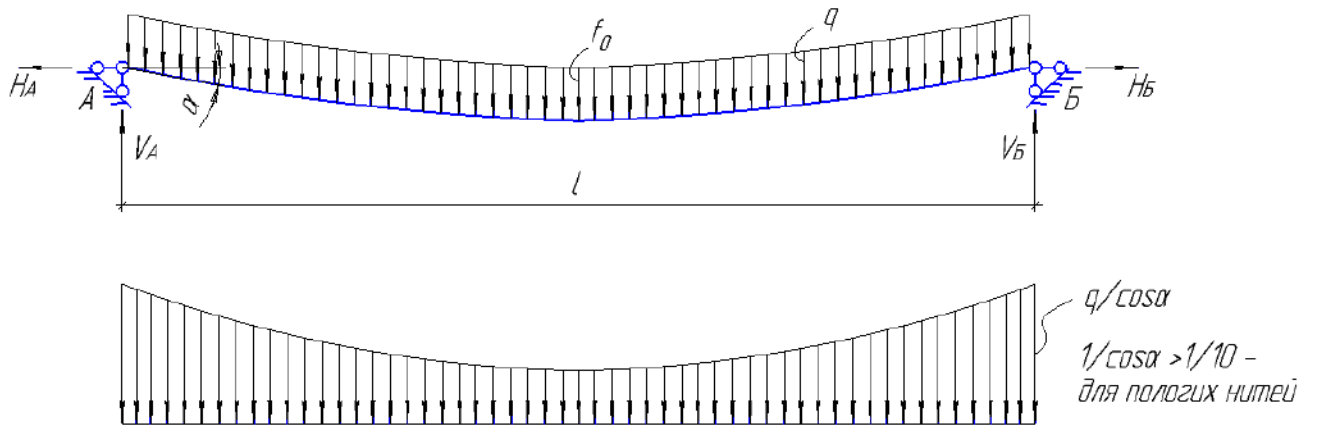


Рис.5.36. Эпюра давления распределенной нагрузки $\langle q \rangle$ на гибкую нить в расчетной схеме

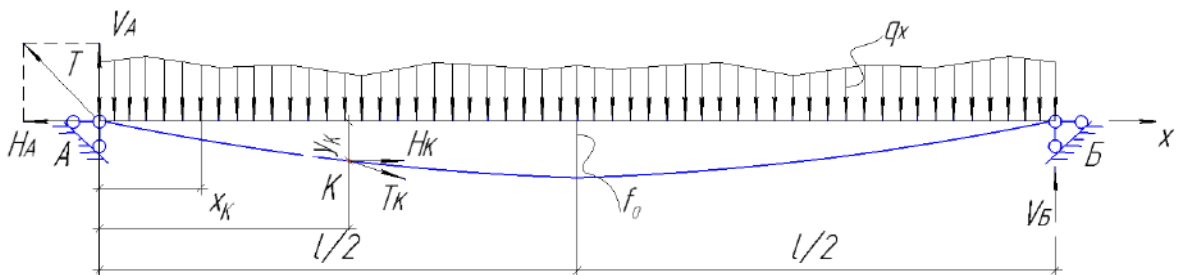


Рис.5.37. Уравнение равновесия гибкой нити в точке $\langle K \rangle$ пролета от нагрузки $\langle q(x) \rangle$: $\sum x = 0$; $H_K = H_A + H_B = H$; $\sum M_A = 0$; $v_B = \sum M_A / l$; $\sum M_B = 0$;
 $v_A = \sum M_B / l$; $M_K = 0$.

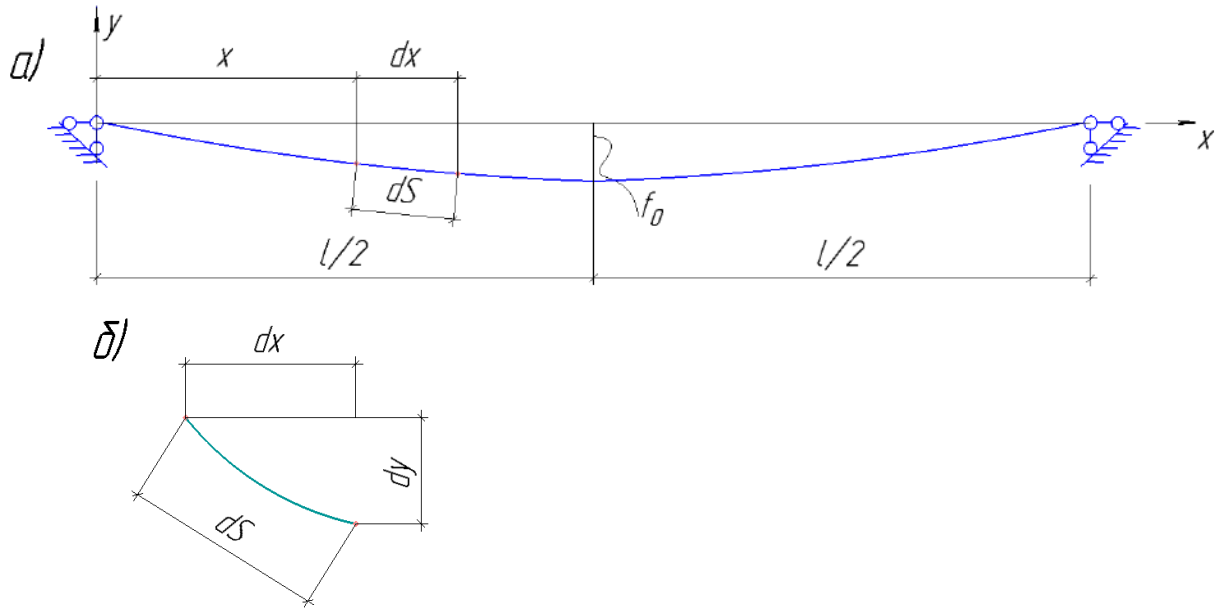


Рис.5.38. К определению длины гибкой нити: а) расчетная схема гибкой нити; б) фрагмент дуги гибкой нити в сечении $\langle x \rangle$: $ds = f(dx, dy)$.

а длину всей дуги S получить в следующем виде:

$$\begin{aligned}
 S &= \int_0^l ds = \int_0^l \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} \cdot dx = \int_0^l \left[dx + \frac{1}{2} \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 \cdot dx \right] = \\
 &= l + \frac{1}{2} \int_0^l \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 \cdot dx.
 \end{aligned}$$

Учитывая физический смысл dy/dx (из выражения $y_k = M_{x,k}^{\text{бал}}/H_0$), можно записать, что

$$\frac{dy}{dx} = \frac{dM_x}{H_0 dx} = \frac{1}{H_0} \left(\frac{dM}{dx}\right) = \frac{1}{H_0} \cdot Q_x.$$

Тогда имеем

$$S \cong l + \frac{1}{2H_0^2} \int_0^l Q_x^2 dx.$$

Обозначив $\int_0^l Q_x^2 dx = D$, как параметр нагрузки, запишем, что

$$S = l + \frac{1}{2H_0^2} \cdot D.$$

Параметр нагрузки D для разных схем загрузки вычислен и указан в табличной форме (см., например, [5, стр. 247]).

Для висячего покрытия, прямоугольного плана с параллельными гибкими нитями и равномерно распределенной нагрузкой длину дуги $\langle S \rangle$ после преобразований:

$$H_0 = \frac{q_0 \cdot l^2}{8f_0}, \quad D = \frac{q_0^2 \cdot l^3}{12}, -$$

можно записать в форме:

$$S_1 = l + \frac{D}{2H_0^2} = l \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f_0}{l} \right)^2 \right].$$

Для висячего покрытия, круглого в плане с радиально расположенными гибкими нитями и нагрузкой по треугольной грузовой площади длину дуги также после преобразований H_0 и D можно записать в следующей форме:

$$S_2 = l \left[1 + \frac{18}{5} \left(\frac{f_0}{l} \right)^2 \right].$$

Так как длина дуги нити зависит от распора $\langle H \rangle$, то при изменении нагрузки от $\langle q_0 \rangle$ до $\langle q_1 \rangle$ расчет длины дуги существенно усложняется.

Используем изменение длины дуги для определения изменения распора:

– для начальной нагрузки D_0 имеем

$$S_0 = l + D_0 / (2H_0^2);$$

– для полной нагрузки $D_1 > D_0$, имеем

$$S_1 = l + D_1 / (2H_1^2).$$

Изменение длины гибкой нити будет равно разнице:

$$\Delta S_1 = S_1 - S_0.$$

Изменение распора можно записать в форме:

$$\Delta H = H_1 - H_0.$$

Из уравнения деформации гибкой нити имеем, что

$$\Delta S_2 \cong \frac{\Delta H}{EA} \cdot l.$$

Приравняв выражения ΔS_1 и ΔS_2 и выполнив необходимые преобразования получим выражение для распора от полной нагрузки:

$$H_1^3 + H_1^2 \cdot \left[\frac{EA \cdot D_0}{2H_0^2 \cdot l} - H_0 \right] - \frac{EA \cdot D_1}{2l} = 0.$$

Данное выражение (уравнение) получено Р.Н. Мацелинским для пологих гибких нитей с опорами в одном уровне при недеформированном опорном контуре.

Заменяя в этом уравнении пролет $\langle l \rangle$ на длину дуги $\langle S_0 \rangle$ в форме:

$$S_0 = l + \frac{D_0}{2H_0^2}, -$$

получим выражение для распора по уточненной формуле:

$$H_1^3 + H_1^2 \cdot \frac{8EA}{3 \left(\frac{f_0}{l}\right)^2 \cdot \left(\frac{S_0}{l}\right)^3} - \frac{D_1 \cdot EA}{2l \cdot \left(\frac{S_0}{l}\right)^3} = 0.$$

в) Уравнение для определения распора гибкой нити при опорах в разных уровнях

В.К. Качурин из рассуждений, аналогичных при выводе формулы для распора Р.Н. Мацелинским, предложил для гибкой нити, расположенной на контуре с разными уровнями, уравнение для распора с учетом возможных смещений опор (рис. 5.39) и изменения температуры в следующей форме:

$$H_1^3 + B \cdot H_1^2 - C = 0.$$

$$\text{Здесь: } B = \left(\frac{D_0 \cdot EA \cdot \cos^5 \beta_0}{2l \cdot H_0^2} - H_0 \right) + \frac{v \cdot \sin \beta_0 \cdot \cos^2 \beta_0 + u \cdot \cos^3 \beta_0 + \alpha_t \cdot \Delta t^\circ \cdot l \cdot \cos \beta_0 \cdot EA}{l}.$$

$$C = \frac{D_1 \cdot EA \cdot \cos^5 \beta_0}{2l},$$

где: $\alpha_t = 0,12 \cdot 10^{-4}$ – коэффициент линейного расширения;

$\Delta t^\circ = t_1^\circ - t_0^\circ$ – разность температур;

D_0 – параметр начальной нагрузки;

D_1 – параметр полной нагрузки;

v, u – перемещения опор (вертикальное и горизонтальное).

Пренебрегая в этой формуле тем или иным параметром, можно получить более простую для практических расчетов. Так при $v = u = 0, \Delta t^\circ = 0, \beta_0 = 0$ данная формула вырождается в уравнение Р.Н. Мацелинского.

Этой же формулой можно пользоваться при учете упругой податливости опор. Для этого нужно подставить вместо $\langle l \rangle$ $l_{\text{прив}} = l + v \cdot EA \cdot \cos^3 \beta_0$, а перемещение $\langle u \rangle$ приравнять нулю ($u = 0$);

$v = v_A + v_B$ – упругая податливость опор от изменения распора $\Delta H = 1$ см/кН.

При этом параметры D_0, H_0, D_1 следует вычислять по величине $\langle l \rangle$.

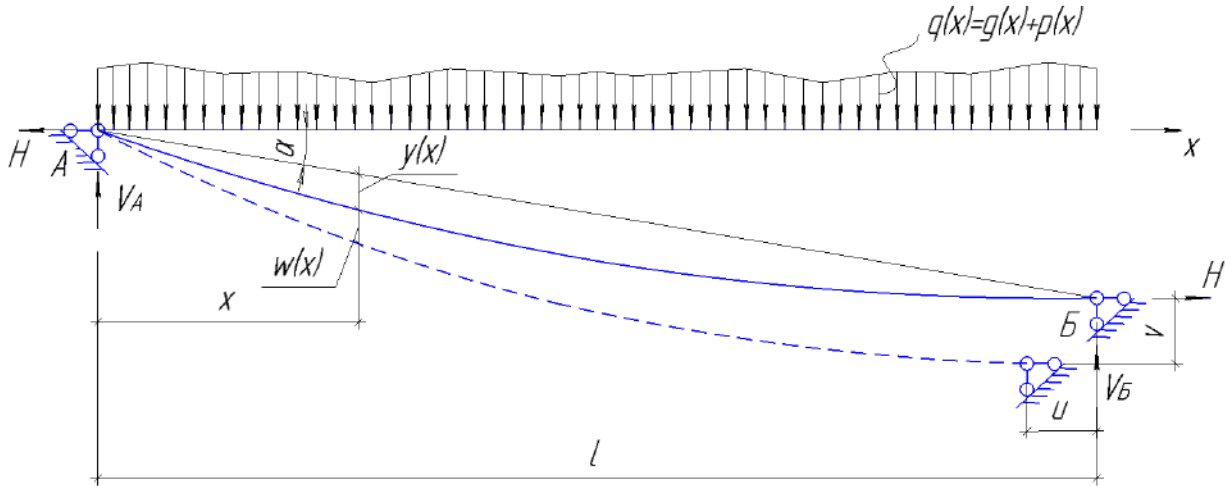


Рис.5.39. К определению распора гибкой нити при опорах в разных уровнях
(к определению уравнения В.К. Качурина)

г) Определение перемещений гибкой нити при симметричном нагружении покрытия

Для определения перемещения такой нити в сечении x использовалось уравнение равновесия в форме

$$\omega(x) = y_1(x) - y_0(x),$$

в котором $y_1(x) = M_1(x)/H_1$; $y_0(x) = M_0(x)/H_0$.

Здесь: $M_1(x) = M_{1(x)}^{\text{бал}}$ – балочный момент от полной нагрузки $q_1 = q + p$;

$M_0(x) = M_{0(x)}^{\text{бал}}$ – балочный момент от начальной постоянной нагрузки q .

После преобразования рассматриваемого уравнения равновесия В.К. Качурин [9, стр. 265] вывел уравнение в перемещениях, которое в общем виде записано по формуле 13.25 :

$$\begin{aligned} \omega^3(x) + 3y_0(x) \cdot \omega^2(x) + \omega(x) \cdot \left[3y_0^2(x) - \frac{B \cdot M_{1(x)}^2}{C} \right] + \\ + \left[y_0^3(x) - \frac{B \cdot M_{1(x)}^2}{C} \cdot y_0(x) - \frac{M_{1(x)}^3}{C} \right] = 0. \end{aligned}$$

Здесь параметры $\langle B \rangle$ и $\langle C \rangle$ выражаются аналогично, как в формуле для расхода $\langle H \rangle$.

Это сложное уравнение в перемещениях для общего случая значительно упрощается в частных решениях всяких однопоясных покрытий с применением гибких нитей:

1) всячее покрытие прямоугольного плана, гибкие нити расположены параллельно (рис. 5.40):

$$\omega = \frac{3}{128} \cdot \frac{pl^4}{EA \cdot f_0^2} \cdot \frac{1}{1 + C_1}, \quad - \text{приближенно}$$

где:

$$C_1 = \frac{3}{128} \cdot \frac{gl^4}{EA \cdot f_0^3}$$

и точно:

$$\omega^3 + 3f_0 \cdot \omega^2 + \left[2f_0^3 + \frac{3}{64} \cdot \frac{gl^4}{EA} \right] \cdot \frac{\omega}{f_0} - \frac{3}{64} \cdot \frac{pl^4}{EA} = 0;$$

2) всячее покрытие круглого плана с центральным кольцом (без центральной стойки), гибкие нити расположены радиально (рис. 5.41):

$$\omega = \frac{5}{864} \cdot \frac{pl^4}{EA \cdot f_0^2} \cdot \frac{1}{1 + C_2}, \quad - \text{приближенно}$$

где:

$$C_2 = \frac{5}{864} \cdot \frac{gl^4}{EA \cdot f_0^3}$$

и точно:

$$\omega^3 + 3f_0 \cdot \omega^2 + \left[2f_0^3 + \frac{5}{432} \cdot \frac{gl^4}{EA} \right] \cdot \frac{\omega}{f_0} - \frac{5}{432} \cdot \frac{pl^4}{EA} = 0;$$

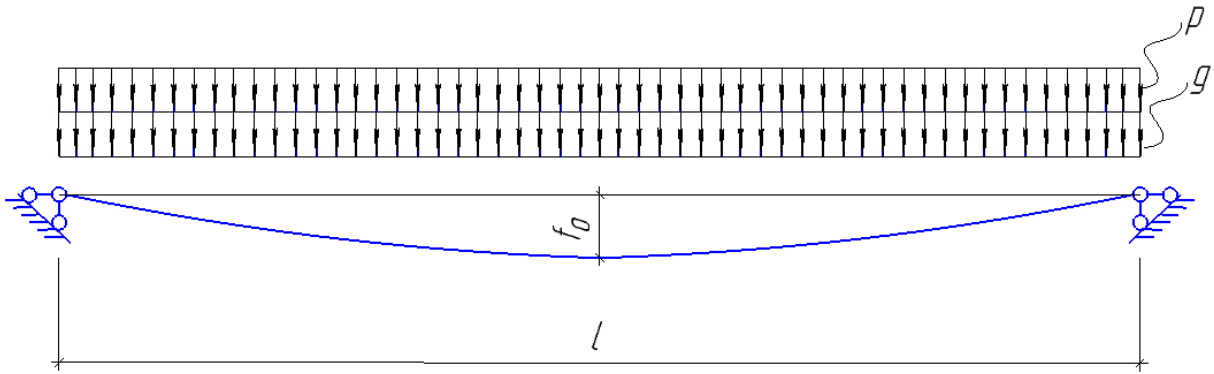


Рис.5.40. Расчетная схема покрытия прямоугольного плана, нити расположены параллельно

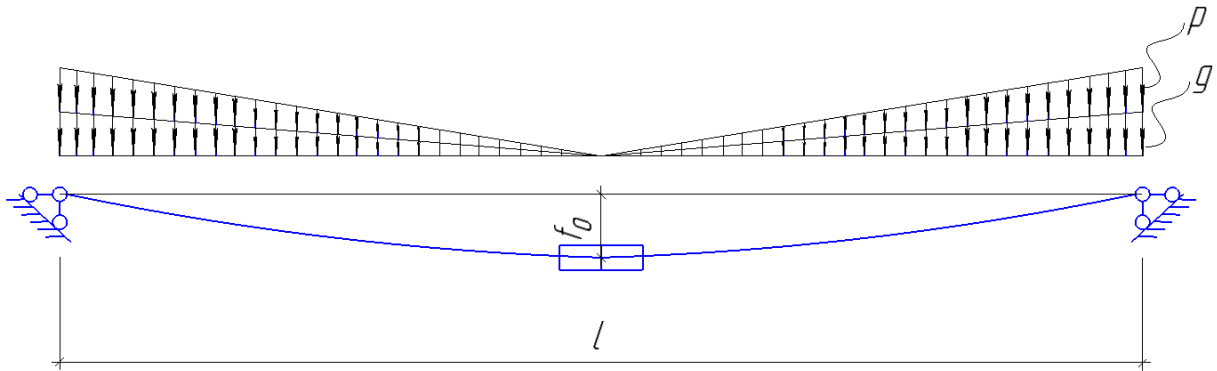


Рис.5.41. Расчетная схема покрытия круглого плана с центральным кольцом, нити расположены радиально

3) шатровое висячее покрытие с центральной стойкой, здание круглое в плане, нагрузка распределена по треугольной грузовой площади (рис. 5.42):

$$\omega = \frac{1}{91} \cdot \frac{pl^4}{EA \cdot f_0^2 \cdot \cos^5 \beta_0} \cdot \frac{1}{1 + C_3}, \quad \text{— приблизительно}$$

где:

$$C_3 = \frac{1}{91} \cdot \frac{gl^4}{EA \cdot f_0^2 \cdot \cos^5 \beta_0}$$

и точно:

$$\omega^3 + 3f_0 \cdot \omega^2 + \left[2f_0^3 + \frac{45}{2048} \cdot \frac{gl^4}{EA \cdot \cos^5 \beta_0} \right] \cdot \frac{\omega}{f_0} - \frac{45}{2048} \cdot \frac{pl^4}{EA \cdot \cos^5 \beta_0} = 0,$$

или заменив $45/2048$ на приближенное отношение $2/91$, запишем уравнение в новом виде:

$$\omega^3 + 3f_0 \cdot \omega^2 + \left[2f_0^3 + \frac{2}{91} \cdot \frac{gl^4}{EA \cdot \cos^5 \beta_0} \right] \cdot \frac{\omega}{f_0} - \frac{2}{91} \cdot \frac{pl^4}{EA \cdot \cos^5 \beta_0} = 0.$$

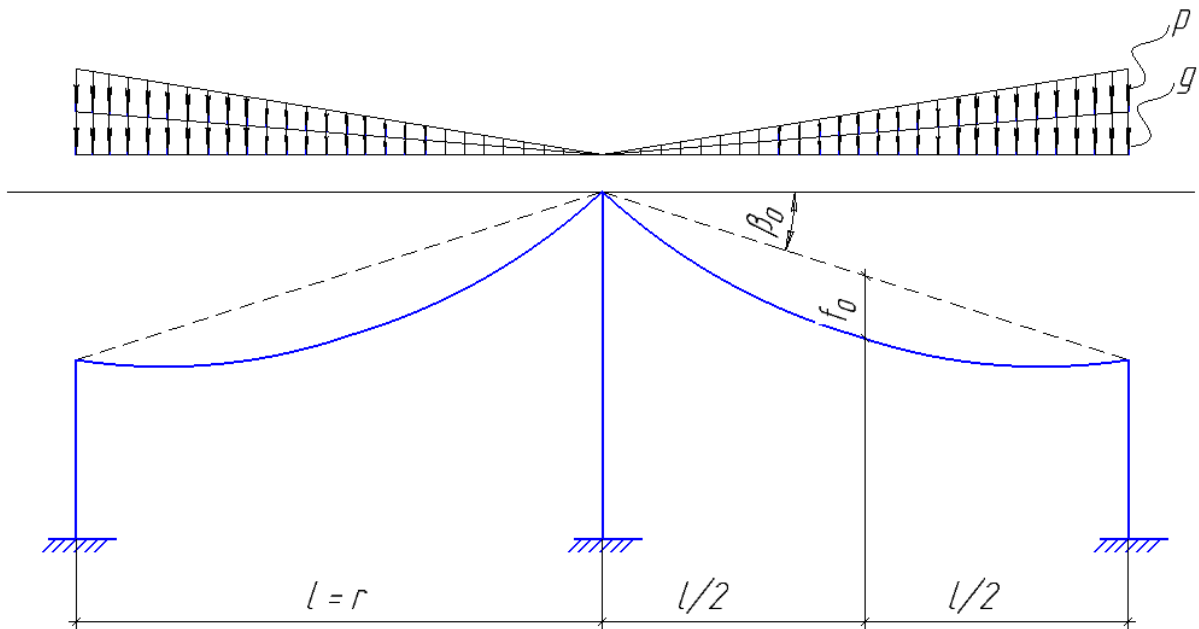


Рис.5.42. Расчетная схема шатрового покрытия с центральной стойкой, нити расположены радиально

д) Основы расчетов однопоясных висячих покрытий при несимметричных нагрузках на несущие нити

При заданных объемно-планировочных решениях висячих конструкций зданий их расчет **сводится**: к определению расчетных усилий и перемещений в нитях и опорных контурах; к проверкам заданных сечений конструктивных элементов по предель-

ным состояниям (ПС-I, ПС-II) с необходимой корректировкой первоначально заданных жесткостей.

При этом на симметричные постоянные или изменяющиеся нагрузки расчет пролетных висячих покрытий (конструкций) фактически сводится к расчету **одной гибкой** или **изгибно-жесткой нити** по рассмотренным выше методикам Р.Н. Мацелинского, В.К. Качурина, А.Л. Телояна (для изгибно-жестких нитей – висячих ферм) по определению распора $\langle H \rangle$, перемещений $\langle \omega \rangle$.

В случае несимметричного нагружения методика расчета существенно зависит от типа висячего покрытия: прямоугольное, круглое без центральной стойки, круглое с центральной стойкой (шатровое) и т.п.

5.5. Основы расчета металлических висячих оболочек-мембран

а) Общие свойства металлических мембран

В таких конструкциях покрытий благодаря их малой толщине напряжения от изгиба весьма малы по сравнению с напряжениями от их растяжения. Такие конструкции называют безмоментными (т.е. мембранными).

В практике используются мембраны с различными формами провисающих поверхностей: сферическими, шатровыми, седловидными, цилиндрическими, коническими. При этом мембраны нулевой и положительной гауссовой кривизны более деформативны и при некоторых видах нагружений могут терять устойчивость при сжатии. Мембраны отрицательной гауссовой кривизны не могут терять устойчивость, так как в ней всегда есть направления, в которых мембрана работает на растяжение. Поэтому такие покрытия оказываются малодеформируемыми даже без предварительного напряжения.

К недостаткам мембран следует отнести такие, как:

- большая поверхность тонкого металла, которая может подвергаться коррозии, что повышает расходы на эксплуатацию;
- малая огнестойкость, требующая применения специальных мероприятий по защите от огня.

Конструктивно все мембраны имеют направляющие элементы («постели»), на которые при монтаже укладывают лепестки мембраны, раскроенные в соответствии с формой покрытия. Лепестки прикрепляют к направляющим элементам. На строительную площадку лепестки привозят в готовых рулонах. Для уменьшения опасности коррозии рекомендуют применять атмосферную низколегированную сталь типа 10ХНДП.

Для соединения рулонов, образующих мембрану, на монтаже используют либо сварку, либо высокопрочные болты, либо клепку.

В качестве направляющих элементов часто применяют крупноячеистую сетку из полосовой стали (верхний слой) и профильного металла (нижний слой), которые при эксплуатации включаются в состав несущих элементов мембраны и связей.

Направляющие формируют поверхность мембраны. Поэтому до монтажа лестков мембраны направляющие («постель») придают форму поверхности с применением геодезических инструментов. После выверки формы поверхности постели начинают сборку самой мембраны.

Для висячих покрытий применяют мембраны весьма разнообразной формы. Рассмотрим некоторые из них.

б) Цилиндрические непровисающие мембраны

Цилиндрические мембраны в покрытиях зданий прямоугольного плана **должны иметь** стабилизирующий опорный контур. Примером такого покрытия является дворец спорта в Бишкеке размерами в плане $42,5 \times 65$ м [9; стр. 294]. Другим примером является покрытие универсального спортивного зала в Измайлове размерами в плане 72×66 м [9, стр. 294]. Здесь замкнутый железобетонный опорный контур сечением $6 \times 0,5$ м, опирающийся на железобетонные колонны переменной высоты, обеспечивает стабильность положения пролетной части мембраны толщиной 2 мм, разделенной диагональными элементами толщиной 25 мм и переменную ширину от 5,5 м у опор до 1,2 м в центре покрытия, имеющих на период монтажа прорези, завариваемые по окончании монтажа мембраны. **Таким образом, на первом этапе монтажа** 4 секции мембраны работают как цилиндрические мембраны, которые можно рассматривать по расчетной схеме отдельных параллельных полос, опирающихся на диагональные элементы как гибкие нити. Эти полосы допускается рассчитывать на действие постоянной нагрузки по формуле Р.Н. Мацелинского, как для однопоясной гибкой нити с неподвижными опорами на одном уровне без учета изменения температуры [9, стр. 294].

Диагональные элементы воспринимают цепные усилия от мембран (4 секции) и работают как гибкие нити, нагруженные постоянной вертикальной нагрузкой, распределенной по треугольникам с нулевым значением в центре и с вершинами на опорах, и горизонтальной нагрузкой как реакцией распоров от **полос** мембраны.

Распор в диагональных элементах предлагается [9, стр. 297] определять по формуле:

$$H = \frac{g(l_a \cdot l_b)^2}{8L} \cdot \left(\frac{1}{f_a} + \frac{1}{f_b} \right), [\text{кН}]$$

где:

g – постоянная равномерно распределенная нагрузка на покрытие, $[\text{кН}/\text{м}^2]$;

l_a, l_b – размеры сторон покрытия, $[\text{м}]$;

f_a, f_b – стрелы провесов наружных краев цилиндрических мембран покрытия (у опорных контуров);

$L = l \left(1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{l} \right)^2 \right)$ – длина дуги диагонального элемента, $[\text{м}]$;

$l = \sqrt{l_a^2 + l_b^2}$ – длина проекции диагонали покрытия, $[\text{м}]$;

f – стрела провеса диагонального элемента.

На втором этапе монтажа мембрана скреплялась с опорным контуром и на действие временной нагрузки работала в двух направлениях, изгибая опорный контур в горизонтальном направлении. Усилия в мембране, полученные расчетом на первом и в ором этапах рекомендуется суммировать.

в) Провисающие мембраны и оболочки вращения

Примером такой мембраны является покрытие Олимпийского стадиона на проспекте Мира в Москве. Здесь провисающая мембрана эллиптического плана со стрелкой провеса 12,5 м в центре мембраны. Форма изгиба мембраны – параболоид вращения, подкрепленный радиально-кольцевыми направляющими. Радиальные направляющие – висячие фермы высотой 2,5 м. Кольцевые направляющие – прокатные профили, нужны на период монтажа. Опорное кольцо – стальное сечением $5 \times 1,75$ м, заполнено монолитным бетоном. Опорное кольцо опирается на колонны с шагом 20 м по периметру. В центральной части расположено внутреннее опорное кольцо в форме балочной клетки размерами в плане 30×24 м с верхним листом толщиной 8 мм из стали 14Г2. Мембрана между наружным опорным кольцом и внутренним опорным кольцом по радиальным направляющим выполнена из стали 14Г2 толщиной 5 мм.

Расчет такого мембранного покрытия выполнялся в 3 этапа.

На первом этапе отдельно рассчитывались изгибно-жесткие нити-фермы и мембрана на недеформируемом контуре по безмоментной теории (подробности такого расчета изложены в работе [8]).

На втором этапе мембранная оболочка заменялась шарнирно-стержневой моделью со структурой ячеек в виде трапеций с двумя диагоналями (см. [8, стр. 42]). При

этом разбивка сетки выполнялась так, чтобы ее меридиональные пояса совпадали с радиальными фермами, а стороны каждой ячейки в кольцевом направлении были примерно одинаковыми. На этом этапе по полученным усилиям вычислялись нормальные и касательные напряжения и перемещения в оболочке. Сочетания нагрузок определялись из 4-х загрузений: собственный вес покрытия и кровли, технологическое оборудование и два варианта снеговой нагрузки, включая одностороннюю. При каждом варианте сочетаний нагрузок расчетом учитывали температурные изменения.

На 3-м этапе после корректировки жесткостей КЭ-модели выполнялся окончательный расчет и согласовывались сечения мембраны, изгибно-жестких ферм, опорных колец и колонн.

С примерами компоновки и расчета других провисающих оболочек можно ознакомиться в работах [8, 9].

г) Седловидные мембраны

Мембранные седловидные покрытия имеют поверхность гиперболического параболоида с отрицательной гауссовой. Они малодеформируемы и не нуждаются в специальной стабилизирующей конструкции.

Примером покрытия из двух сочлененных гипаров является покрытие велотрека в Крылатском (Москва).

Конструктивная схема такого покрытия приведена в [8, стр.9-12)].

Поверхность гипара есть поверхность переноса, так как она может быть образована скольжением образующей параболы по направляющей параболы. Обе параболы разных направлений – выпуклого и вогнутого.

Но гипар – поверхность двоякой кривизны. Поэтому от вертикальной нагрузки в нем появляются в одном направлении усилия растяжения, а в перпендикулярном - усилия сжатия. Однако местная потеря устойчивости листа на большей части поверхности не проявляется, кроме угловых зон, что практически не оказывает влияния на работу конструкции в целом.

При компоновке покрытия стрелку провеса несущего направления поверхности назначают в пределах $f_n/(l_n/2) \cong 1/15 \div 1/20$. Стрела провеса выпуклого направления поверхности для работы мембраны не имеет существенного значения и выбирается в соответствии с заданными размерами покрытия.

Весьма важную роль при компоновке гипара играет опорная конструкция. В качестве таковой применяют пространственные круглые или эллиптические кольца или наклонные арки параболического очертания. Достоинства первых – локализация гори-

зонтальных усилий в плоскости кольца. Достоинства вторых – простота устройства плоских арок.

Подобные мембраны рассчитывают по упругой стадии работы материала в несколько этапов.

На 1-ом этапе выполняют приближенный расчет мембраны как совокупность отдельных провисающих параллельных полос, не связанных друг с другом и работающих как гибкие нити. Их расчет на прочность допускается по формулам В.К. Качурина для распоров и прогибов.

Усилия в опорных контурах на этом этапе определяют методами строительной стержневой механики на действие усилий, возникающих в мембране. При этом расчет покрытия для выявления в опорных концах осевых усилий ведут на полное нагружение постоянными и временными нагрузками, а для выявления наибольших изгибающих моментов – на нагружение полной постоянной нагрузкой и на половину покрытия временной нагрузкой. По полученным усилиям подбирают в первом приближении сечения опорных контуров.

На 2-м этапе мембрана заменяется шарнирно-стержневой пространственной системой, работающей совместно с опорными контурами. Такой расчет проводят на действие постоянной и нескольких вариантов временной нагрузки с учетом геометрической нелинейности работы мембраны.

Более подробно об этом см. [9 стр. 319].

д) Шатровые мембраны

Такие покрытия – круглые в плане, образуются вращением меридиональной параболы вокруг вертикальной оси.

При компоновке такого покрытия возможны два варианта **водостока**:

– **при наружном водостоке** параметры покрытия должны соответствовать отрицательной гауссовой кривизне. При этом увеличивается высота помещения под средней частью покрытия, для чего уменьшают стрелу провеса меридиана мембраны;

– **при внутреннем водостоке** с провисающей частью мембраны высоту средней опоры уменьшают, а стрелу провеса меридиана мембраны увеличивают. В этом случае поверхность покрытия будет иметь в средней части отрицательную, а в периметральной части положительную гауссовую кривизны. Для больших диаметров покрытий предпочтительнее принимать второй вариант.

Примером шатровой мембраны покрытия является автостоянка в Усть-Илимске (см. [9], стр. 320).

Устройство такого покрытия начинают с монтажа средней опоры, которая представляет собой куст железобетонных наклонных и вертикальных стоек, соединенных между собой обвязкой из балок. На верхнюю обвязку укладывают центральное стальное кольцо, к которому крепится мембрана. Сечение центрального кольца – двутавр или короб, работающие на растяжение и изгиб в горизонтальной плоскости. Для уменьшения неравномерности работы мембраны кольцо устанавливают на скользящие опоры.

Наружное опорное кольцо устанавливают на колонны. Оно работает на сжатие с изгибом и выполняется из железобетона.

После монтажа колец навешивают радиальные и кольцевые направляющие. Сечения их принимают из тавра и гнутого швеллера соответственно. При этом плоскости поясов тавра и стенок швеллеров совмещают для удобства укладки лепестков мембраны.

После образования сетки из направляющих ее поверхность выверяется геодезическими приборами в соответствии с проектной кривой поверхностью покрытия. Затем раскатывают лепестки мембраны из рулонов с последующим их закреплением к направляющим высокопрочными болтами или сваркой.

Шатровые покрытия-мембраны рассчитывают по упругой стадии работы материала в несколько этапов.

На 1-м этапе по безмоментной теории оболочек приближенно на действие равномерно распределенной нагрузки ведут по формулам Лапласа с определением кольцевых и меридиональных усилий.

Сравнение расчетов по двум вариантам водостока показывает, что в покрытии с внутренним водостоком усилия в мембране распределяются более равномерно.

По полученным на 1-м этапе усилиям подбирают сечения мембраны и ее колец.

На 2-м этапе выполняют уточненный расчет, аппроксимируя мембрану пространственной шарнирно-стержневой системой совместно с опорными кольцами с учетом геометрической нелинейности работы мембраны.

5.6. Основы расчета висячих покрытий

Покрытия растянутыми изгибно-жесткими элементами (гр. 2)

Выполняются в виде изогнутых ферм и двутавров из малоуглеродистой или низколегированной сталей. Они подобны опрокинутым аркам, но работают на растяжение с изгибом.

Такое покрытие в плане образуется параллельно или радиально расположенными конструктивными элементами, на которые укладывается легкая кровля.

Достоинства: простота конструктивной формы, индустриальность изготовления, отсутствие предварительного напряжения.

Недостатки: более металлоемки, чем мембраны, так как не используют настил в работе основной несущей конструкции, не используют пространственность работы покрытия (как мембраны).

Примерами таких покрытий можно считать:

- дворец спорта в Вильнюсе [9, стр. 331];
- Олимпийский плавательный бассейн на проспекте Мира в Москве [9, стр. 332];
- покрытие плавательного бассейна в Харькове [9, стр. 333].

Основные несущие элементы таких покрытий должны иметь двух- или трехшарнирную схему, кривую провеса по веревочной кривой от постоянной нагрузки. Для изгибно-жесткого элемента сквозного сечения целесообразно конструктивное решение нижнего пояса, позволяющее на период монтажа передавать постоянную нагрузку на один пояс, работающий в это время как гибкая нить на чистое растяжение с последующим превращением в изгибно-жесткий элемент путем замыкания узлов.

Расчет изгибно-жестких растянутых элементов рекомендуют [9, стр. 337] проводить по методике А.Л. Телояна, согласно которой **при действии равновесных** нагрузок из кубического уравнения прогибов определяют перемещения в любом сечении по длине пролета, а затем – полный распор и изгибающий момент с учетом полученных перемещений.

При действии **неравновесных нагрузок** методика расчета А.Л. Телояна математически имеет более сложный алгоритм. Поэтому здесь рекомендуют для практического применения графоаналитическое решение [9, стр. 343].

Покрывтия двухпоясными предварительно напряженными системами [9, стр. 346] (гр. 3)

Таковыми называют несущие системы, состоящие из 2-х поясов, расположенных друг над другом и связанных между собой параллельно расположенными распорками или растяжками и совместно работающих на восприятии е внешних нагрузок.

Пояса с положительной кривизной, стрелка провеса которых направлена вниз, являются несущими, а пояса с отрицательной кривизной (стрелка подъема – вверх) – стабилизирующими.

Двухпоясные системы называют мгновенно жесткими, так как имеют предварительное напряжение. При этом предварительное напряжение создают в стабилизирующей нити, которое через распорки или растяжки передается на несущие нити, создавая усилия взаимодействия. Эти силы взаимодействия называют **контактной нагрузкой**.

Таким образом, предварительное напряжение двухпоясной системы стабилизирует ее, уменьшая кинематические перемещения от действия неравновесных нагрузок. Это дает возможность применять в таких покрытиях легкие кровли, работающие независимо от несущей системы.

Примером такого покрытия является дворец спорта «Юбилейный» в Ленинграде диаметром 93,2 м [9, стр. 350]. Преимуществом данного конструктивного решения (пересекающиеся несущий и стабилизирующий канаты) можно назвать наличие только одного наружного опорного кольца, позволяющего уменьшить длину сжатых стоек между поясами. Как недостаток можно отметить наличие изгибающего момента в верхней части колонн от крепления к их оголовкам несущих канатов.

Другим примером двухпоясного висячего покрытия можно назвать аудиторию в г. Утика (США) [9, стр. 348], имеющего для обоих поясов общий наружный опорный контур. Это особенно важно для круглых зданий, имеющих одно наружное кольцо (как правило, железобетонное), работающее на сжатие. Здесь присоединение обоих поясов (несущего и стабилизирующего) к одному наружному кольцу создает более благоприятные условия его работы, особенно при нагружении неравномерной временной нагрузкой. Однако элементы, соединяющие пояса в такой конструкции, сжаты и работают на продольный изгиб, что увеличивает их поперечное сечение. Для уменьшения веса сжатых стоек желательно уменьшать стрелки провеса поясов, а это приводит к увеличению усилий в них и дополнительным расходам материала на пояса.

Следовательно, выбор схемы расположения поясов – задача вариантная. Ее приходится решать в зависимости от конкретных условий при вариантной проектировании.

Очертание провеса поясов выбирают в соответствии с характером внешней нагрузки на них и принимают по веревочной кривой от постоянной нагрузки на систему: при параллельном расположении двухпоясных систем постоянная нагрузка бывает равномерной, позволяющей принимать очертание поясов по уравнению квадратной параболы для пологих нитей

$$y = \frac{4f}{l^2} x(l - x);$$

для покрытий круглого плана постоянная нагрузка собирается с площади двух треугольников и уравнение провеса таких нитей следует принимать по кубической параболе

$$y = \frac{6f}{l^2} x \left(l - 2x + \frac{4}{3} \frac{x^2}{l^2} \right).$$

Очертание стабилизирующего пояса должно быть аналогично очертанию несущего пояса, хотя размеры стрелок могут быть различными. Тогда натяжение стабилизирующего пояса при предварительном напряжении будет создавать контактную нагрузку, подобную постоянной нагрузке.

Для покрытий круглого плана очертание поясов рекомендуют [9] принимать по уравнению кубической параболы (см. выше) по тем же причинам.

Расстояния между стойками и растяжками целесообразно согласовывать с размерами кровельных плит, обеспечивая узловые нагрузки.

Численные значения стрелок провеса поясов из опыта осуществленных проектов рекомендуются в пределах:

– $\frac{1}{15} l$ для двухпоясных систем с пересекающимися несущими и стабилизирующими поясами (фактически принято во Дворце спорта «Юбилейный»: для несущих поясов – $\frac{1}{20} l$; для стабилизирующих поясов – $\frac{1}{30} l$);

– $\frac{1}{20} l$ для двухпоясных систем выпуклой линзовидной формы (фактически принято для несущих поясов – $\frac{1}{25} l$; для стабилизирующих поясов – $\frac{1}{30} l$).

Разница в размерах стрелок провесов поясов, рекомендуемых и фактически принятых в осуществленных проектах, объясняется невыгодностью работы длинных стоек, не учитываемая в рекомендуемых провесах.

При этом стрелки провесов стабилизирующих поясов могут быть несколько больше стрелок провесов несущих поясов, так как в этих случаях даже при небольшом предварительном натяжении системы силы взаимодействия поясов лучше сохраняют свое значение и стабилизирующее влияние на работу системы.

Монтаж и предварительное напряжение двухпоясных систем покрытий, круглых в плане осуществляются различными методами. Так при монтаже покрытия Дворца спорта «Юбилейный» двухпоясные системы сначала собирались внизу, а затем при помощи специальной траверсы устанавливались монтажным краном в проектное положение.

ние. При этом по наружному контуру канаты систем крепились к периметральным колоннам здания и железобетонному кольцу, а в центре – к стальным кольцам, предварительно установленным на центральной монтажной башне. После навески всех систем осуществлялось предварительное напряжение их с помощью гидравлических домкратов вытяжкой стабилизирующего троса (каната) со стороны верхнего центрального кольца.

Методика расчета двухъярусных систем разработана Н.С. Москалевым и изложена в [9, стр. 354÷356] без учета деформативности опорного контура.

Рабочие формулы для определения полного распора в несущем и стабилизирующем поясах на стадии эксплуатации имеют вид:

$$- \text{ для несущего пояса } H_{\text{н}} = H_{\text{н0}} + \frac{M_{\text{бал}}(p_{\text{н}})}{(f_{\text{н0}} + \omega_{\text{н}})},$$

где $H_{\text{н0}} = H_{\text{н}}^{\text{п}} + \frac{M_{\text{бал}}(g_{\text{н}})}{f_{\text{н0}}}$ – начальный распор в несущем поясе;

$$- \text{ для стабилизирующего пояса } H_{\text{с}} = H_{\text{с0}} - \frac{M_{\text{бал}}(p_{\text{с}})}{(f_{\text{с0}} - \omega_{\text{с}})},$$

где $H_{\text{с0}} = H_{\text{с}}^{\text{п}} - \frac{M_{\text{бал}}(g_{\text{с}})}{f_{\text{с0}}}$ – начальный распор в стабилизирующем поясе.

Здесь: $\omega = k \cdot \frac{pl^2}{(1+\alpha_1) \cdot EA_n \cdot f_{\text{н0}}^2}$ – прогиб системы под временной нагрузкой,

$k = 3/128$ – при равномерно распределенной нагрузке;

$k = 5/864$ – при треугольной нагрузке (в круглых зданиях);

$p_{\text{н}} = p - p_{\text{с}}$ – доля внешней временной нагрузки p , приходящаяся на несущую нить;

$p_{\text{с}} = \frac{\alpha_1}{1+\alpha_1} \cdot p$ – то же – на стабилизирующую нить;

$\alpha_1 = \alpha \cdot \frac{f_{\text{с}}}{f_{\text{н}}} = \frac{m_{\text{н}}}{m_{\text{с}}} \cdot \frac{A_{\text{с}} \cdot f_{\text{с}}^2}{A_{\text{н}} \cdot f_{\text{н}}^2}$ – коэффициент соотношения моментов инерции поясов;

сов;

$\alpha = \frac{m_{\text{н}}^2}{m_{\text{с}}^2} \cdot \frac{A_{\text{с}} \cdot f_{\text{с}}}{A_{\text{н}} \cdot f_{\text{н}}}$ – коэффициент пропорциональности распределения равновесной нагрузки;

$m = L/l$ – отношение длины пояса к его пролету;

$A \cdot f^2$ – условный момент инерции пояса;

f_{H_0}, f_{C_0} – начальные стрелки провеса поясов;

g, p – полные постоянная и временная нагрузки.

Учет деформативности опорного контура разработал Б.Г. Ерунов [9, стр. 357].
Рекомендуется студентам ознакомиться самостоятельно.

Покрытия тросовыми предварительно напряженными фермами (гр. 4)

В прошлом столетии (20 в) тросовые фермы применялись в мостах, подвесных канатных дорогах.

Тросовые фермы покрытий применяют в зданиях прямоугольного плана (они широко распространены в ряде стран Западной Европы). Конструктивную схему тросовой фермы покрытия можно увидеть в работе [9, стр. 363] и учебном пособии [7, стр. 93÷94].

Они представляют собой дальнейшее развитие двухпоясных конструкций. В отличие от последних в тросовых фермах вместо распорок (растяжек) между поясами применены раскосная или треугольная решетки. В таких фермах преимущественное применение находят гибкие элементы из тросов в решетках и канатов в поясах. Если в раскосной решетке появляются сжатые элементы, то их выполняют из жестких профилей. В практике проектирования и строительства они получили название «фермы Яверта» по имени шведского инженера, который их изобрел.

Их достоинства определены надежностью в работе на неравномерные нагрузки, а также тем, что размеры панелей верхних поясов не связывают с размерами кровельных панелей, заставляя верхние пояса работать на растяжение с изгибом.

С помощью достаточного предварительного напряжения оттяжек следует обеспечить работу всех элементов фермы (по возможности, см. [7, стр. 94, рис. 10.1.18б]) на растяжение от полных нагрузок на верхний пояс фермы как плоской конструкции с шагом (3÷6) м по правилам строительной механики.

Покрытия зданий седловидными сетками (гр. 5)

Это одна из наиболее распространенных форм висячих покрытий. Основная несущая конструкция покрытия – седловидная сетка, состоящая из несущих провисающих вниз одного направления и стабилизирующих, имеющих выгиб вверх перпендикулярного направления, тросов (канатов). Такая система также относится к мгновенно жесткой, аналогично двухпоясной, способной нести легкое покрытие (кровлю). Примером такого покрытия является покрытие Рэлей-арена в США построенной еще в 1953 г. (см. [9, стр. 371]).

Удачное конструктивное решение покрытия в форме гипара, обладающего, кроме архитектурных, хорошими экономическими показателями привело к широкому распространению зданий такого вида во всем мире: эстрада в Харькове, концертный зал в Паланге, спортзал в Братиславе, плавательный бассейн в Монреале и др.

Тросы в сетке располагают на расстоянии (2-3) м с учетом размеров щитовых кровель.

Стрелки провеса рекомендуется принимать (по исследованиям В.Р. Кульбаха):
 $f_n = (1/8 - 1/15)l_n$; $f_c = (1/10 - 1/25)l_c$ с условием, чтобы $f_n/f_c = 1,5f$,
 где $f = f_n + f_c$. Увеличение стрелки провеса несущих тросов за счет уменьшения стрелки подъема стабилизирующих тросов ведет к уменьшению прогибов покрытия и усилий в несущих тросах, но одновременно увеличивает изгибающие моменты в опорной конструкции на стадии предварительного напряжения сетки покрытия. Но предварительное напряжение сетки необходимо и для уменьшения кинематических перемещений покрытия при неравновесных нагрузках, а не только для сохранения растянутыми стабилизирующие тросы, в которых от внешних нагрузок появляются сжимающие усилия (при сохранении и в них в целом усилия растяжения).

Методика расчета таких покрытий при равновесных нагрузках аналогична методике для двухпоясных систем [9, стр. 378÷381] для равновесных нагрузок. Для **неравновесных нагрузок** расчет более сложен. Для студентов, желающих ознакомиться с ней, можно воспользоваться работой В.Р. Кульбаха [9, стр. 381÷383].

Комбинированные системы висячих покрытий (гр. 6)

В литературе такие системы называют «цепь с балкой жесткости», состоящие из изгибно-жестких стержневых конструкций, подкрепленных гибкими криволинейными нитями из стальных тросов (канатов) и вант (прямолинейных) также из тросов (канатов).

Такие системы применяются для покрытий производственных зданий больших пролетов (цехов, ангаров) с подвесными кранами. Примером такого покрытия служит проект цеха пролетом 96 м с подвесными кранами, приведенный в [9, стр. 366] или типовой ангар пролетом 60 м, приведенный в [7, стр. 107], в [9, стр. 368].

В практике проектирования покрытий такого типа для производственных зданий несущие системы располагают параллельно друг другу, провес криволинейного троса (каната) назначают по квадратной параболе со стрелой провеса $(1/7 \div 1/8)l$, а высоту балки (фермы) жесткости – около $(1/40 \div 1/80)l$.

Расчет таких систем целесообразно вести с учетом геометрической нелинейности в упругой стадии работы материала конструктивных элементов с применением ППП для ЭВМ. Для первичного задания сечений (жесткостей) рекомендуются приближенные формулы [9, стр. 367].

Для консольных систем с балками (фермами) жесткости (см. компоновку ангаров) применяют ванты из стальных тросов (канатов). В ангарах благодаря возможности располагать ворота вдоль длинной стороны здания можно размещать самолеты разных типов и хорошо использовать полезную площадь. Поэтому большинство крупных аэропортов мира имеют ангары с консольными покрытиями в комбинации с вантами. В зданиях (сооружениях) круглого или овального планов (стадионы) покрытия козырьков поддерживают вантами, укрепленными в пилонах [9, стр. 368]. Весьма интересное комбинированное покрытие козырька над трибунами выполнено в стадионе «Локомотив» (Москва) [11].

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Беленя, Е. И. Предварительно напряженные несущие металлические конструкции / Е. И. Беленя. – 2-е изд. перераб. и доп. – Москва : Стройиздат, 1975. – 416 с. : ил. – Текст : непосредственный.
2. Примак, Н. С. Расчет рамных конструкций одноэтажных промзданий / Н. С. Примак. – Киев : Вища школа, 1972. – 496 с. – Текст : непосредственный.
3. Сперанский, Б. А. Решетчатые металлические предварительно-напряженные конструкции / Б. А. Сперанский. – Москва : Стройиздат, 1970. – 239 с. : ил. – Текст : непосредственный.
4. СП 16.13330 – 2017. Стальные конструкции : свод правил : издание официальное : утвержден и введен в действие приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 27 февраля 2017 года № 126/пр : актуализированная редакция СНиП II-23-81* : дата введения 2017-08-28 : [редакция от 4 декабря 2019 года]. – URL: http://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_278905/ (дата обращения : 15.03.2021). – Режим доступа : Консультант-Плюс. Законодательство. ВерсияПроф. – Текст : электронный.
5. Расчет стальных конструкций : справочное пособие / Я. М. Лихтарников, Д. В. Ладыженский, В. М. Клыков. – 2-е изд. перераб. и доп. – Киев : Будивельник, 1984. – 368 с. – Текст : непосредственный.
6. Петропавловская, И. А. Летопись инженерной и научной деятельности почетного академика В. Г. Шухова / И. А. Петропавловская ; ответственный редактор Ю. М. Батурин ; Институт истории естествознания и техники им. С. И. Вавилова РАН ; Комиссия РАН по разработке научного наследия почетного акад. В. Г. Шухова ; Международный Шуховский фонд. – Москва : Фестпартнер, 2014. – 416 с. – ISBN 978-5-904101-10-7. – Текст : непосредственный.
7. Основы проектирования и расчета стальных конструкций большепролетных зданий : учебное пособие для вузов / А. И. Колесов, А. А. Лапшин, Д. А. Морозов, И. А. Ямбаев, Е. А. Кочетова, О. В. Колотов. – Нижний Новгород : ННГАСУ, 2016. – 131 с. – ISBN 978-5-528-00099-2. – Текст : непосредственный.

8. Колесов, А. И. Металлические висячие мембраны-оболочки : учебное пособие для вузов / А. И. Колесов, А. А. Лапшин, Д. А. Морозов. – Нижний Новгород : ННГАСУ, 2015. – 57 с. – ISBN 978-5-528-00043-5. – Текст : непосредственный.
9. Металлические конструкции : специальный курс : учебное пособие для строительных вузов / Е. И. Беленя, Н. С. Стрелецкий, Г. С. Ведеников [и др.] ; под редакцией Е. И. Беленя. – 3-е изд., перераб. и доп. – Москва : Стройиздат, 1991. – 687 с. – ISBN 5-274-01095-4. – Текст : непосредственный.
10. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений : расчетно-теоретический. В 2 книгах. Книга 1 / под редакцией А. А. Уманского. – Изд. 2-е, перераб. и доп. – Москва : Стройиздат, 1972. – 599 с. – Текст : непосредственный.
11. Еремеев, П. Г. Современные стальные конструкции большепролетных покрытий уникальных зданий и сооружений : монография / П. Г. Еремеев. – Москва : АСВ, 2009. – 336 с. : ил. – ISBN 978-5-93093-651-3. – Текст : непосредственный.
12. Трофимов, В. И. Легкие металлические конструкции зданий и сооружений : (разработка конструкций, исследования, расчет, изготовление, монтаж) : учебное пособие для студентов вузов по специальности 290300 "Промышленное и гражданское строительство" направления "Строительство" / В. И. Трофимов, А. М. Каминский. – Москва : АСВ, 2002. – 576 с. : ил. – ISBN 5-93093-122-4. – Текст : непосредственный.
13. Кирсанов, Н. М. Висячие и вантовые конструкции : учебное пособие для вузов / Н. М. Кирсанов. – Москва : Стройиздат, 1981. – 158 с. : ил. – Текст : непосредственный. (П. 1.5. – С. 9, 29-32 ; П. 2.1 – С. 36, 39-42 ; П. 2.5 – С. 37, 54-57 ; П. 4.3. – С. 78, 89-94 ; П. 5.3 – С. 96, 105-108).

Колесов Александр Иванович
Иванова Ольга Борисовна
Кочетова Елена Анатольевна
Иванова Елизавета Валерьевна

СТАЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Часть 3. Специальные вопросы расчета и проектирования
(предварительно напряженные фермы и балки,
конструкции висячих покрытий)

Учебное пособие

Подписано в печать 14.04.2021. Формат 60x90 1/8. Бумага газетная. Печать трафаретная.
Уч. изд. л. 19,0. Усл. печ. л. 19,4 Тираж 300 экз. Заказ №

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»
603950, Нижний Новгород, ул. Ильинская, 65.
Полиграфический центр ННГАСУ, 603950, Н.Новгород, Ильинская, 65
<http://www.nngasu.ru>, srec@nngasu.ru