

р. 6.7  
184

TALLINNA POLÜTEHNILISE INSTITUUDI TOIMETISED  
ТРУДЫ ТАЛЛИНСКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА

Серия А

№ 184

1961

---

# СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

## СБОРНИК СТАТЕЙ

ТАЛЛИН, 1961





Ер. 6.7

TALLINNA POLÜTEHNILISE INSTITUUDI TOIMETISED  
ТРУДЫ ТАЛЛИНСКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА

Серия А

№ 184

1961

# СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

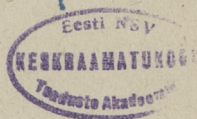
## СБОРНИК СТАТЕЙ

ТАЛЛИН, 1961

## ОГЛАВЛЕНИЕ

1. Х. Х. Лауль, В. Р. Кульбах, А. А. Сумбак, О вопросах статического расчета и испытания конструкций покрытия Таллинской певческой эстрады . . . . . 3
2. А. О. Юргенсон, У. В. Раукас, Основы расчета арматурного динамометра . . . . . 23
3. У. В. Раукас, А. О. Юргенсон, Арматурный динамометр АД-59 41
4. У. В. Раукас, А. О. Юргенсон, Г. А. Самуэль, Исследование работы струнотонных брусков при растяжении . . . . . 56
5. А. О. Юргенсон, У. В. Раукас, О сцеплении высокопрочной проволоки с бетоном . . . . . 67
6. А. О. Юргенсон, У. В. Раукас, Исследование ячеистобетонных панелей перекрытий, армированных струнотонными брусками 74

Ер.3912



### СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ. СБОРНИК СТАТЕЙ.

Таллинский политехнический институт

Редактор Х. Ремма  
Технический редактор Я. Мыттус  
Корректор Л. Тоомисте

Сдано в набор 12 VII 1961. Подписано к печати 14 XI 1961.  
Бумага 54×84<sup>1/16</sup>. Печатных листов 5,5. По формату 60×92 печатных  
листов 4,51. Учетно-издательских листов 3,8. Тираж 600 экз.  
МВ-06390. Заказ № 2512.

Типография «Юхисэлу», Таллин, ул. Пякк 40/42.

Цена 27 коп.



*Х. Х. Лауль, В. Р. Кульбах, А. А. Сумбак*

## **О ВОПРОСАХ СТАТИЧЕСКОГО РАСЧЕТА И ИСПЫТАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЯ ТАЛЛИНСКОЙ ПЕВЧЕСКОЙ ЭСТРАДЫ**

В 1960-м году в гор. Таллине было закончено строительство певческой эстрады (рис.1), входящей в комплекс певческого поля. Нижняя часть эстрады — трибуна для 30 000 певцов построена из сборного железобетона с применением сборных колонн, системы главных железобетонных балок и панелей для образования ступеней эстрады. Наибольший интерес с инженерной точки зрения представляет конструк-



Рис. 1. Общий вид певческой эстрады.

ция покрытия эстрады, являющейся объектом настоящей статьи.

Автором проекта экрана является заслуженный деятель искусства Эстонской ССР арх. А. Котли. Первоначальные соображения по осуществимости конструкции и ее предварительных размеров были

даны профессором Х. Лауль. Моделирование конструкции производилось на кафедре строительных конструкций Таллинского политехнического института ассистентом А. Сумбак. Составление проекта конструкции производилось коллективом «Эстонпроекта» на основе результатов испытания модели. Автором конструктивной части проекта был аспирант кафедры строительных конструкций ТПИ Э. Паальманн, главным инженером проекта инженер К. Талло. Измерительные работы при возведении экрана производились под руководством профессора Х. Лауль. Основные задачи при этом выполнили доценты В. Кульбах и И. Ааре. Акустическое моделирование экрана производилось доцентом ТПИ Х. Орувез.

## 1. Описание конструкции покрытия

Покрытие эстрады — акустический экран — представляет собой поверхность, близкую к гиперболическому параболюиду. Основная задача экрана — отражение звуковых волн и направление их к слушателям. Форма и размеры экрана подобраны в основном по акустическим соображениям.

В плане экран перекрывает площадь длиной 75 и шириной 35 метров. Контур экрана образуется двумя плоскими арками, несимметрично расположенными относи-

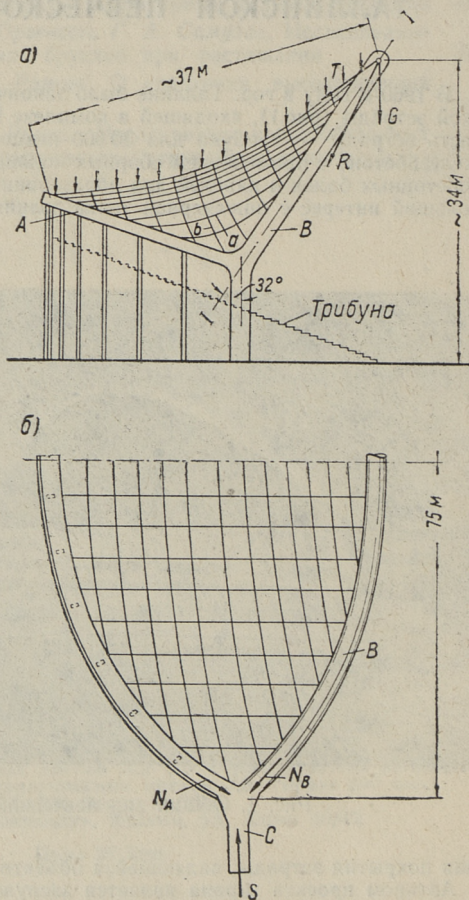


Рис. 2. Конструктивная схема эстрады.



тельно продольной оси экрана. Задняя арка *A* (см. рис. 2) с сечением  $2,0 \times 1,5$  м, расположенная под углом  $19^\circ$  к горизонтали и опертая системой колонн, была возведена из монолитного железобетона. Передняя арка *B*, опертая только в пятах, расположена под углом  $58^\circ$  к горизонтали. Эта арка была изготовлена из стальной трубы диаметром 2,0 м с толщиной стенки 14 мм. Для обеспечения необходимого веса и прочности арки труба была частично заполнена армированным цементным раствором марки 150. Опорами арок служат контрафорсы высотой  $\sim 10$  м, передающие как вертикальные опорные реакции, так и распор на сильный слой песчаника, являющегося основанием фундаментов контрафорсов.

Между арками натянуты системы тросов: «*a*» — несущие, вогнутые, воспринимающие нагрузки от покрытия и передающие их на арки; «*b*» — вспомогательные, выпуклые, обеспечивающие необходимую жесткость покрытия. Расстояние между вантами в среднем 3,5 м. Как несущие, так и вспомогательные тросы представляют собой пучки из высокопрочной проволоки с гладкой поверхностью и имеют диаметр 38 мм.

Несущие тросы (19 шт.) имеют форму цепной линии, близкой к параболе. Нижние концы их при восходе в заднюю арку *A* направлены горизонтально, а верхние концы составляют с плоскостью передней арки *B* угол  $17^\circ$ — $33^\circ$ . Длина несущих тросов составляет 11—36 м.

Вспомогательные тросы (12 шт.) имеют симметричную форму, близкую к гиперболу. Длина этих тросов от 27 до 76 м.

Экран образуется деревянными щитами, опертыми своими концами на тросы системы «*a*». По щитам уложен слой пергамина, далее диагональный настил и оцинкованная кровельная листовая сталь.

## 2. Схема работы конструкции

Задняя арка *A* и передняя арка *B* образуют замкнутый контур в ломаной плоскости. Основными нагрузками этих арок являются их собственный вес и усилия натяжения тросов. Покрытие в целом представляет собой предварительно напряженную систему с многократной статической неопределимостью. Основные нагрузки от покрытия передаются на несущие тросы системы «*a*», одни концы которых соединены с передней, а другие —



с задней аркой. Вспомогательные тросы воспринимают только нагрузки от давления ветра спереди; их основная задача — фиксирование формы провисания основных тросов и обеспечение жесткости покрытия.

Работу покрытия можно представить следующим образом. В исходном положении (до приложения нагрузок от покрытия) усилия в тросах обусловлены только взаимным контактным давлением двух систем предварительно напряженных тросов. После укладки покрытия несущие тросы получают дополнительное провисание, а вследствие этого контактное давление тросов уменьшается. Воздействие снеговой нагрузки вызывает новое увеличение провисания тросов системы «а» и уменьшение контактного давления. В результате приложения внешних нагрузок, усилия в основных тросах увеличиваются значительно меньше, нежели при отсутствии вспомогательных тросов. Отсюда следует, что вспомогательные тросы, кроме обеспечения жесткости покрытия, оказывают регулирующее влияние на усилия тросов системы «а», существенно уменьшая интервал их изменения. Еще больше — тросы системы «б», фиксируя форму провисания тросов системы «а», обеспечат примыкание этих тросов с аркой в таком направлении, что равнодействующие усилия  $R$  действуют в плоскости арки или под небольшим углом к ней (рис. 2). В противном случае в арке «В» возникали бы значительные крутящие и поперечные изгибающие моменты, обуславливающие большое накопление потенциальной энергии. Составляющие усилий  $R$ , действующие в плоскости арки  $B$ , передаются к опорам главным образом в виде нормальных сил с небольшим накоплением потенциальной энергии.

### 3. О выборе приближенной расчетной схемы экрана

Экран представляет собой предварительно напряженную конструкцию с высокой степенью статической неопределенности. Наибольшее количество неизвестных получается от усилий натяжения тросов. Когда эти усилия будут известными, то статическая неопределенность заключается в замкнутости контура экрана и в заделке его в контрафорсах. Поскольку контрафорсы весьма жесткие, а узлы примыкания их к контурной раме при действующих нагрузках практически не поворачиваются и не смещаются, то контурная рама может рас-



смагиваться как система из двух самостоятельных бесшарнирных арок, зашцеиленных в контрафорсах.

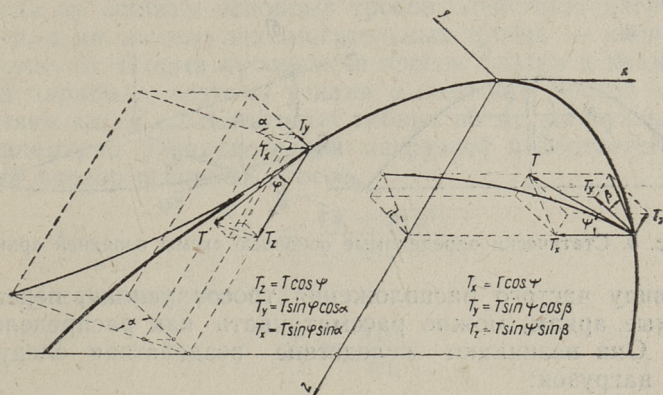


Рис. 3. Усилия натяжения тросов, действующие на переднюю арку.

Усилия от натяжения тросов, а также собственный вес арок имеют составляющие действующие как в плоскости арки, так и перпендикулярно к этой плоскости (см. рис. 3). Так как задняя арка связана с системой колонн, то она работает на изгиб только в своей плоскости. Передняя же арка должна воспринимать изгибающие моменты в двух плоскостях, а также крутильные моменты. Для упрощения расчета рассмотрим переднюю арку отдельно при нагрузках, действующих в

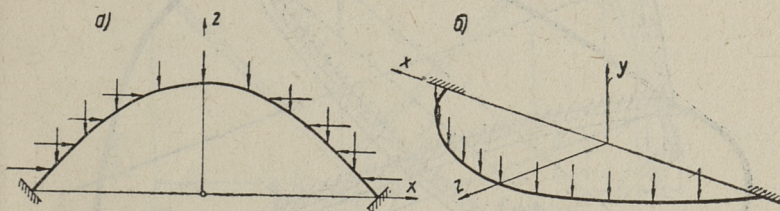


Рис. 4. Расчетная схема передней арки.

плоскости арки (рис. 4, а), а затем при нагрузках, действующих перпендикулярно к этой плоскости (рис. 4, б). При раскрытии статической неопределенности принимаем обыкновенную основную систему (рис. 5, а), а при решении второй схемы за неизвестные принимаем изги-

бающий и крутильный моменты и поперечную силу в замке арки.

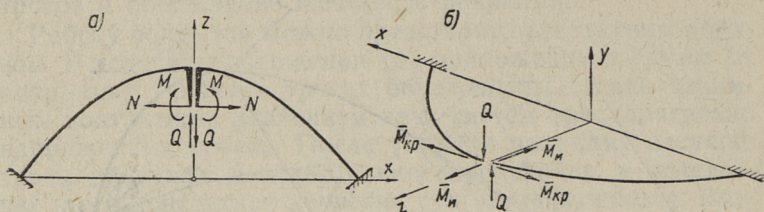


Рис. 5. Статически определимые основные схемы передней арки.

Ввиду частого расположения тросов усилия, передаваемые аркам, можно рассматривать как распределенные. Они возникают вследствие воздействия следующих нагрузок:

- 1) взаимное контактное давление несущих и вспомогательных тросов,
- 2) собственный вес покрытия,
- 3) снеговая нагрузка,
- 4) давление и отсос ветра.

Все эти нагрузки считаем равномерно распределенными по площади экрана. Обозначим

$q$  — внешнюю нагрузку (вес покрытия, снег, ветер),

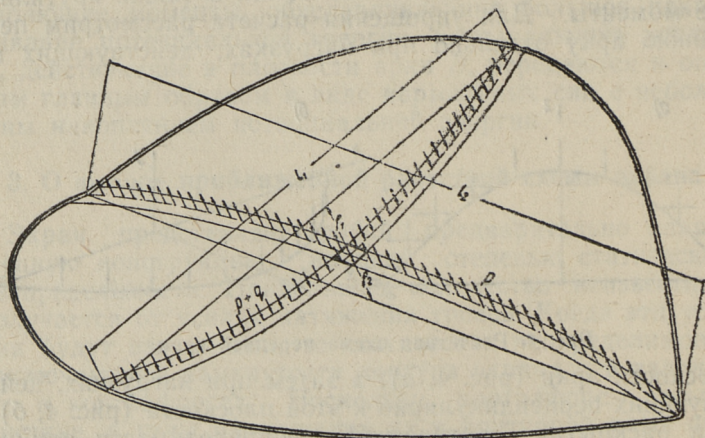


Рис. 6. Нагрузки основных и вспомогательных тросов.



$p$  — контактное давление тросов, равное узловой контактной нагрузке, приведенной к единице площади экрана.

Тогда на систему основных тросов действует нагрузка  $q+p$ , а на систему вспомогательных тросов — нагрузка  $p$  (рис. 6). Форма провисания тросов близка к квадратной параболе, поэтому усилия в полосках тросов определяем как в обыкновенных гибких нитях, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой. Соответствующий распор основных тросов

$$H_1 = \frac{(q + p)l_1^2}{8f_1},$$

вспомогательных тросов —

$$H_2 = \frac{pl_2^2}{8f_2}.$$

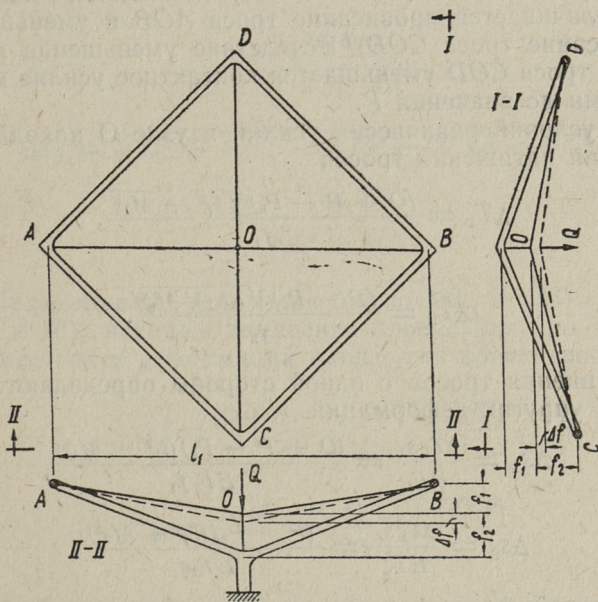


Рис. 7. Схема простейшей системы вантовой сетки.

Коренным вопросом при этом является определение контактного давления между тросами  $p$  при воздействии внешней нагрузки, зависящего от начального давления  $p_0$  и характеристик обеих систем тросов. Кроме того, контактное давление зависит от деформации арок. Начальное контактное давление должно быть выбрано таким образом, чтобы после приложения внешней нагрузки максимальной интенсивности осталось еще небольшое контактное давление, обеспечивающее жесткость покрытия (например  $p = 0,1 q$ ).

Соображения по определению контактного давления  $p$  приводятся в п. 4.

#### 4. Определение контактного давления тросов при воздействии внешней нагрузки

Рассмотрим в первую очередь работу простейшей системы, состоящей из двух тросов (рис. 7).

Пусть контактное усилие между тросами от предварительного напряжения в исходном состоянии будет  $P_0$ . При приложении на узел  $O$  сосредоточенной нагрузки  $Q$  увеличивается провисание троса  $AOB$  и уменьшается провисание троса  $COD$ . Вследствие уменьшения провисания троса  $COD$  уменьшается контактное усилие между тросами до значения  $P$ .

Из условий равновесия усилий в узле  $O$  находим изменения натяжения тросов

$$\Delta T_1 = \frac{(Q + P - P_0)\sqrt{l_1^2 + 4f_1^2}}{f_1}, \quad (1)$$

$$\Delta T_2 = \frac{(P - P_0)\sqrt{l_2^2 + 4f_2^2}}{f_2}. \quad (2)$$

Удлинения тросов с одной стороны определяются законом упругих деформаций

$$\Delta s_1 = \frac{\Delta T_1 s_1}{EF_1} = \frac{(Q + P - P_0)(l_1^2 + 4f_1^2)}{EF_1 f_1}, \quad (3)$$

$$\Delta s_2 = \frac{\Delta T_2 s_2}{EF_2} = \frac{(P - P_0)(l_2^2 + 4f_2^2)}{EF_2 f_2}, \quad (4)$$

а с другой стороны — изменением провисания тросов (см. рис. 8)



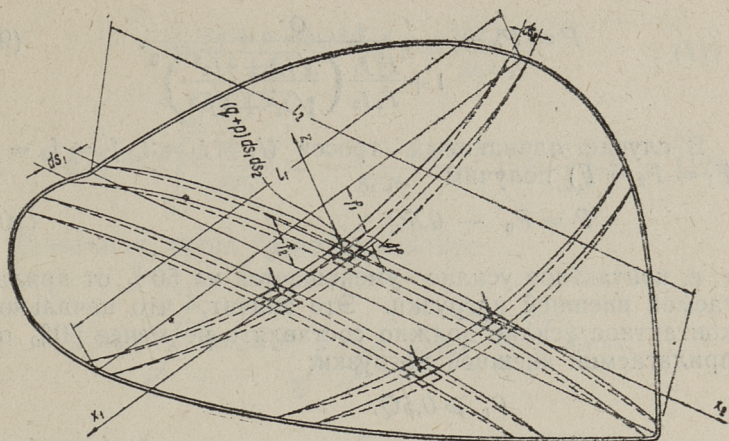


Рис. 8. Схема деформации покрытия эстрады.

$$\begin{aligned} \Delta s_1 &= \sqrt{l_1^2 + 4(f_1 + \Delta f)^2} - \sqrt{l_1^2 + 4f_1^2} \approx \\ &\approx \frac{4f_1 \Delta f}{\sqrt{l_1^2 + 4f_1^2}}, \end{aligned} \quad (5)$$

$$\begin{aligned} \Delta s_2 &= \sqrt{l_2^2 + 4(f_2 - \Delta f)^2} - \sqrt{l_2^2 + 4f_2^2} \approx \\ &\approx \frac{-4f_2 \Delta f}{\sqrt{l_2^2 + 4f_2^2}}. \end{aligned} \quad (6)$$

Приравнивая удлинения  $\Delta s_1$  по (3) и (5), а  $\Delta s_2$  по (4) и (6), находим изменение провисания, по условию совместности деформаций общее для обоих тросов

$$\Delta f = \frac{(Q + P - P_0)(\sqrt{l_1^2 + 4f_1^2})^3}{EF_1 f_1}, \quad (7)$$

$$\Delta f = \frac{-(P - P_0)(\sqrt{l_2^2 + 4f_2^2})^3}{EF_2 f_2}. \quad (8)$$

Из формул (7) и (8) находим искомый закон изменения контактных усилий между тросами

$$P = P_0 - \frac{Q}{1 + \frac{F_1 f_1}{F_2 f_2} \left( \frac{\sqrt{l_2^2 + 4f_2^2}}{\sqrt{l_1^2 + 4f_1^2}} \right)^3}. \quad (9)$$

В случае одинаковых тросов ( $l_1 = l_2 = l$ ,  $f_1 = f_2 = f$ ,  $F_1 = F_2 = F$ ) получим

$$P = P_0 - 0,5Q, \quad (10)$$

т. е. контактное усилие уменьшается на 50% от прилагаемой внешней нагрузки. Это значит, что начальное контактное усилие должно составлять не менее 50% от прилагаемой внешней нагрузки:

$$P_0 \geq 0,5Q.$$

Далее рассмотрим вантовую систему, состоящую из двух систем часто расположенных пересекающихся тросов. При точном расчете контактные усилия в узлах определяются условиями совместного смещения пересекающихся тросов. Для решения задачи в таком случае получим систему уравнений с количеством неизвестных, равным количеству узлов сетки тросов.

Задаваясь формой провисания тросов, условие совместного смещения тросов можем выписать только для узла, образуемого в точке пересечения средних, наиболее длинных тросов. Принимаем форму провисания троса до и после приложения внешней нагрузки соответственно за параболы (см. рис. 8).

$$z = \frac{4f}{l^2} x^2$$

$$\text{и } z = \frac{4(f \pm \Delta f)}{l^2} x^2.$$

Считаем, что внешняя нагрузка  $q$ , а также контактное давление  $p$  между тросами равномерно распределены по площади сетки тросов. В таком случае удлинения средних несущих и вспомогательных тросов будут соответственно

$$\Delta s_1 = 2 \int_0^{l_1/2} \frac{\Delta T_1 ds_1}{EF_1} = 2 \frac{(q + p - p_0) l_1^2}{8EF_1 f_1} \int_0^{l_1/2} \left[ 1 + \left( \frac{8f_1 x}{l_1^2} \right)^2 \right] dx =$$



$$= \frac{(q + p - p_0) l_1^3}{8EF_1 f_1} \left( 1 + \frac{16f_1^2}{3l_1^2} \right), \quad (11)$$

$$\Delta s_2 = 2 \int_0^{l_2/2} \frac{\Delta T_2 ds_2}{EF_2} = \frac{(p - p_0) l_2^3}{8EF_2 f_2} \left( 1 + \frac{16f_2^2}{3l_2^2} \right), \quad (12)$$

Начальная длина троса составляет

$$s = 2 \int_0^{l/2} ds = 2 \int_0^{l/2} \sqrt{1 + \left( \frac{8fx}{l^2} \right)^2} dx =$$

$$= \frac{1}{2} \sqrt{l^2 + 16f^2} + \frac{l^2}{8f} \ln \frac{4f + \sqrt{l^2 + 16f^2}}{l},$$

а удлинения при изменении провисания на  $\Delta f$  соответственно будут

$$\Delta s_1 = \frac{1}{2} (\sqrt{l_1^2 + 16(f_1 + \Delta f)^2}) - \sqrt{l_1^2 + 16f_1^2} +$$

$$+ \frac{l_1^2}{8f_1} \ln \frac{4(f_1 + \Delta f) + \sqrt{l_1^2 + 16(f_1 + \Delta f)^2}}{4f_1 + \sqrt{l_1^2 + 16f_1^2}} \approx \frac{\sqrt{l_1^2 + 16f_1^2}}{2f_1} \Delta f, \quad (13)$$

$$\Delta s_2 \approx \frac{-\sqrt{l_2^2 + 16f_2^2}}{2f_2} \Delta f. \quad (14)$$

Приравнявая удлинения  $\Delta s_1$  по (11) и (13), а  $\Delta s_2$  по (12) и (14), находим

$$\Delta f = \frac{(q + p - p_0) l_1^3}{4EF_1 \sqrt{l_1^2 + 16f_1^2}} \left( 1 + \frac{16f_1^2}{3l_1^2} \right), \quad (15)$$

$$\Delta f = \frac{-(p - p_0) l_2^3}{4EF_2 \sqrt{l_2^2 + 16f_2^2}} \left( 1 + \frac{16f_2^2}{3l_2^2} \right). \quad (16)$$

Из сопоставления (15) и (16) получим

$$p = p_0 - \frac{q}{1 + \frac{F_1 l_2 (\sqrt{l_2^2 + 16f_2^2}) \sqrt{l_1^2 + 16f_1^2}}{F_2 l_1 (3l_1^2 + 16f_1^2) \sqrt{l_2^2 + 16f_2^2}}} \quad (17)$$

При одинаковых тросах ( $F_1 = F_2 = F$ ,  $l_1 = l_2 = l$ ,  $f_1 = f_2 = f$ ) находим

$$p = p_0 - 0,5 q. \quad (18)$$

В формулах (17) и (18) не учтено влияние деформаций контура экрана на контактные усилия. Когда мы учитываем, что смещения точек контура экрана пропорциональны соответствующим усилиям тросов, то в формулы (17) и (18) легко могут быть включены дополнительные коэффициенты, учитывающие указанные деформации.

Смещения замковой точки арки под воздействием внешней нагрузки в направлении касательной к концу троса составляет

$$u = \Delta T \cdot \delta, \quad (19)$$

где  $\delta$  — смещение замковой точки арки под воздействием распределенной нагрузки, максимальная интенсивность которой равна единице,

$$\Delta T_1 = \frac{(q + p - p_0) l_1^2}{8f_1} \quad \text{— изменение усилия основного троса при воздействии внешней нагрузки } q,$$

$$\Delta T_2 = \frac{-(p - p_0) l_2^2}{8f_2} \quad \text{— изменение усилия вспомогательного троса.}$$

Заменяя в формулах (11) и (12)  $\Delta s_1$  на  $\Delta s_1 - u_1$  и  $\Delta s_2$  на  $\Delta s_2 - u_2$ , а затем сопоставляя эти удлинения с удлинениями по (13) и (14), находим изменения провисания тросов

$$\Delta f = \frac{(q + p - p_0) l_1^3}{4EF_1 \sqrt{l_1^2 + 16f_1^2}} \left( 1 + \frac{16f_1^2}{3l_1^2} + \frac{EF_1 \delta_1}{l_1} \right), \quad (20)$$

$$\Delta f = \frac{-(p - p_0) l_2^3}{4EF_2 \sqrt{l_2^2 + 16f_2^2}} \left( 1 + \frac{16f_2^2}{3l_2^2} + \frac{EF_2 \delta_2}{l_2} \right). \quad (21)$$

Значение контактного давления будет соответственно

$$p = p_0 - \frac{q}{1 + \frac{F_1 l_2 (3l_2^2 + 16f_2^2 + 3EF_2 \delta_2 l_2) \sqrt{l_1^2 + 16f_1^2}}{F_2 l_1 (3l_1^2 + 16f_1^2 + 3EF_1 \delta_1 l_1) \sqrt{l_2^2 + 16f_2^2}}}. \quad (22)$$



## 5. Испытание модели

Для экспериментальной проверки принципа работы экрана на кафедре строительных конструкций Таллинского политехнического института была изготовлена модель экрана в масштабе 1 : 25. Несущие арки были изготовлены из цементного раствора М 300. Пролет арок — 3,0 м. Сечение задней арки 4 × 8 см, передней — 6 × 8 см. Обе арки армированы мягкой стальной проволокой. Несущие и вспомогательные тросы были моделированы стальной проволокой. Имея в виду, что модуль упругости тросов ниже упругости стали, пришлось на модели в качестве тросов применять проволоку из высокопрочной стали. Это позволило за счет повышения напряжений получить соответствующие тросам деформации. Несущие тросы были моделированы проволокой диаметром 2,0 мм ( $\sigma_p = 18000 \text{ кг/см}^2$ ), вспомогательные — проволокой диаметром 1,4 мм ( $\sigma_p = 18000 \text{ кг/см}^2$ ). В соответствии с прочностью и диаметром тросов шаг основных тросов получился 22 см и верхних — 25 см. Одни концы тросов были забетонированы в арках,

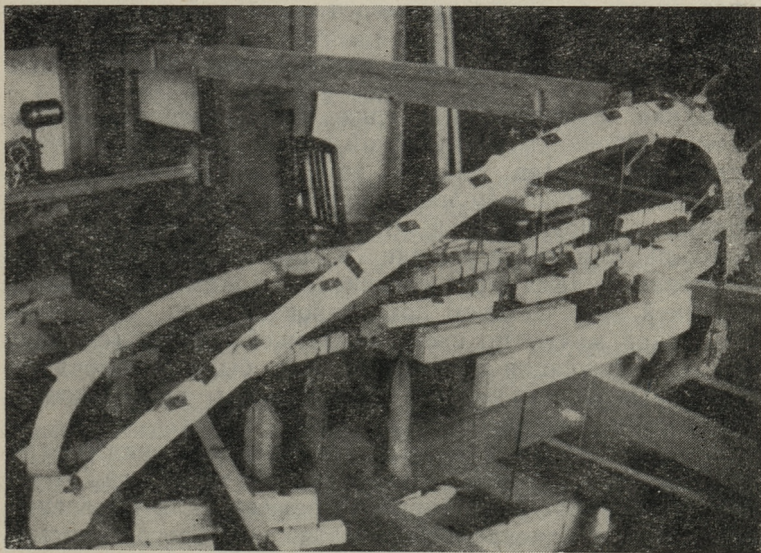


Рис. 9. Общий вид испытания модели.



а другие концы были снабжены затяжными болтами, пропущенными через отверстия, оставленные в арках. Распор арок воспринимали стальной затяжкой диаметром 12 мм. Общий вид модели при испытании представлен на рис. 9.

При испытании модель была загружена нагрузками, соответствующими собственному весу, снеговой и ветровой нагрузкам. Собственный вес передней арки был моделирован при помощи рычажной системы и передан на арку с помощью подвесок в 8 точках. Собственный вес покрытия экрана, снеговая и ветровая нагрузки передавались к модели в виде сосредоточенных нагрузок, приложенных в точках пересечения тросов.

Натяжение тросов производилось с помощью динамометра, приспособленного для натяжения и одновременного измерения усилий в тросах. Натянутые проволоки были анкерованы при помощи гаек на натяжных болтах. Измерялись также деформации и перемещения арок, используя механические тензометры и индикаторы.

Проведенные экспериментальные исследования модели позволяли оценить конструктивные свойства выбранного решения акустического экрана и дали полную уверенность в осуществляемости описанной конструкции.

## 6. Возведение экрана и контрольные измерения

Задняя железобетонная арка была возведена монолитной. Сборка металлической трубы передней арки из отдельных звеньев длиной до 5 м производилось на стеллаже, устроенном на задней арке (рис. 10). Вблизи опорных сечений арки были устроенные временные шарниры для подъема арки в проектное положение. Вантовая система была соединена с арками до подъема передней арки. Подъем арки производился с помощью временной мачты по схеме падающей стрелы (см. рис. 10). Для фиксации положения арки были установлены временные опоры, которые были сняты после окончательного натяжения тросов.

Из-за чрезвычайно кратких сроков возведения экрана требовался пересмотр первоначальной технологии производства работ. Было принято решение для выяснения возможности одновременного натяжения тросов, бетонирования арки, укладки щитов и заделки временных шарниров. Это требовало постоянной регулировки натяже-



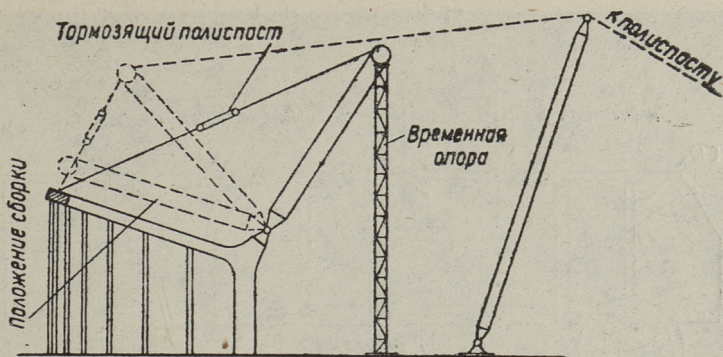


Рис. 10. Схема монтажа передней арки.

ния тросов и основательных контрольных измерений над конструкцией экрана. Указанные контрольные полевые измерения должны были обеспечить правильное распределение усилий в тросах, проверку результатов испытания модели в натуре, а также проверку напряженного состояния передней арки и смещений опор.

В программу контрольных измерений вошли следующие работы:

- 1) измерение усилий в тросах,
- 2) измерение деформаций передней арки,
- 3) измерение смещений арки и ее опор,
- 4) измерение угла поворота передней арки,
- 5) измерение усилий во временных опорах.

Проектом было предусмотрено предварительное натяжение тросов усилиями до 25 тонн. Натяжение тросов производилось с помощью удлиненных гаечных ключей, причем для уменьшения трения гайки об опорный лист были использованы осевые шариковые подшипники.

Для обеспечения правильного распределения усилий в тросах было организовано регулярное измерение их усилий. Измерение проводилось с помощью специальных приборов (рис. 11), сконструированных под руководством доц. И. И. Ааре. Прибор представляет собой портативный прогибомер с гидравлическим динамометром для создания и измерения поперечного усилия.

Измерение деформаций в передней арке производилось с помощью электротензометрии. В состав измери-

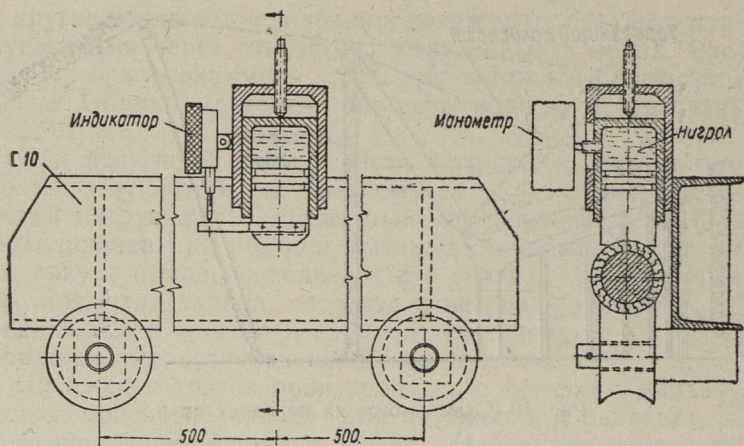


Рис. 11. Прибор для измерения усилий натяжения тросов.

тельных приборов вошли: 1) электрический измеритель деформации типа ЭИД-3, 2) автоматический регулятор напряжений, 3) переключатель датчиков, 4) комплект проволочных датчиков, приклеиваемых на поверхность арки.

В одном поперечном сечении было установлено 16 рабочих датчиков и такое же количество компенсирующих датчиков.

Общий вид установки при измерении приведен на рис. 12.

По программе работ было предусмотрено измерение горизонтальных и вертикальных смещений опорных сечений, а также сечений в середине и на четвертях пролета арки.

При выборе метода измерения в первую очередь остановились на способе измерения с помощью геодезических инструментов, хорошо усвоенном коллективом кафедры при испытании мостов. Но вследствие значительной высоты измеряемых точек (от 10 до 35 м от уровня земли) указанный способ был применим только для измерения опорных сечений. Измерение соответствующих вертикальных смещений производилось с помощью высокоточного нивелира типа НА-1. На объекте измерения была установлена одна шкала, а на неподвижном



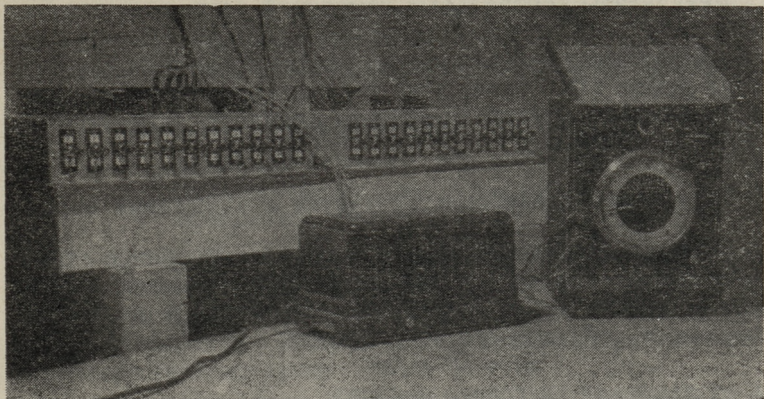


Рис. 12. Установка для измерения деформаций передней арки.

объекте другая шкала, служившая репером. Для проверки горизонтальных смещений были использованы обыкновенные теодолиты.

Для измерения смещений промежуточных точек арки были сконструированы координатомеры, позволяющие измерить как горизонтальные, так и вертикальные смещения. Координатомеры были установлены на уровне земли, а смещения передавались сверху вниз с помощью стальной проволоки, к концу которой был подвешен груз, находившийся в жидкости.

Для измерения угла поворота арки был разработан клинометр, изготовленный на базе уровня и микрометра с точностью деления  $0,01$  мм. Основание клинометра с микрометром соединяется с конструкцией и наклоняется вместе с ней. Подвижная часть клинометра базой  $l = 172$  мм с уровнем устанавливается в горизонтальное положение с помощью микрометра до и после наклона основания. По разности показаний микрометра вычисляется угол поворота.

Измерение деформаций временных опор производилось с помощью механических тензометров базой  $200$  мм. Эти деформации позволили определить нагрузки в опорах. Натяжение тросов производилось таким образом, чтобы усилия во временных опорах были близкими нулю.

Результаты контрольных измерений позволили корректировать технологию возведения вантовой конструкции в направлении значительного форсирования производства работ. На основе этих результатов производилось предписание очереди отдельных операций производства работ и их темпов.

## 7. Результаты проверочных расчетов и испытаний экрана

Из элементов конструкции экрана в наиболее трудных условиях работает передняя арка. Решающее значение при проверке ее несущей способности имеют нагрузки от собственного веса покрытия

$$q_1 = 60 \text{ кг/м}^2$$

и от давления снегового покрова

$$q_2 = 100 \text{ кг/м}^2.$$

При подстановке геометрических и статических характеристик элементов покрытия в расчетную формулу (22) получим

$$p_0 - p = 0,3 q$$

(при неучете деформаций арки  $p_0 - p = 0,2 q$ ).

Окончательное регулирование натяжения тросов производилось после укладки покрытия по тросам. В этом состоянии нагрузка на систему основных тросов составляла

$$q_1 + p = 160 \text{ кг/м}^2,$$

а на систему вспомогательных тросов

$$p = 100 \text{ кг/м}^2.$$

Соответствующие максимальные усилия основных тросов  $T_1 = 3,15 \times 0,160 \times \frac{36^2}{8 \times 3,0} = 26,4 \text{ т}$ , вспомогательных тросов —  $T_2 = 3,5 \times 0,100 \times \frac{75^2}{8 \times 10,0} = 25,6 \text{ т}$  близки к измеренным.

Учитывая, что  $p_0 = p + 0,3 q$ , находим начальную нагрузку  $p_0 = 100 + 0,3 \cdot 60 \approx 120 \text{ кг/м}^2$ .

При воздействии снеговой нагрузки максимальной интенсивности имеем

$$q = q_1 + q_2 = 160 \text{ кг/м}^2,$$

$$p = p_0 - 0,3 \cdot 160 = p_0 - 50 \text{ кг/м}^2,$$

а нагрузки на системы тросов соответственно будут

$$q + p = q + p_0 - 50 = 230 \text{ кг/м}^2,$$

$$p = 120 - 50 = 70 \text{ кг/м}^2.$$



Это соответствует максимальному натяжению основных тросов  $\sim 12,0$  т/м и вспомог. тросов —  $\sim 5,0$  т/м.

Соответствующие максимальные усилия в передней арке будут:

$$\begin{aligned} \text{изгибающий момент } M_{и} &= 550 \text{ тм,} \\ \text{крутящий момент } M_{кр} &= 150 \text{ тм,} \\ \text{сжимающее усилие } N &= 610 \text{ т,} \\ \text{поперечное усилие } Q &= 25 \text{ т.} \end{aligned}$$

При вычислении главных напряжений в стальной трубе предполагаем, что сдвигающие усилия воспринимаются только сталью, а нормальное напряжение — совместно сталью и бетоном. Соответствующие характеристики поперечного сечения арки:

$$\begin{aligned} F_{пр} &= 1400 \text{ см}^2, \\ W_{пр} &= 64\,000 \text{ см}^3, \\ W_{кр} &= 88\,000 \text{ см}^3, \\ \frac{2I^2}{S} &= 440 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

Значение максимальных главных напряжений при коэффициенте перегрузки  $n = 1,25$

$$\sigma_{гл} = 1650 \text{ кг/см}^2$$

меньше расчетного сопротивления материала ( $R = 2100 \text{ кг/см}^2$ ).

После испытания экрана производилось сравнение нормальных сил и изгибающих моментов в замковом сечении арки, полученных 1) по результатам измерения деформаций, 2) расчетом по измеренным нагрузкам от тросов. За исходное состояние было принято состояние до бетонирования арки и укладки кровли, а за конечное состояние — положение после укладки кровли и окончательного натяжения тросов. Сравнение усилий приводится в таблице

Способ определения усилия	Сжимающее усилие № т	Изгибающий момент в плоскости арки $M_y$ тм	Изгибающий момент из плоскости арки $M_z$ тм
По деформациям	243	—54	—64
По нагрузкам	231	—35	—52

В результате проверочных расчетов и испытания экрана следует считать, что работа конструкции хорошо соответствует расчетным предположениям и результатам испытания модели.

Для исследования деформаций ползучести арок и выяснения характера работы экрана при динамическом воздействии ветра предусмотрено длительное наблюдение за поведением конструкции экрана.



А. О. Юргенсон, У. В. Раукас

## ОСНОВЫ РАСЧЕТА АРМАТУРНОГО ДИНАМОМЕТРА

### 1. Введение

Арматурный динамометр\* является целесообразным измерительным прибором для контроля растягивающей силы предварительно напряженных арматурных стержней. Принцип работы динамометра состоит в прогибании натянутого стержня с одновременным измерением параметров изгиба (рис. 1). Так как натяжение стержня существенно влияет на его жесткость при изгибе, то возникает возможность пользоваться зависимостью между растягивающей силой и каким-либо измеряемым параметром изгиба (например, прогибом стержня).

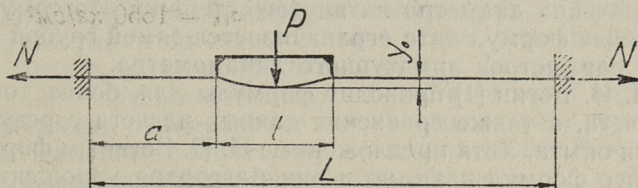


Рис. 1. Принципиальная схема арматурного динамометра.

Применение изложенного принципа возможно при условии, когда созданный прибором прогиб натянутого стержня достаточно мал и тем самым не вызывает существенного изменения растягивающей силы. Необходимо также, чтобы база измерения (участок, в пределах

\* В литературе (напр. [1, 2]) употребляется термин *проволочный динамометр*, так как подобные приборы преимущественно созданы для контроля предварительного натяжения проволочной арматуры. Приборы ПН [3] и АД-59 [4], сконструированные для измерения натяжения в стержневой арматуре, не соответствуют этому названию, поэтому в настоящей статье пользуемся более общим названием *арматурный динамометр*.

которого прибор действует на стержень поперечными силами) была достаточной длины для получения требуемой точности в оценке натяжения стержня данного диаметра.

Известен ряд типов арматурных динамометров, которые одинаково действуют по вышеописанному принципу, но существенно различаются между собой по измеряемым параметрам, механической схеме и конструктивному выполнению. Учитывая расширение применения предварительно напряженного железобетона, можно ожидать дальнейшей разработки новых типов, а также усовершенствования существующих моделей. Несомненно, практика их эксплуатации выявит наиболее целесообразные конструкции.

Проектирование новых типов и улучшение существующих могут быть успешными лишь при наличии достаточно обоснованных способов расчета.

В первом приближении натянутый стержень можно рассматривать как нить, жесткость которой при растяжении велика, но при изгибе пренебрежимо мала. Это допущение позволяет пользоваться общеизвестными простыми формулами натянутой нити, но результаты расчета недостаточно совпадают с опытом, особенно при увеличении диаметра натянутого стержня. Поэтому применение формул нити ограничивается самой грубой оценкой параметров арматурного динамометра.

Н. И. Богин [1] приводит формулы для более точного расчета, а также сравнение данных расчета с результатами опыта. Хотя предложенные Н. И. Богиним формулы точнее формул нити, но и они благодаря упрощениям в расчетной схеме вызывают значительную погрешность получаемых результатов.

Ниже излагаются основы расчета арматурного динамометра, выведенные по расчетной схеме, приближающейся к действительному состоянию с большой точностью.

## 2. Уравнение упругой линии

Расчетные схемы, соответствующие различным механическим системам арматурных динамометров, приведены на рис. 2. Наибольшее распространение получили до сих пор динамометры по схеме *в*, однако в некоторых приборах встречаются также схемы *а* и *б* [3].

Как видно, отдельные схемы различаются опорными



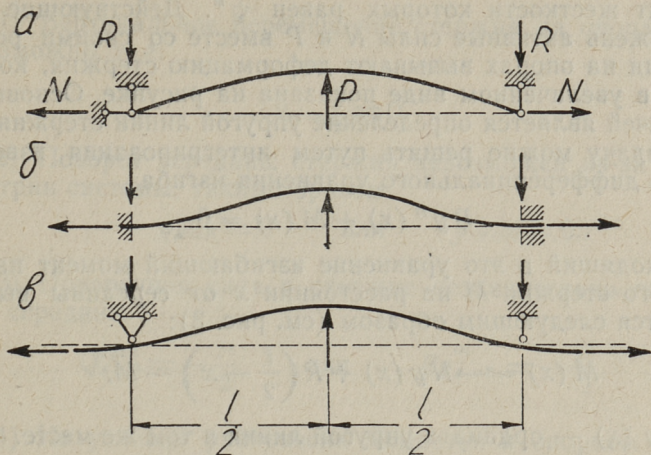


Рис. 2. Расчетные схемы различных механических систем арматурных динамометров.

условиями на концах базы динамометра. Все три схемы в качестве частных случаев можно охватить универсальной расчетной схемой, изображенной на рис. 3. Достоинство универсальной схемы состоит в том, что она позволяет изучить кроме приведенных на рис. 2 основных случаев также другие возможные схемы, в которых натянутый стержень прикреплен к поворотным опорам динамометра, имеющим любую упругую податливость. Эта универсальная схема будет рассмотрена ниже.

На рис. 3 упругий стержень с жесткостью при изгибе  $B = EI$  опирается на упруго-поворотные опоры, коэффи-

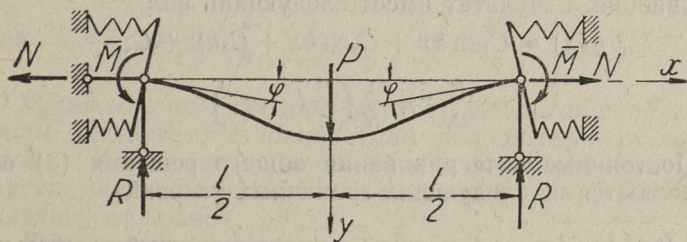


Рис. 3. Универсальная расчетная схема арматурного динамометра.

циент жесткости которых равен  $\psi^*$ . Действующие на стержень активные силы  $N$  и  $P$  вместе со своими реакциями на опорах вызывают деформацию стержня, которая в увеличенном виде показана на рисунке. Основной задачей является определение упругой линии стержня.

Задачу можно решить путем интегрирования известного дифференциального уравнения изгиба

$$By''(x) + M(x) = 0.$$

Входящий в это уравнение изгибающий момент натянутого стержня  $M$  на расстоянии  $x$  от середины выражается следующим образом (см. рис. 3):

$$M(x) = -Ny(x) + R\left(\frac{l}{2} - x\right) - \bar{M}, \quad (1)$$

где  $y(x)$  — ордината упругой линии в том же месте.

Заменяя  $M(x)$  в дифференциальном уравнении выражением (1) и учитывая в последнем, что

$$R = \frac{P}{2} \quad \text{и} \quad \bar{M} = \varphi\psi,$$

получим дифференциальное уравнение правой половины упругой линии в следующем виде:

$$y''(x) - k^2y(x) = \frac{1}{B}\left(\frac{P}{2}x - \frac{Pl}{4} + \varphi\psi\right), \quad (2)$$

где  $k^2 = \frac{N}{B}$ .

Полученное уравнение решается известным способом путем сложения частного решения этого уравнения (выбранного в виде полинома, удовлетворяющего это уравнение) и общего решения соответствующего однородного уравнения. Результат имеет следующий вид:

$$y(x) = C_1 \operatorname{sh} kx + C_2 \operatorname{ch} kx + C_3 kx + C_4 - \frac{P}{2N}x + \frac{1}{N}\left(\frac{P}{4}l - \varphi\psi\right). \quad (3)$$

Постоянные интегрирования общего решения (3) определяются из следующих граничных условий.

---

\* Коэффициентом жесткости назовем приложенный к опоре момент, вызывающий ее единичный поворот.



1) Вертикальное перемещение стержня на опорах невозможно, т. е.

$$y_x = \frac{l}{2} = 0.$$

2) Поворот середины стержня невозможен из-за симметрии системы; таким образом

$$\varphi_{x=0} = 0 \quad \text{или} \quad y'_{x=0} = 0.$$

3) Поперечная сила в стержне незначительно правее от середины

$$Q_{x=0}^{\text{прав}} = -\frac{P}{2} \quad \text{или} \quad By'''_{x=0} = -\frac{P}{2}.$$

4) Из условия равновесия моментов в опорном сечении следует

$$\bar{M} = -M_x = \frac{l}{2} \quad \text{или} \quad \psi y'_{x = \frac{l}{2}} = -By''_{x = \frac{l}{2}}.$$

Учитывая определенные по этим условиям постоянные интегрирования, общее уравнение упругой линии натянутого стержня таково:

$$y(x) = \frac{P}{2kN} \left[ \text{sh } kx - kx - \frac{\text{th } \xi + \frac{m}{\psi} \xi}{1 + \frac{m}{\psi} \xi \text{cth} 2\xi} \text{ch } kx - \right. \\ \left. - \frac{\text{th } \xi}{1 + \frac{m}{\psi} \xi \text{cth} 2\xi} + 2\xi \right], \quad (4)$$

где  $\xi = \frac{kl}{4} = \frac{l}{4} \sqrt{\frac{N}{B}}$  и  $m = \frac{4B}{l}$ .

Уравнение представляет упругую линию правой половины натянутого стержня (для положительных значений  $x$ ). Как вытекает из симметрии расчетной схемы, упругую линию левой части можно найти как зеркальную картину от правой.

Для данного натянутого стержня уравнение (4) приобретет определенный вид при подстановке конкретного

значения коэффициента жесткости  $\psi$ . Эти значения для основных схем по рис. 2 следующие:

- схема *a* —  $\psi = 0$ ,
- схема *б* —  $\psi = \infty$ ,
- схема *в* —

$$\psi = \sqrt{BN} \operatorname{cth} \frac{L-l}{4} k, \quad (5a)$$

где  $L$  — длина натянутого стержня (см. рис. 1).

Значение коэффициента жесткости при схеме *в* определено как величина момента, действующего на свободный конец консоли, нагруженного растягивающей силой  $N$ , и вызывающего единичный поворот концевое сечения. Формула (5a) предполагает, что арматурный динамометр установлен в середине натянутого стержня и стержень жестко закреплен к своим опорам.

Если при измерениях соблюдается условие

$$\frac{L-l}{4} k \geq 3, \quad (6a)$$

то значение гиперболического котангенса в формуле (5a) можно считать равным единице. Так как при арматурных стержнях условие (6a) обычно удовлетворяется с большим запасом, то коэффициент жесткости поворота опор практически выражается более простой формулой

$$\psi = \sqrt{BN} \quad (5б)$$

и можно доказать, что установка динамометра в середину натянутого стержня необязательна. Нужно только следить за тем, чтобы между базой динамометра и опорой натянутого стержня осталось расстояние (рис. 1)

$$a \geq \frac{6}{k}. \quad (6б)$$

При соблюдении условий (6a) и (6б) также способ крепления концов натянутого стержня не играет роли.

### 3. Прогиб натянутого стержня

При расчете арматурного динамометра необходимо знать величину максимального прогиба натянутого стержня в точке приложения поперечной силы  $P$ . Эту зависимость получим из уравнения упругой линии стержня (4) путем подстановки в нее значения аргумента  $x = 0$ . Фор-



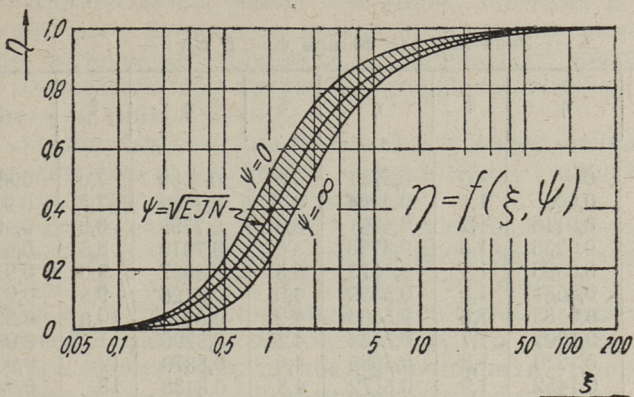


Рис. 4. График функции  $\eta(\xi, \psi)$ .

мулу прогиба в общем виде можно представить следующим образом:

$$y_0 = \frac{Pl}{4N} \eta(\xi, \psi), \quad (7)$$

где

$$\eta(\xi, \psi) = 1 - \frac{2\text{th}\xi + \frac{m}{\psi}\xi}{2\xi \left(1 + \frac{m}{\psi}\xi \text{cth}2\xi\right)}. \quad (8)$$

Для упрощения расчетов целесообразно пользоваться графиками или таблицами функции  $\eta(\xi, \psi)$ . Графики для основных случаев приведены на рис. 4. Как видно, при  $\xi = 0$  всегда  $\eta = 0$ ; при росте  $\xi$  функция асимптотически приближается к своему предельному значению

$$\lim_{\xi \rightarrow \infty} \eta(\xi, \psi) = 1.$$

Коэффициент жесткости  $\psi$ , изменяющийся в пределах  $0 \leq \psi \leq +\infty$ , определяет в плоскости  $\xi$ — $\eta$  участок, по которому может проходить пучок кривых функций  $\eta(\xi, \psi)$ .

Для более точных расчетов в таблице 1 даны значения функции применительно к схеме в.

Значения  $\eta(\xi, \psi)$  при  $\psi = \sqrt{BN}$ 

$\xi$	$\eta$	$\xi$	$\eta$	$\xi$	$\eta$	$\xi$	$\eta$
0	0	1,0	0,3757	3,0	0,7509	7,0	0,8928
0,05	0,0025	1,1	0,4164	3,2	0,7662	7,5	0,9000
0,10	0,0116	1,2	0,4491	3,4	0,7798	8,0	0,9062
0,15	0,0236	1,3	0,4793	3,6	0,7919	8,5	0,9118
0,20	0,0393	1,4	0,5073	3,8	0,8027	9,0	0,9167
0,25	0,0581	1,5	0,5329	4,0	0,8126	9,5	0,9210
0,30	0,0783	1,6	0,5566	4,2	0,8215	10,0	0,9250
0,35	0,1002	1,7	0,5784	4,4	0,8296	11	0,9318
0,40	0,1226	1,8	0,5985	4,6	0,8370	12	0,9375
0,45	0,1452	1,9	0,6172	4,8	0,8438	13	0,9423
0,50	0,1683	2,0	0,6342	5,0	0,8500	14	0,9465
0,55	0,1917	2,1	0,6501	5,2	0,8558	15	0,9500
0,60	0,2141	2,2	0,6648	5,4	0,8611	16	0,9531
0,65	0,2366	2,3	0,6785	5,6	0,8661	18	0,9583
0,70	0,2593	2,4	0,6909	5,8	0,8707	20	0,9625
0,75	0,2782	2,5	0,7028	6,0	0,8750	22	0,9659
0,80	0,3023	2,6	0,7137	6,2	0,8791	25	0,9700
0,85	0,3258	2,7	0,7239	6,4	0,8829	30	0,9750
0,90	0,3427	2,8	0,7336	6,6	0,8864	40	0,9812
0,95	0,3668	2,9	0,7425	6,8	0,8897	50	0,9850
1,00	0,3757	3,0	0,7509	7,0	0,8928	75	0,9900

Интересно отметить, что выражение прогиба натянутого стержня (7) напоминает формулу бокового перемещения середины натянутой нити под приложенной к ней силой. Схема натянутой нити формально применима для определения прогиба натянутого стержня, если рассмотреть произведение  $l\eta(\xi, \psi)$  как приведенную длину стержня.

С точки зрения расчета арматурного динамометра наиболее важной характеристикой натянутого стержня является параметр  $\xi$ . По величине этого параметра целесообразно делить натянутые стержни на три класса жесткости.

1. Натянутые стержни **средней жесткости** характеризуются достаточно большим значением  $\xi$ , при котором возможно в формулах (4) и (8) без существенной погрешности принять значения гиперболических тангенса и котангенса равными предельной величине — единице. Соответственно упрощаются расчетные формулы.



2. При стержнях **малой жесткости** значения  $\xi$  столь велики, что функцию  $\eta$  можно практически заменить своим предельным значением — единицей. С точки зрения расчета прогиба натянутый стержень является эквивалентным гибкой нити.

3. Натянутые стержни **большой жесткости** отличаются столь малыми величинами  $\xi$ , при которых упрощения в расчетных формулах невозможны.

Как видно из выражения  $\xi$  (4), изложенная классификация базируется не на одних геометрических характеристиках и свойствах материала стержня, а на этих данных в сочетании с растягивающей силой  $N$  в стержне. Причиной служит то обстоятельство, что жесткость натянутого стержня при изгибе не постоянная величина, а изменяется вместе с изменением натяжения и лишь при  $N = 0$  она равна  $B$ .

Значения параметра  $\xi$ , разделяющие отдельные классы, можно определить для разных условий жесткости поворота опор по требуемой точности расчета. Соответствующие предельной погрешности 1% и 5% данные для схем опирания *a*, *б* и *в* (рис. 2) сведены в таблицу 2, причем через  $\xi_6$  обозначена граница между большой и средней жесткостями, а через  $\xi_m$  — между малой и средней жесткостями.

Таблица 2

Значения  $\xi_6$  и  $\xi_m$

Схема	$\psi$	Предельная погрешность 1%		Предельная погрешность 5%	
		$\xi_6$	$\xi_m$	$\xi_6$	$\xi_m$
<i>a</i>	0	1,5	50	1,0	10
<i>б</i>	$\infty$	3,0	100	2,0	20
<i>в</i>	$\sqrt{BN}$	2,5	75	1,7	15

Обратим еще внимание на то, что зависимости (4) и (7) неприменимы в случае отсутствия натяжения, так как при  $N = 0$  возникает неопределенность, обусловленная делением частного решения дифференциального уравнения упругой линии на  $N$ . Тем самым несколько затруднительным оказывается проведение расчета при малых растягивающих силах.

#### 4. Внутренняя сила в натянутом стержне

Основной целью в теории арматурного динамометра является нахождение неизвестной растягивающей силы  $N$  по параметрам изгиба.

Принципиально можно силу  $N$  определить из зависимости (7), но решить это уравнение в общем виде невозможно. Поэтому сначала ограничимся рассмотрением стержня средней жесткости, а потом обсудим возможности распространения результата на более сложный случай стержня большой жесткости.

Для натянутого стержня средней жесткости формулу прогиба (7) можно представить в следующем виде:

$$y_0 = \frac{P}{4N} \left( l - c \sqrt{\frac{B}{N}} \right), \quad (9)$$

где  $c$  — коэффициент, зависящий от условий опирания.

Значения коэффициента  $c$  для схем  $a$ ,  $b$  и  $v$  приведены в таблице 3.

Таблица 3

Значения  $c$

Схема	$\psi$	$c$
$a$	0	2
$b$	$\infty$	4
$v$	$\sqrt{BN}$	3

Из зависимости (9) получим следующее алгебраическое уравнение для определения неизвестного растягивающего усилия  $N$ :

$$N^3 - 2N_0N^2 + N_0^2N - N_0i = 0, \quad (10)$$

где  $N_0 = \frac{Pl}{4y_0}$  и  $i = \frac{c^2B}{l^2}$ .

Кубическое уравнение (10) не решается в общем виде, но возможно пользоваться графическими и приближенными способами решения, приняв новую безразмерную неизвестную

$$n = 1 - \frac{N}{N_0}. \quad (11)$$



Неизвестная  $n$  позволяет преобразовать уравнение (10) в такой вид:

$$n^3 - n^2 + s = 0, \quad (12)$$

где 
$$s = \frac{4c^2 B y_0}{\rho l^3}. \quad (13)$$

Нас не интересуют все возможные корни уравнения, так как безразмерные величины  $n$  и  $s$  по своей сути могут быть только положительными. Но и при таком ограничении уравнение имеет два реальных корня, из которых лишь один удовлетворяет его физический смысл. Можно показать, что такой корень остается в пределах

$$0 < n < \frac{2}{3}; \quad (14)$$

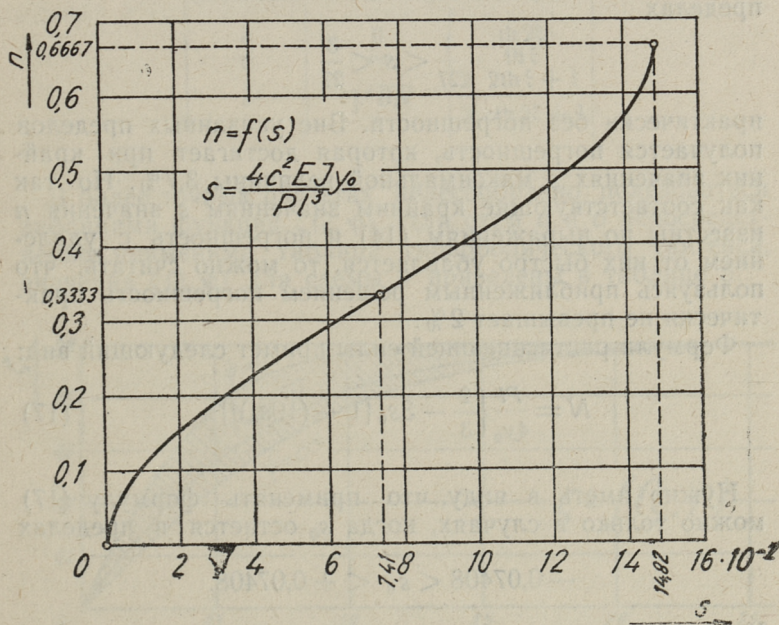


Рис. 5. Вспомогательный график для определения растягивающей силы в натянутом стержне.

для этого  $0 < s < \frac{4}{27}$ .

На рис. 5 изображен график уравнения (12) для его графического решения. По найденному корню  $n$  искомая растягивающая сила вычисляется с учетом зависимости (11):

$$N = \frac{Pl}{4y_0} (1 - n). \quad (15)$$

Приближенный корень может быть аналитически представлен в виде полинома пятой степени:

$$n \approx \frac{1}{3} + 3s_0 [1 + (10s_0)^4], \quad (16)$$

где  $s_0 = s - 0,07408$ .

Этот корень для обычно встречающихся значений  $s$  в пределах

$$\frac{1}{27} < s < \frac{3}{27}$$

практически без погрешности. Вне указанных пределов получается погрешность, которая достигает при крайних значениях  $s$  максимальной величины 3,7%. Но так как соответствующие крайним значениям  $s$  значения  $n$  известны по выражениям (14) и погрешность с удалением от них быстро убавляется, то можно считать, что пользуясь приближенным решением погрешность практически не превышает 2%.

Формула растягивающей силы примет следующий вид:

$$N = \frac{Pl}{4y_0} \left\{ \frac{2}{3} - 3s_0 [1 + (10s_0)^4] \right\}. \quad (17)$$

Нужно иметь в виду, что применять формулу (17) можно только в случаях, когда  $s_0$  остается в пределах

$$-0,07408 < s_0 < +0,07408.$$

Когда  $s_0$  (или соответственно  $s$ ) превышает верхний предел, то рассматриваемый стержень относится к классу большой жесткости стержней.



Для решения задачи при натянутом стержне большой жесткости можно использовать вышеизложенные соображения, представив формулу прогиба (7) в таком виде:

$$y_0 = \frac{P}{4N} \left[ l - c \zeta(\xi, \psi) \sqrt{\frac{B}{N}} \right], \quad (18)$$

где  $c$  — коэффициент, значение которого приведено в таблице 3,

$\zeta(\xi, \psi)$  — функция, выражение которой для различных условий опирания дано в таблице 4, а в графическом виде на рис. 6.

Таблица 4

Значения  $\zeta(\xi, \psi)$

Схема	$\psi$	$\zeta$
<i>a</i>	0	$\text{th } 2\xi$
<i>б</i>	$\infty$	$\text{th } \xi$
<i>в</i>	$\sqrt{BN}$	$\frac{2}{3} \frac{2\text{th } \xi + 1}{\text{cth } 2\xi + 1}$

В более точных расчетах целесообразно пользоваться таблицами функции  $\zeta(\xi, \psi)$ . Для схем *a* и *б* непосредственно применима таблица гиперболического тангенса, значения  $\zeta(\xi, \psi)$  для схемы *в* приведены в таблице 5.

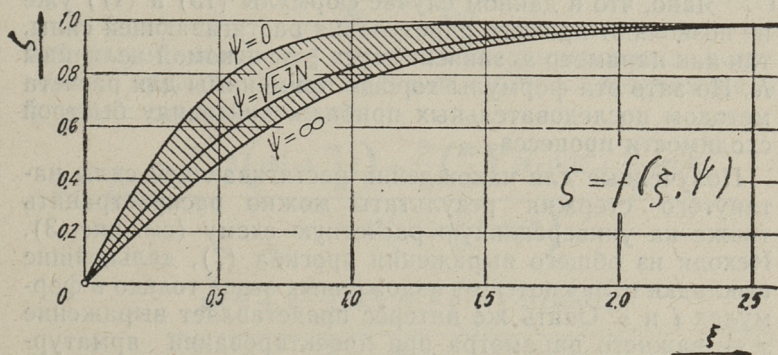


Рис. 6. График функции  $\zeta(\xi, \psi)$ .

Значения  $\zeta(\xi, \psi)$  при  $\psi = \sqrt{BN}$ 

$\xi$	$\zeta$	$\xi$	$\zeta$	$\xi$	$\zeta$	$\xi$	$\zeta$
0	0	0,55	0,5931	1,2	0,8817	2,3	0,9867
0,05	0,0665	0,6	0,6286	1,3	0,9027	2,4	0,9892
0,1	0,1318	0,65	0,6615	1,4	0,9201	2,5	0,9910
0,15	0,1953	0,7	0,6915	1,5	0,9344	2,6	0,9927
0,2	0,2562	0,75	0,7190	1,6	0,9462	2,7	0,9940
0,25	0,3139	0,8	0,7444	1,7	0,9559	2,8	0,9951
0,3	0,3687	0,85	0,7675	1,8	0,9638	2,9	0,9960
0,35	0,4201	0,9	0,7887	1,9	0,9703	3,0	0,9967
0,4	0,4681	0,95	0,8080	2,0	0,9757	3,1	0,9973
0,45	0,5130	1,0	0,8257	2,1	0,9801	3,2	0,9977
0,5	0,5547	1,1	0,8564	2,2	0,9837	3,3	0,9981

Из зависимости (18) можно по аналогии с зависимостью (9) получить уравнение, внешне вполне сходное с уравнением (10), с той лишь разницей, что в данном случае

$$i = \frac{c^2 B}{l^2} \zeta^2(\xi, \psi).$$

По аналогии с (12) и (13) безразмерный свободный член

$$s = \frac{4c^2 B y_0}{Pl^3} \zeta^2(\xi, \psi). \quad (19)$$

Явно, что в данном случае формулы (15) и (17) уже не позволяют прямого определения растягивающей силы, так как параметр  $s_0$  зависит через  $\xi$  от искомой величины  $N$ . Но зато эти формулы хорошо применимы для расчета методом последовательных приближений ввиду быстрой сходимости процесса.

Полученные для нахождения растягивающей силы натянутого стержня результаты можно распространить также на универсальную расчетную схему (см. рис. 3). Исходя из общего выражения прогиба (7), дальнейшие выкладки отличаются от изложенных выше только в формулах  $i$  и  $s$ . Опять же интерес представляет выражение  $s$  — важного параметра при проектировании арматурного динамометра — которое имеет следующий вид:



$$s = \frac{16By_0 \left( 2\text{th}\xi + \frac{m}{\psi} \xi \right)^2}{Pl^3 \left( 1 + \frac{m}{\psi} \xi \text{cth} 2\xi \right)}. \quad (20)$$

Во всех случаях значение  $s$  должно оставаться в пределах (14).

## 5. Точность измерений

Рассмотрим, с какой точностью может быть определена растягивающая сила в натянутом стержне при изученных нами схемах измерения в зависимости от точности измерения прогиба. Погрешности, обусловленные рассеянием физических и геометрических характеристик натянутого стержня и неточностью параметров самого динамометра здесь не охватываются.

Определение растягивающей силы может производиться или по величине прогиба стержня или по величине прогибающей силы. Ввиду своей простоты практическое применение находит только первый способ, поэтому ограничиваемся этим случаем.

Прогиб натянутого стержня  $y_0$  измеряется с некоторой известной предельной погрешностью  $\Delta y_0$ , в большинстве случаев соответствующей половине цены деления измерительного прибора. Связь между  $\Delta y_0$  и соответствующим изменением растягивающей силы  $\Delta N$  создается понятием *чувствительности динамометра*  $\tau$ :

$$\tau = \frac{\Delta y_0}{\Delta N} = \frac{Plx(\xi, \psi)}{4N^2}. \quad (21)$$

Формула получена путем дифференцирования выражения прогиба (7) по  $N$ . В ней  $x(\xi, \psi)$  — безразмерная функция следующего вида:

$$x(\xi, \psi) = 1 - \frac{3 \left( \text{th}\xi + \frac{m}{\psi} \xi \right) + \frac{3}{2} \left( \frac{m}{\psi} \right)^2 \xi^2 \text{cth} 2\xi + \frac{m}{\psi} \xi \text{th}^2 \xi}{4\xi \left( 1 + \frac{m}{\psi} \xi \text{cth} 2\xi \right)^2} - \frac{\text{sch}^2 \xi + 2 \frac{m}{\psi} \xi \text{csch} 2\xi + \left( \frac{m}{\psi} \right)^2 \xi^2 \text{csch}^2 2\xi}{4\xi \left( 1 + \frac{m}{\psi} \xi \text{cth} 2\xi \right)^2}. \quad (22)$$

Для практических расчетов функция  $x$  изображена графически на рис. 7 применительно к схемам *a*, *b* и *в* (см. рис. 2).

По изложенным данным погрешность в величине растягивающей силы

$$\Delta N = \frac{\Delta y_0}{\tau}$$

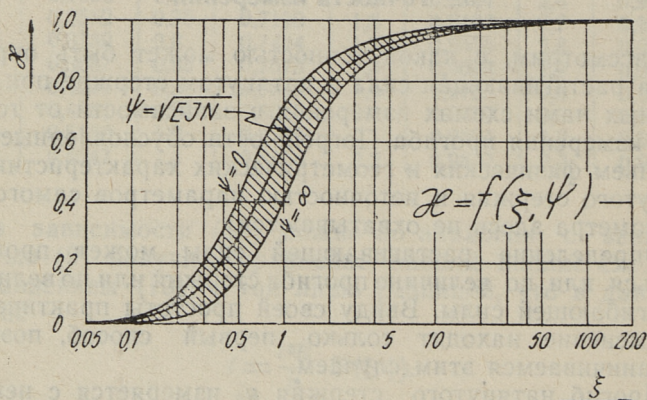


Рис. 7. График функции  $x(\xi, \psi)$ .

## 6. Дополнительное напряжение натянутого стержня от изгиба

Изгибающий момент натянутого стержня можно определить или из зависимости (1) или в виде второй производной уравнения упругой линии (4), умноженной на жесткость при изгибе. Выражение изгибающего момента  $M(x)$  следующее:

$$M(x) = \frac{P}{2k} \left( \frac{\text{th} \xi + \frac{m}{\psi} \xi}{1 + \frac{m}{\psi} \xi \text{cth} 2\xi} \text{ch} kx - \text{sh} kx \right). \quad (23)$$

Наибольший изгибающий момент имеет место у силы  $P$ , которая приложена в точке  $x = 0$ . Подставляя это значение аргумента в формулу (23), получим:



$$\max M = \frac{P}{2k} \mu(\xi, \psi), \quad (24)$$

где

$$\mu(\xi, \psi) = \frac{\operatorname{th} \xi + \frac{m}{\psi} \xi}{1 + \frac{m}{\psi} \xi \operatorname{cth} 2\xi}. \quad (25)$$

Наименьший изгибающий момент на опорах динамометра относится к наибольшему таким образом:

$$\frac{\min M}{\max M} = \alpha = - \frac{1}{1 + \frac{m}{\psi} \xi \operatorname{cth} \xi}.$$

Из этой зависимости видно, что

$$-1 \leq \alpha \leq 0,$$

т. е. обычно момент на опорах динамометра абсолютно меньше момента в середине базы.

Наибольшее дополнительное напряжение от изгиба определится при круглом стержне формулой

$$\Delta \sigma = \pm \frac{2P}{d} \sqrt{\frac{E}{\pi N}} \mu(\xi, \psi), \quad (26)$$

где  $d$  — диаметр стержня.

Значения функции  $\mu(\xi, \psi)$  для трех главных схем (рис. 2) приведены в таблице 6.

Т а б л и ц а 6

Значения  $\mu(\xi, \psi)$

Схема	$\psi$	$\mu$
<i>a</i>	0	$\operatorname{th} 2\xi$
<i>б</i>	$\infty$	$\operatorname{th} \xi$
<i>в</i>	$\sqrt{BN}$	$\sim \operatorname{th} 1,32\xi$

Данное для схемы *в* приближенное выражение  $\mu$  достаточно точно для практических проверок напряжения.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Н. М. Богин, Технология предварительно напряженного железобетона. М., 1960.
2. А. И. Кудинов, Электронный прибор для контроля величины предварительного напряжения в арматуре. «Бетон и железобетон», 1960, № 1.
3. В. И. Воронов, Г. С. Пынеев, Прибор для контроля напряжений в стержневой арматуре. «Бетон и железобетон», 1960, № 11.
4. У. В. Раукас, А. О. Юргенсон, Арматурный динамометр АД-59. Труды Таллинского политехнического института, серия А, № 184. Таллин, 1961.
5. А. П. Филин, А. С. Соколова, Строительная механика корабля, ч. I. Ленинград, 1957.



## АРМАТУРНЫЙ ДИНАМОМЕТР АД-59

### 1. Введение

В связи с внедрением электротермического способа предварительного натяжения стержневой арматуры при производстве панелей перекрытий на предприятиях Управления строительства СНХ ЭССР возникла необходимость систематического контроля натяжения. По заданию Управления авторами настоящей статьи под руководством профессора Х. Х. Лауль в 1959 г. был создан соответствующий измерительный прибор, который может представлять более широкий интерес для заводов железобетонных изделий.

Исходили из следующих основных требований к прибору.

1. Прибор должен быть пригодным для определения растягивающей силы в круглой арматуре и арматуре периодического профиля диаметром от 10 до 18 мм.

2. Измерения должны быть возможны в любое время до бетонирования конструкции.

3. Конструкция прибора должна быть простая для создания возможности изготовления и ремонта его в механических цехах заводов железобетонных изделий, а также для обеспечения максимальной надежности в эксплуатации.

Сравнив различные возможности для измерения натяжения, остановились на принципе арматурного динамометра [1], который удовлетворяет перечисленным требованиям и обеспечивает приемлемую точность в работе.

Действие созданного арматурного динамометра АД-59 выясняется из приведенной на рис. 1 расчетной схемы.

Прибор опирается на натянутый стержень через опоры А и В, охватывая стержень крюком в точке С (рис. 1, а). Поворотом эксцентрика конец D пружины вынуждают перемещаться на постоянную величину  $f_k$ . Возникающее

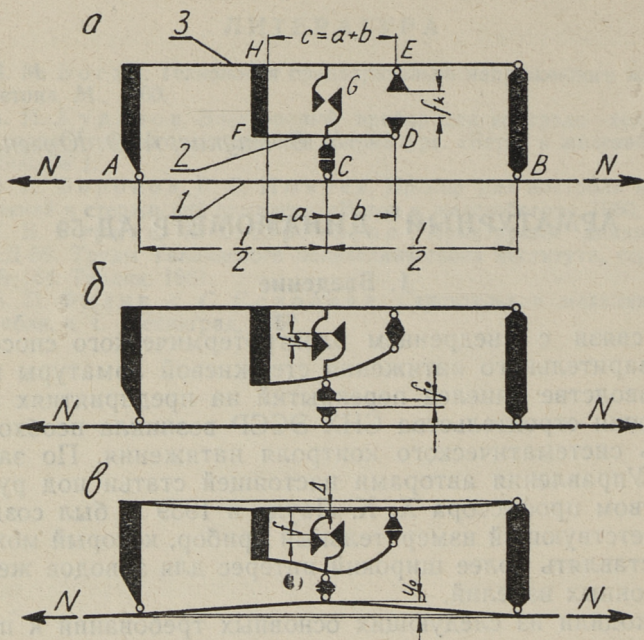


Рис. 1. Расчетная схема арматурного динамометра АД-59. 1 — натянутый стержень, 2 — пружина, 3 — корпус.

деформированное состояние всей системы схематически изображено на рис. 1, в. Вмонтированный в прибор индикатор регистрирует перемещение  $f$ , зависящее от натяжения стержня. Зная эту зависимость, можно узнать величину растягивающей силы  $N$  в стержне.

## 2. Расчет выбранной системы

Выбранная система более сложна по сравнению со случаями, решенными авторами при рассмотрении основ расчета динамометра [1]. Непосредственному измерению не подвергаются ни прогиб натянутого стержня, ни вызывающая прогиб сила, а некоторое относительное перемещение в упругой системе стержня и динамометра.

Для установления зависимости между растягивающей силой  $N$  и показанием прибора  $f$  решили изображенную на рис. 1, в статически двукратно неопределимую задачу. Основной системой была принята однократно неопределимая схема (рис. 1, б), полученная путем условной раз-



резки связи, соединяющей пружину с натянутым стержнем. Условием восстановления исходного состояния (рис. 1, в) является уравнение

$$P\delta - f_0 = 0, \quad (1)$$

где  $P$  — растягивающая сила в разрезанной связи,  
 $f_0$  — удаление плоскостей разреза связи,  
 $\delta$  — приближение плоскостей разреза от единичной силы в связи.

Уравнение (1) позволяет определять неизвестную силу  $P$  при известных значениях  $f_0$  и  $\delta$ .

Перемещение  $f_0$  происходит от деформации пружины и части корпуса  $HE$  под влиянием перемещения  $f_k$  конца пружины и выражается формулой

$$f_0 = \frac{a^2(2c+b)}{2c^3} f_k, \quad (2)$$

где  $a$ ,  $b$  и  $c$  видны на рис. 1, а.

Перемещение  $\delta$  вызывается деформацией от силы  $P = 1$  натянутого стержня, пружины и корпуса и может быть соответственно представлено в виде

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3. \quad (3)$$

По формуле 7 [1] прогиб натянутого стержня

$$\delta_1 = \frac{l}{4N} \eta(\xi, \psi), \quad (4)$$

где  $l$  — длина базы арматурного динамометра,  
 $\eta(\xi, \psi)$  — вспомогательная функция (см. [1]).

Деформация пружины

$$\delta_2 = \frac{a^3 b^3 (3a + 4b)}{12c^3 B_2}, \quad (5)$$

где  $B_2$  — жесткость пружины при изгибе.

С учетом некоторых упрощений, наиболее значительным из которых является допущение  $a = b = \frac{c}{2}$ , перемещение корпуса  $\delta_3$  можно выразить формулой

$$\delta_3 \approx \frac{1}{B_3} \left[ \frac{1}{48} (l - c)^3 + \frac{1}{144} (3l - 2c)^2 c \right], \quad (6)$$

где  $B_3$  — жесткость корпуса при изгибе.

Общая точность результата от упрощений не страдает, так как  $\delta_3$  значительно меньше  $\delta_1$  и  $\delta_2$ .

Непосредственно измеряемое перемещение  $f$  (рис. 1, в) таково:

$$f = f_0 - P \delta_2 + \Delta, \quad (7a)$$

где  $\Delta$  — прогиб корпуса на участке  $HE$ , определяемый при незначительных упрощениях следующим образом:

$$\left. \begin{aligned} \Delta &= P\delta_4, \\ \delta_4 &\approx \frac{1}{B_3}(3l - 2c)c. \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

Формулу (7a) можно представить в виде

$$f = f_0 - P(\delta_2 - \delta_4). \quad (7b)$$

Подставив в выражение (7b) значение силы  $P$  в крюке динамометра из уравнения (1), получим после преобразований:

$$f = f_0 \frac{\delta_1 + \delta_3 + \delta_4}{\delta_1 + \delta_2 + \delta_3}. \quad (9)$$

Эта формула имеет существенное значение как для подбора оптимальных параметров при конструировании прибора, так и для его градуирования.

В формуле (9) величины  $f_0$ ,  $\delta_2$ ,  $\delta_3$  и  $\delta_4$  содержат лишь параметры прибора, а член  $\delta_1$  — также параметры натянутого стержня: жесткость стержня при изгибе и растягивающую силу в нем. Для определения искомой величины растягивающей силы  $N$  через показание прибора  $f$  можно вывести следующую формулу:

$$N = \frac{\frac{l}{4}(1-n)}{1 - \frac{f}{f_0} - \delta_2 - \delta_3}, \quad (10)$$

где  $n$  — вспомогательная функция, значения которой находят из соответствующего графика [1, рис. 5], пользуясь при данном динамометре выражением аргумента



$$s = \frac{4c^2 B \zeta^2(\xi, \psi)}{l^3} \left[ \frac{\delta_2 - \delta_4}{1 - \frac{f}{f_0}} - \delta_2 - \delta_3 \right]. \quad (11)$$

### 3. Конструктивные соображения

Одним из важнейших параметров арматурного динамометра является длина его базы  $l$ . Для достижения минимальных габаритных размеров желательно выбрать возможно короткую базу, но с другой стороны — с увеличением длины базы увеличивается чувствительность прибора.

О влиянии длины базы позволяет судить параметр  $\xi$  [1], достаточная величина которого обеспечит необходимую точность измерения. Пользуясь ранее вычисленными данными [1, формулы (7) и (21), рисунки 4 и 7], при проектировании динамометра за основу приняли требование  $\xi > 1$ , из которого для натянутого стержня наибольшего диаметра 18 мм при силе  $N > 2$  т вытекает минимальная длина базы  $l = 1000$  мм.

При выборе размеров пружины руководствовались следующими соображениями:

1. Точка приложения силы к пружине, определяемая размерами  $a$  и  $b$  (рис. 1), должна обеспечить наибольшее значение коэффициента деформации  $\delta_2$ ,

2. напряжение изгиба в пружине не должно превышать  $4200$  кг/см<sup>2</sup>,

3. в целях использования обычного индикатора с ходом 10 мм перемещение свободного крюка  $f_0$  должно остаться в пределах 6—7 мм,

4. для достижения максимальной чувствительности в наиболее трудных условиях измерения наиболее благоприятное перемещение крюка  $f = 0,5 f_0$  должно иметь место при диаметре стержня 18 мм и силе  $N \approx 10$  т.

С учетом изложенных требований были приняты следующие размеры пружины: свободная длина  $s = 400$  мм ( $a = 230$  мм,  $b = 170$  мм), ширина 25 мм, толщина 9 мм. Из этих размеров вытекают расчетные параметры: жесткость при изгибе  $B_2 = 3,19 \cdot 10^5$  кг/см<sup>2</sup>, коэффициент деформации  $\delta_2 = 1,964 \cdot 10^{-3}$  см/кг. При перемещении эксцентрика  $f_k = 16$  мм свободное перемещение крюка  $f_0 = 6,42$  мм.

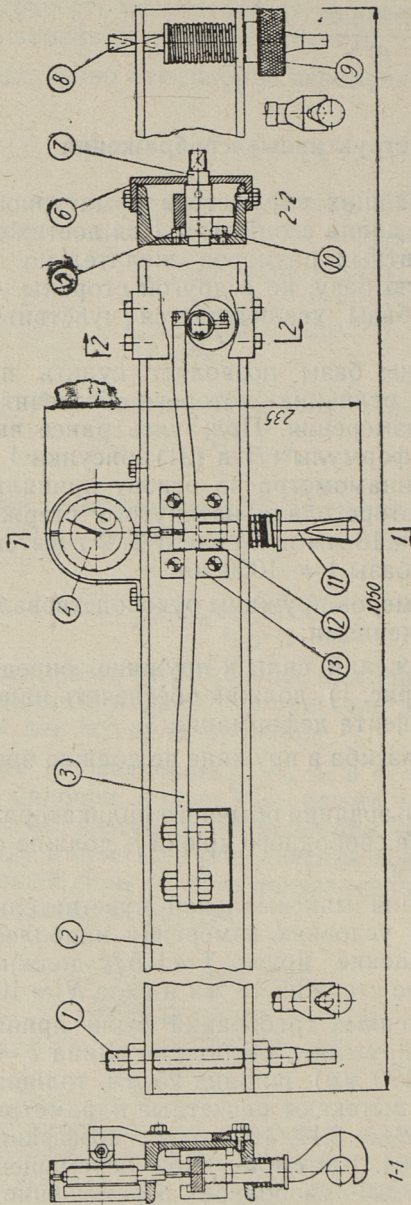


Рис. 2. Общий вид арматурного динамометра АД-59. 1 — опорный болт, 2 — корпус, 3 — пружина, 4 — индикатор, 5 — упор, 6 — скоба, 7 — эксцентрик, 8 — подвижный опорный болт, 9 — регулировочная гайка, 10 — ограничитель, 11 — крюк, 12 — ползун, 13 — направляющая планка.



Для корпуса прибора был использован швеллер, преимущество которого состоит в большой жесткости при изгибе наряду с возможностью вмонтирования деталей прибора в его углубление, где они защищены от внешних воздействий и в то же время удобно подчиняются проверке. Размеры деталей обусловили минимальный размер швеллера — № 8. При этом размере коэффициент деформации  $\delta_3 = 0,086 \cdot 10^{-3}$  см/кг и  $\delta_4 = 0,041 \cdot 10^{-3}$  см/кг, что составляет от коэффициента деформации пружины соответственно 4,4% и 2,1%. Без ущерба для точности прибора можно допустить значения  $\delta_3 = (0,10 - 0,15) \delta_2$ , что дает возможность использования алюминиевых сплавов в качестве материала для корпуса и тем самым значительно облегчить прибор.

Общее устройство прибора и остальные детали видны на рис. 2.

Чувствительность  $\tau$  арматурного динамометра АД-59 при различных параметрах натянутых стержней можно определять по формуле (21) [1], подставляя в нее значение  $P$  из уравнения (1). Результатом является следующее выражение:

$$\tau = \frac{\Delta f}{\Delta N} = \frac{f_0 l x(\xi, \psi)}{4N^2(\delta_1 + \delta_2 + \delta_3)}, \quad (12)$$

где  $\Delta f$  — прирост показания прибора, соответствующий приросту силы в натянутом стержне,

$x(\xi, \psi)$  — вспомогательная функция [1, рис. 7].

Из формулы следует, что чувствительность динамометра снижается с увеличением диаметра измеряемого стержня, а также растягивающей силы в нем. Значения чувствительности для разных диаметров при контрольном напряжении  $\sigma_0 = 4000 - 5500$  кг/см<sup>2</sup>\* приведены в ниже следующей таблице. Там же даны значения возможной погрешности  $\Delta N$  в величине измеряемой силы, вызванные погрешностью отсчетов индикатора в полделения (0,005 мм). Как видно, величины  $\Delta N$  составляют лишь 0,1—0,2% от измеряемой силы, что очень мало по сравнению с неизбежной общей погрешностью прибора.

\* Эти значения находят применение для калиброванных сталей марок Ст. 5 и 25Г2С.

Диаметр стержня в мм	10	12	14	16	18
Чувствительность $\tau$ в мм/т	1,62—1,20	1,24—0,80	0,71—0,50	0,46—0,33	0,31—0,20
Погрешность $\Delta N$ в кг	3—4	4—6	7—10	11—15	16—25

#### 4. Влияние пластических деформаций натянутого стержня на показания прибора

Н. М. Богин [2] выразил мнение, что при измерениях с арматурным динамометром в натянутом стержне могут возникать пластические деформации, существенно влияющие на величину его прогиба и тем самым искажающие приведенные выше закономерности. Рассмотрим этот вопрос ближе.

Наибольшее изгибающее напряжение, суммирующееся с растягивающим напряжением в стержне, возникает у крюка динамометра [1, формула 26] и выражается для динамометра АД-59 следующим образом:

$$\max \Delta \sigma = \frac{2f_{0\mu}(\xi, \psi)}{d(\delta_1 + \delta_2 + \delta_3)} \sqrt{\frac{E}{\pi N}}, \quad (13)$$

где  $d$  — диаметр натянутого стержня,  
 $\mu(\xi, \psi)$  — вспомогательная функция [1, таблица 6].

О численных величинах дополнительного напряжения в кг/см<sup>2</sup> дают представление следующие данные, подсчитанные по формуле (13):

N в т	Диаметр натянутого стержня в мм	
	Ø 10	Ø 18
1	964	1635
3	1210	—
10	—	1560

Как видно, дополнительное напряжение у крюка увеличивается с увеличением диаметра стержня, но сравнительно слабо зависит от натяжения. Величина напряже-



ния у опор примерно вдвое меньше [1]. По длине стержня дополнительное напряжение изменяется вместе с изгибающим моментом по формуле 23 [1], графически изображенной на рис. 3. Как видно, с удалением от крюка ( $x = 0$ ), а также от опоры ( $x = \frac{l}{2}$ ) напряжение быстро убывает. При любом диаметре стержня на расстоянии от этих сечений в 10 см дополнительное напряжение снижается более чем на половину от экстремальной величины.

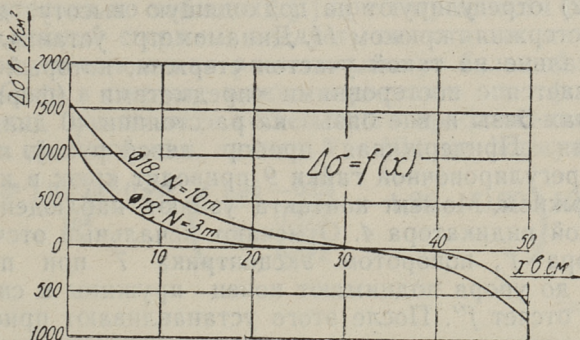


Рис. 3. Дополнительное напряжение в натянутом стержне от действия арматурного динамометра.

В поперечном сечении дополнительное напряжение распределяется в пределах упругости по известному закону изгиба в симметрическом сечении, меняясь знаком. Распределение основного растягивающего напряжения равномерное. Как видно, изгиб увеличивает растягивающее напряжение значительно лишь на ограниченном участке у крюка и опор на одной стороне стержня, где возможна пластическая деформация. Однако она никогда не развивается до половины диаметра стержня, чем исключается появление пластического шарнира. Так как прогиб натянутого стержня является интегральной величиной от деформаций по всей длине стержня, нельзя ожидать сколько-нибудь существенного изменения его значения от крайне ограниченной пластической деформации, тем более, что изменение модуля упругости слабо отражается на величине прогиба (см. ниже).

Этот вывод подтверждается схождением опытных прогибов с расчетными.

Значительные расхождения могут иметь место лишь при значениях основного растягивающего напряжения, близких к пределу текучести, но такие случаи в практике производства предварительно напряженного железобетона обычно не встречаются.

## 5. Применение прибора

Для выполнения измерений над арматурными стержнями определенного диаметра левый опорный болт 1 (рис. 2) отрегулируют на подходящую высоту для охвата стержня крюком 11. Динамометр устанавливают вертикально на такой участок стержня, который не соприкасается с посторонними предметами (формой) в пределах базы и вне базы на расстоянии 40 диаметров стержня. Придерживая прибор левой рукой, при помощи регулировочной гайки 9 приводят крюк в контакт со стержнем. Момент контакта узнают наблюдением за стрелкой индикатора 4. Отмечают начальный отсчет индикатора  $f'$ , поворотом эксцентрика 7 при помощи ключа до упора поднимают конец пружины и снимают новый отсчет  $f''$ . После этого устанавливают прибор на новом месте и повторяют перечисленные операции. По среднему значению разницы отсчетов  $f = f'' - f'$  можно найти растягивающую силу  $N$  в стержне, пользуясь таблицами или графиками зависимости  $f - N$ .

При составлении последних наиболее достоверным методом является тщательная тарировка прибора. Однако тарировка динамометра для нескольких диаметров арматуры довольно кропотлива и нередко трудно осуществима за отсутствием установок для натяжения стержней с одновременным достаточно точным измерением силы. Поэтому нужно учитывать возможность аналитического определения искомой силы, для чего представляют возможность выведенные выше формулы.

В случае единичных измерений при данном диаметре можно применять прямой расчет силы  $N$ .

Пример.

Измерение динамометром АД-59 при натянутом стержне  $\varnothing 18$  мм периодического профиля из калиброванной стали Ст. 5 дало результат  $f = 3,73$  мм.

Момент инерции стержня



$$I \approx \frac{\pi d^4}{64} = \frac{3,14 \cdot 1,8^4}{64} = 0,516 \text{ см}^4;$$

модуль упругости  $E = 1,95 \cdot 10^6 \text{ кг/см}^2$ ;  
 жесткость при изгибе  $(EI)_1 = 0,516 \cdot 1,95 \cdot 10^6 =$   
 $= 1,01 \cdot 10^6 \text{ кгсм}^2$ .

Растягивающая сила в стержне может доходить до 10 т. По формуле (4) [1] в предельном случае

$$\xi = \frac{l}{4} \sqrt{\frac{N}{(EI)_1}} = \frac{100}{4} \sqrt{\frac{10 \cdot 10^3}{1,01 \cdot 10^6}} = 2,50,$$

следовательно по таблице 2 [1] при погрешности расчета до 1% данный стержень следует отнести к наиболее сложному в отношении расчета классу большой жесткости. Силу в стержне можно определить по формуле (10) лишь при помощи постепенного приближения. Для первого приближения, приняв  $N = 10 \text{ т}$ , по формуле (11)

$$s = \frac{4 \cdot 3^2 \cdot 1,01 \cdot 10^6 \cdot 0,99^2}{10^6} \left( \frac{1,96 - 0,04}{1 - \frac{0,373}{0,642}} - 1,96 - 0,09 \right) 10^{-3} =$$

$$= 0,090,$$

где значение  $s$  принято из таблицы 3 [1],  $\zeta(\xi, \psi)$  — из таблицы 5 [1]. Из рис. 5 [1] получаем  $n = 0,382$  и дальше по формуле (10)

$$N = \frac{\frac{100}{4} (1 - 0,382)}{\left( \frac{1,96 - 0,04}{1 - \frac{0,373}{0,642}} - 1,96 - 0,09 \right) 10^{-3}} = 6,11 \cdot 10^3 \text{ кг.}$$

Для второго приближения

$$\xi = \frac{100}{4} \sqrt{\frac{6,11 \cdot 10^3}{1,01 \cdot 10^6}} = 1,94,$$

из таблицы  $\zeta = 0,97$ ,

$$s = 0,090 \frac{0,97^2}{0,99^2} = 0,086.$$

По графику  $n = 0,370$  и

$$N = 6,11 \cdot 10^3 \frac{1 - 0,370}{1 - 0,382} = 6,22 \cdot 10^3 \text{ кг.}$$

Дальнейшие приближения совпадают со вторым в пределах точности расчета. Таким образом, растягивающая сила в стержне  $N = 6,22 \text{ т.}$

Силу в натянутом стержне параллельно измерили обычным динамометром, который показал  $N = 6,15 \text{ т.}$

При многочисленных измерениях следует составить таблицы или графики зависимости  $f - N$ .

Пример расчетной таблицы для стержней  $\varnothing 16 \text{ мм.}$

$N$ в Т	$\xi$	$\eta$	$\delta_1$ в см/Т	$\delta_1 + \delta_2 + \delta_4$ в см/Т	$\delta_1 + \delta_2 + \delta_3$ в см/Т	$f$ в см
1	2	3	4	5	6	7
1	0,964	0,369	9,22	9,35	11,40	0,527
2	1,364	0,487	6,09	6,22	8,27	0,483
3	1,670	0,572	4,77	4,90	6,95	0,452
4	1,930	0,622	3,89	4,02	6,07	0,425
5	2,155	0,659	3,30	3,43	5,48	0,401
6	2,360	0,686	2,86	2,99	5,04	0,381
7	2,550	0,708	2,53	2,66	4,71	0,363
8	2,730	0,727	2,27	2,40	4,45	0,346

Значения силы  $N$  в графе 1 подобраны с учетом достаточно частого расположения точек для вычерчивания графика. Значения в графе 2 подсчитаны по формуле 4 [1] при  $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ кг/см}^2$  и  $I = \frac{\pi \cdot 1,6^4}{64} = 0,321 \text{ см}^4$ .

В графу 3 занесены значения  $\eta$  по таблице 1 [1], а в графу 4 значения  $\delta_1$  по формуле (4). В графах 5 и 6 даны суммы коэффициентов деформации с учетом введенных выше значений  $\delta_2$ ,  $\delta_3$  и  $\delta_4$ . Показания прибора в графе 7 подсчитаны по формуле (9) при  $f_0 = 6,42 \text{ мм.}$

На рис. 4 изображены кривые зависимости  $f - N$  для натянутых стержней диаметром 10, 12, 14, 16 и 18 мм, рассчитанные по модулю упругости  $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ кг/см}^2$  и моменту инерции, соответствующему номинальному диаметру стержня. На кривые для стержней  $\varnothing 16$  и 18 нанесены точки, полученные при тарировке прибора калиброванными стержнями из стали марок Ст. 5 и 25Г2С. Как видно, совпадение данных удовлетворительно, что доказывает правильность вышеизложенных рассуждений.



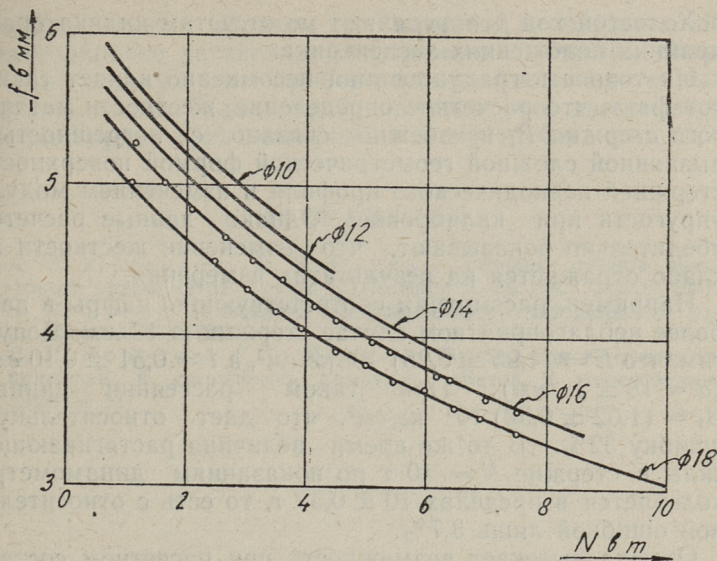


Рис. 4. Кривые зависимости силы в натянутом стержне  $N$  от показания прибора  $f$ .

При расчетном градуировании динамометра следует иметь в виду, что погрешности при определении величины коэффициента деформации пружины  $\delta_2$  и холостого хода пружины  $f_0$  сильно отражаются на показаниях прибора. Так, при установлении размеров поперечного сечения пружины с точностью 1,2% и модуля упругости с точностью 2,4% ( $E = (2,10 \pm 0,05) 10^6 \text{ кг/см}^2$ ) относительная ошибка коэффициента деформации составляет 8%. Погрешность в размере эксцентрика 1,2% вызывает относительную ошибку в величине  $f_0$  5%. Ошибка же искомой силы  $N$  может в неблагоприятном случае достигь недопустимой величины 13%. Поэтому указанные параметры необходимо определить опытным путем, что позволяет легко добиться точности 1—2%.

Для установления коэффициента деформации пружины  $\delta_2$  корпус прибора опирают в двух точках, расположенных приблизительно у концов пружины. К крюку подвешивают груз известной величины  $P$  и регистрируют индикатором прогиб пружины  $f$ . Коэффициент жесткости  $\delta_2$  находится из отношения  $\delta_2 = \frac{f}{P}$ .

Холостой ход  $f_0$  определяют по отсчетам индикатора в крайних положениях эксцентрика.

На точность градуирования несомненно влияет также тот факт, что расчетное определение жесткости натянутого стержня  $B_1$  неизбежно связано с погрешностью, вызванной сложной геометрической формой поверхности стержней периодического профиля и изменением модуля упругости при калибровке. Однако данные расчетов убедительно показывают, что изменение жесткости  $B_1$  слабо отражается на результатах измерения.

Например, рассмотрим соответствующие цифры в наиболее неблагоприятном случае стержня  $\varnothing 18$  мм. Допустим, что  $E = (1,95 \pm 0,25) 10^6$  кг/см<sup>2</sup>, а  $I = 0,51 \pm 0,10$  см<sup>4</sup> ( $d = 18 \pm 1$  мм). При таком рассеянии данных  $B_1 = (1,02 \pm 0,32) 10^6$  кг/см<sup>2</sup>, что дает относительную ошибку 32%. В то же время величина растягивающей силы в стержне  $N = 10$  т по показаниям динамометра колеблется в пределах  $10 \pm 0,37$  т, то есть с относительной ошибкой лишь 3,7%.

Отсюда вытекает возможность при расчетном составлении графика  $f-N$  с достаточной для практических целей точностью пользоваться номинальным диаметром стержней периодического профиля и модулем упругости по действующим нормам. Тарировку же арматурного динамометра можно не проводить для каждой марки стали, а применять одну тарировочную кривую для стержней данного диаметра всех марок.

Более точные результаты, конечно, можно получить путем определения жесткости стержня  $B_1$  из испытания на изгиб.

\* \* \*

В опытном экземпляре арматурного динамометра АД-59 была предусмотрена возможность применения трех различных баз длиной 1000, 1200 и 1400 мм для их сравнительной оценки. Проведенные испытания подтвердили пригодность длины базы 1000 мм и показали, что большая длина не обладает значительными преимуществами. В целях уменьшения габаритных размеров была оставлена единственная база 1000 мм.

Погрешность прибора при расчетном градуировании (с опытным определением части параметров) не превышает 3,5%. Погрешность протарированного динамометра



зависит главным образом от качества использованной при тарировке установки для прямого измерения силы.

Опыт эксплуатации прибора заводом железобетонных изделий треста Таллинстрой показал, что динамометр удовлетворяет предъявленным к нему требованиям.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. А. О. Юргенсон, У. В. Раукас, Основы расчета арматурного динамометра. Труды ТПИ, серия А, № 184. Таллин, 1961.
2. Н. М. Богин, Технология предварительного напряженного железобетона. М., 1960.
3. В. И. Воронов, Г. С. Пынеев, Прибор для контроля напряжений в стержневой арматуре. «Бетон и железобетон», 1960, № 11.

У. В. Раукас, А. О. Юргенсон, Г. А. Самуэль

## ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ СТРУНОБЕТОННЫХ БРУСКОВ ПРИ РАСТЯЖЕНИИ

За последние годы в Советском Союзе повысился интерес к применению струнобетонных брусков в изгибаемых сборных конструкциях, что объясняется техническими и экономическими преимуществами этого способа армирования. Для проектирования изгибаемых элементов необходимы данные о работе брусков при действии растягивающей силы, так как прогиб элемента (следовательно, и его эксплуатационная пригодность) зависит в значительной степени от деформации брусков. Работа струнобетонных брусков при растяжении изучалась авторами настоящего сообщения в проведенном за 1958/59 годы исследовании о применении брусков для армирования легкобетонных панелей перекрытий на местных вяжущих. Результаты излагаются в настоящей статье.

Приближенное представление о поведении брусков при растяжении можно получить на основании теоретических соображений. Рассмотрим модель струнобетонного бруска в двух предельных случаях:

1) брусок из совершенно однородного бетона без трещин,

2) брусок предварительно подвергался действию достаточно больших растягивающих усилий, в результате чего в бетоне возникло множество трещин. Сцепление между бетоном и арматурой нарушено, но вследствие анкеровки проволок в концах бруска предварительное натяжение сохранилось.

График деформации, соответствующий загрузке бруска с трещинами, изображен на рис. 1, а.

Если к бруску приложено растягивающее усилие  $N < N_0 = \sigma_{02} F_n$  \* и, следовательно, бетон остается сжа-

\* Обозначения по Инструкции по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций (СН 10-57).



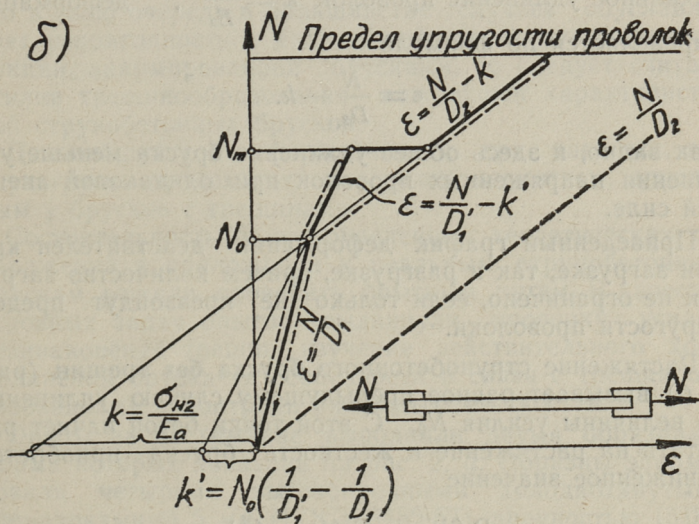
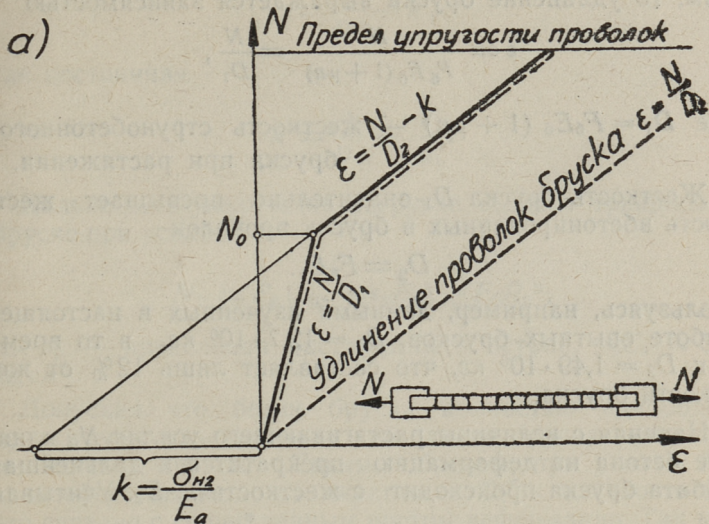


Рис. 1. Теоретические графики удлинения струнобетонных брусков.  
 а) Брусок с трещинами, б) брусок без трещин.

тым, то удлинение бруска выражается зависимостью

$$\varepsilon = \frac{N}{F_6 E_6 (1 + \mu n)} = \frac{N}{D_1},$$

где  $D_1 = F_6 E_6 (1 + \mu n)$  — жесткость струнобетонного бруска при растяжении.

Жесткость бруска  $D_1$  значительно превышает жесткость вбетонированных в брусек проволок

$$D_2 = F_n E_a.$$

Пользуясь, например, данными изученных в настоящей работе опытных брусков,  $D_1 = 12,7 \cdot 10^6$  кг, в то время как  $D_2 = 1,49 \cdot 10^6$  кг, что составляет лишь 12% от жесткости бруска.

Начиная с величины растягивающего усилия  $N_0$  влияние бетона на деформацию прекратится и дальнейшая работа бруска происходит с жесткостью  $D_2$ . Учитывая начальное удлинение проволок  $k = \frac{\sigma_{н2}}{E_a}$ , деформация определяется по формуле

$$\varepsilon = \frac{N}{D_2} - k.$$

Как видно, и здесь общее удлинение бруска меньше удлинения напряженных проволок при одинаковой внешней силе.

Приведенный график деформации действителен как при загрузке, так и разгрузке, причем количество загрузок не ограничено, если только не превзойдут предел упругости проволоки.

Растяжение струнобетонного бруска без трещин (рис. 1, б) вызывает равное предыдущему случаю удлинение до величины усилия  $N_0$ . С этой точки бетон начнет работать на растяжение и жесткость бруска приобретет пониженное значение

$$D_1' = E_{6p} F_6 (1 + n' \mu),$$

что объясняется пониженным при растяжении модулем упругости бетона по сравнению с модулем упругости при сжатии. Соответствующее этому участку графика общее удлинение бруска выражается формулой



$$\varepsilon = \frac{N}{D_1'} - k',$$

где постоянная

$$k' = \frac{1}{D_1'} - \frac{1}{D_1}.$$

Дальнейшее увеличение нагрузки вызовет трещины в бруске при усилении

$$N_T = F_H (\sigma_{02} + \varepsilon_p E_a) + F_G R_p^H,$$

где  $\varepsilon_p$  — предельная растяжимость бетона;  $\varepsilon_p E_a \approx 300$  кг/см<sup>2</sup>.

Допуская, что бетон бруска полностью однороден, практически одновременно по длине бруска возникнет множество трещин. Таким образом, при усилении  $N_T$  произойдет переход от жесткости  $D_1'$  к жесткости  $D_2$ , что связано с существенным ростом деформации. Так как это в свою очередь в большинстве случаев обуславливает непригодность к дальнейшей эксплуатации конструкции, заармированной брусками, то следует считать усилие трещинообразования важнейшей характеристикой струнобетонных брусков.

Дальнейший ход деформации как при загрузке, так и разгрузке происходит по закономерностям, описанным у брусков с трещинами.

Состоятельность вышеприведенных теоретических соображений в приложении к реальным струнобетонным брускам решили проверить опытным путем. В качестве основных задач опытов выдвинули проверку усилия возникновения трещин, изучение действительного хода удлинения бруска (в особенности в связи с трещинообразованием) и контроль расчетных жесткостей.

Опыты на растяжение выполнили двумя образцами, форма которых показана на рис. 2, а. Образцы заармировали четырьмя высокопрочными холоднотянутыми проволоками  $\varnothing 5$  мм (ГОСТ 8480-57) прочностью 15 000 кг/см<sup>2</sup>. Контрольное напряжение по измерениям, выполненным с помощью проволочного динамометра ПД-500, составило 9180 кг/см<sup>2</sup>. Бетон был приготовлен на гранитном щебне крупностью до 10 мм и портландцементе марки 500 (расход 400 кг/м<sup>3</sup>, водоцементное

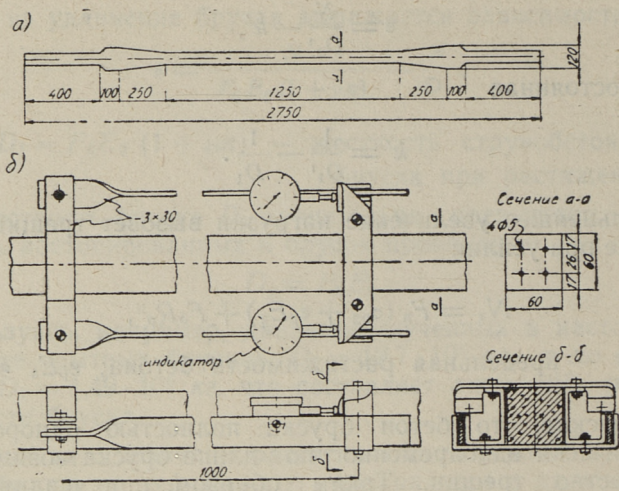


Рис. 2. а) Опытные образцы, б) приспособление для замера удлинения.

отношение 0,5). Прочность бетона при передаче напряжения  $287 \text{ кг/см}^2$ , во время опытов  $410 \text{ кг/см}^2$ .

Потери напряжения оценивались путем замера длины базы, созданной прикрепленными на брусках закернованными марками. По данным замеров величины суммарных потерь напряжения  $\sigma_{пс}$ , охватывающие влияние как упругой, так и пластической деформации, были следующие:

- образец № 1  $\sigma_{пс} = 3440 \text{ кг/см}^2$  (в возрасте 41 дн.),
- „ № 2  $\sigma_{пс} = 3780$  „ (в возрасте 46 дн.).

Опыты на растяжение провели на стенде со стальной рамой. Усилие создавали вручную при помощи винтового домкрата и измеряли тензометрами, прикрепленными к протарированному стержню захватного приспособления. Удлинение образцов замеры на базе 100 см при помощи двух индикаторов. Соответствующее приспособление изображено на рис 2, б и 3. Дополнительно к образцу № 2 прикрепили 4 тензометра базой 100 мм, которыми пользовались для обнаружения возникновения трещин. Как увеличение, так и уменьшение растягивающего усилия производили ступенями с переры-



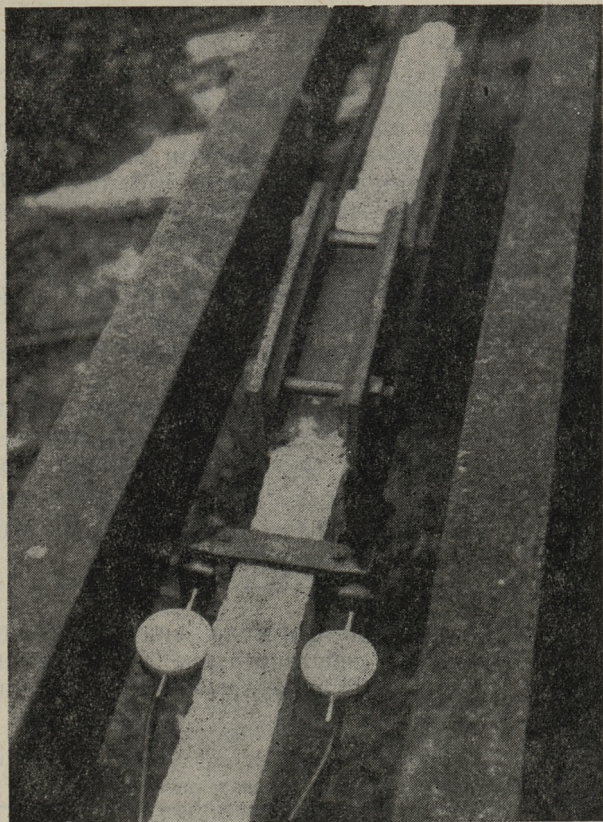


Рис. 3. Узел опытной установки.

вами для принятия отсчетов и визуального изучения трещинообразования. Полученные в опытах кривые удлинения образцов приведены на рис. 4, 5 и 6. Образец № 1 загрузали 5 раз (на графиках показано цифрами I—V). При I загрузке превзошли предел возникновения трещин, при всех загрузках конечное усилие превышало предел упругости.

Образец № 2 подвергался растяжению 8 раз. Загрузки I—III происходили ниже усилия возникновения трещин. При IV—VI загрузках эти усилия превышали, но не доходили до предела упругости. VII и VIII загрузки превосходили предел упругости.

Важнейшие результаты опытов следующие.

Наблюдения за трещинообразованием показали, что трещины не возникают сразу в большом количестве, а к возникшим в наиболее слабых сечениях 1—2 трещинам прибавляются при увеличении усилия следующие.

Определенные разными способами значения усилия возникновения трещин приводятся в таблице 1. Действительной величиной этого усилия можно достаточно обоснованно считать значение, соответствующее существенному отклонению кривой деформации. По опыту видимые трещины могут появиться несколько позже.

Выясним, какой точностью обладают подсчитанные расчетным путем значения усилия возникновения трещин.

Пользуясь определенными по замерам величинами остаточных напряжений арматуры  $\sigma_{н2} = \sigma_0 - \sigma_{п2}$ , можно выразить усилие трещинообразования следующим образом:

$$N_T = F_n(\sigma_{02} + 300) + F_6 R_p^n = F_n[\sigma_{н2}(1 + n_\mu) + 300] + F_6 R_p^n.$$

Подсчитанные по этой формуле значения  $N_T$  даны в таблице 1. Как видно, действительное усилие возникновения трещин превышает расчетные величины на 12—

Таблица 1  
Величины усилия возникновения трещин

	Образец	
	№ 1	№ 2
Усилие в кг при появлении видимой трещины	6960	7830
Усилие в кг при существенном отклонении кривой индикаторов	6960	6860
Усилие в кг при существенном отклонении кривой тензометров	—	6860
Усилие возникновения трещин в кг по опытным величинам потерь напряжения	6230	5930
Отношение фактического усилия к расчетному	1,12	1,16
Усилие возникновения трещин в кг по СН 10-57	≥ 6420	≥ 6420
Отношение фактического усилия к расчетному	≤ 1,08	≤ 1,07



16%, что можно объяснить недооценкой в расчете предельной растяжимости и прочности при растяжении бетона.

В той же таблице приведено значение усилия трещинообразования, подсчитанное по рекомендациям СН 10-57. Видно, что действительное усилие превышает незначительно расчетное значение. То обстоятельство, что усилие трещинообразования, подсчитанное по теоретическим потерям напряжения, лучше сходится с действительной величиной, чем значение, полученное по замеренным потерям напряжений, может быть объяснено известной недооценкой в расчете потерь напряжений, что уравнивает отмеченную выше погрешность.

Рассмотрим теперь ход удлинения струнбетонного бруска по рис. 4. Как видно, при небольших усилиях приблизительно до  $N_0$  график деформации практически прямой. Наклон прямой определяется жесткостью образца при растяжении. Найденные по опытным данным значения жесткости  $D_{1оп}$  в таблице 2 сравнены с величинами  $D_{1расч}$  подсчитанными по приведенным в нормах проектирования\* значениям модуля упругости.

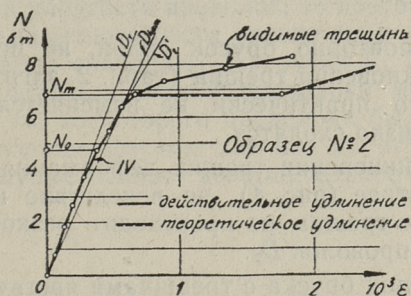


Рис. 4. Удлинение образца без трещин.

Из таблицы 2 видно, что опытные данные составляют в среднем 90% от расчетных, что может считаться приемлемым совпадением.

При дальнейшей загрузке сверх силы  $N_0$  наклон кривой деформации уменьшается. Расчетное описание этой

\* СН 10-57, НИТУ 123-55.

Сравнение опытных и расчетных значений жесткости при растяжении

Образец	Загрузка	$D_{1\text{оп}} = \frac{N}{\epsilon}$ в кг	$\frac{D_{1\text{оп}}}{D_{1\text{расч}}}$	$D_{\text{каж}}$ в кг	$\frac{D_{\text{каж}}}{D_{1\text{расч}}}$
№ 1	I	$13,6 \cdot 10^6$	0,91	$12,4 \cdot 10^6$	0,83
№ 2	I	13,3	0,89	10,9	0,73
	II	13,9	0,93	11,7	0,79
	III	13,4	0,90	11,3	0,76
	IV	13,5	0,91	11,4	0,77
Среднее			0,91		0,78

части графика затрудняется ввиду ограниченных данных относительно модуля упругости бетона при растяжении. Однако, заменяя действительную кривую деформации на участке до усилия возникновения трещин прямой, можно определить соответствующую последней кажущуюся жесткость  $D_{\text{каж}}$ . По изложенным в таблице 2 данным кажущаяся жесткость до трещинообразования составляет примерно 80% от расчетной жесткости  $D_{1\text{расч}}$ .

Загружая повторно брусок силой, не превышающей предел возникновения трещин (табл. 2, загрузки I—III), жесткость его практически не изменяется и кривые удлинения близко сходятся.

После возникновения трещин деформация растет значительно быстрее (рис. 4), но вследствие постепенного возникновения трещин не происходит резкого перехода на жесткость проволок  $D_2$ .

Ход удлинения бруска с трещинами явствует из рис. 5, где соответствующие отдельным нагрузкам кривые перенесены в общий начальный пункт.

Как видно, график деформации практически сохраняет прямолинейность до усилия  $N_0$ . Потом удлинение ускоряется, но при небольшом превышении усилия возникновения трещин (загрузки V, VI) деформация остается ниже величин, подсчитанных для предварительно напряженных проволок. Причиной служит работа на растяжение бетона между трещинами, увеличивающая кажущуюся жесткость проволок. В силу профилированной по-



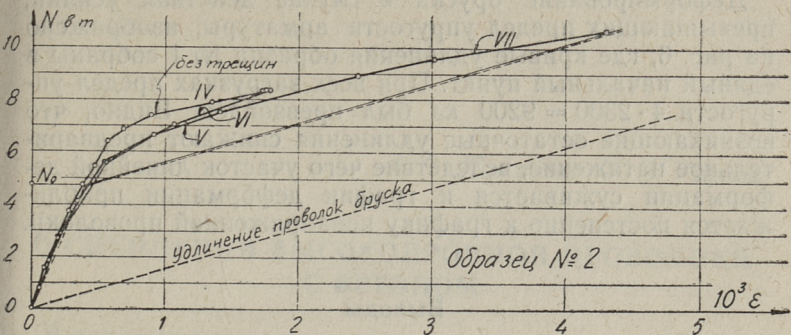


Рис. 5. Удлинение образца с трещинами (при IV нагружении образец без трещин).

верхности проволоки сцепление между бетоном и проволокой сохраняется до больших усилий, при которых бетон постепенно выключается с работы на растяжение и удлинение бруска приближается к удлинению предварительно напряженных проволок (загрузка VII).

Если приложенное растягивающее усилие не превышает предела упругости проволок, то повторная загрузка не вызывает заметного роста удлинения и кривые деформации примерно совпадают (загрузки V, VI, VII). Пределом упругости для данной проволоки можно считать усилие 2300 кг, до которого проволоки были натянuty в ходе изготовления брусков, так как до этого усилия не ожидается существенное дополнительное пластическое удлинение.

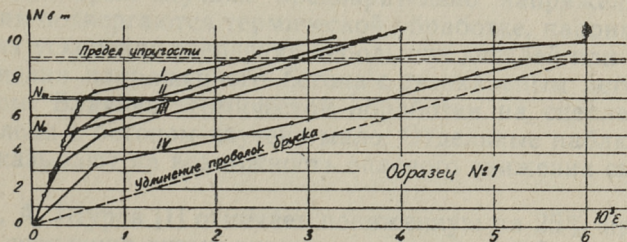


Рис. 6. Удлинение образца при усилиях, превышающих предел упругости проволок.

Деформирование бруска в случае действия усилий, превышающих предел упругости арматуры, изображено на рис. 6, где кривые удлинения образца № 1 собраны в единый начальный пункт. При всех загрузках предел упругости  $4 \cdot 2300 = 9200$  кг был превзойден. Видно, что возникающие остаточные удлинения снижают предварительное натяжение, вследствие чего участок линейной деформации суживается и график деформации приближается постепенно к графику ненапряженной проволоки.

### Выводы

Проведенные опыты позволили уточнить представление о всех стадиях работы струнобетонных брусков. Было выяснено, что расчетным путем можно оценивать с достаточной точностью как усилие возникновения трещин, так и ход деформации до этого усилия. Переход к сниженной жесткости после возникновения трещин происходит плавно. Удлинение бруска после возникновения трещин остается меньше удлинения одних проволок вследствие работы бетона на растяжение.

В дальнейшем нужно испытать струнобетонные бруски длительно действующими и многократными загрузками, которые не были включены в настоящую работу.



*А. О. Юргенсон, У. В. Раукас*

## **О СЦЕПЛЕНИИ ВЫСОКОПРОЧНОЙ ПРОВОЛОКИ С БЕТОНОМ**

В последние годы непрерывно растет производство высокопрочной проволоки для армирования предварительно напряженных конструкций. Поэтому следует ожидать более широкого применения этого эффективного вида арматуры в практике железобетона, в частности в Эстонской ССР.

Высокопрочная проволока использовалась Таллинским политехническим институтом в предварительно напряженных брусках, которыми в опытным порядке армировали панели перекрытий из местных ячеистых бетонов. Для выяснения некоторых вопросов, возникших в связи с применением этой проволоки, был проведен ряд специальных опытов. Так как результаты этих опытов представляют определенный интерес для массового изготовления струнбетонных конструкций, то они описываются в настоящей статье.

Сцепление высокопрочной проволоки с бетоном изучалось до сих пор преимущественно на образцах естественного твердения, характерных для распространенной технологии предварительно напряженного железобетона. Но в некоторых случаях предварительно напряженные изделия подвергаются термической обработке, например, в целях ускорения твердения небольших деталей или при соединении напряженного бетона с автоклавным легким бетоном. Влияние термической обработки на сцепление проволоки с бетоном изучено мало. Отдельные наблюдения указывают на возможность опасного снижения сцепления.

Так, А. Щуров [1] отмечает пониженную на 25% прочность сцепления витых гладких проволок  $\varnothing 2,6$  мм, прошедших автоклавную обработку. Т. Рандвез [2] провел

испытания пеносиликальцитных блоков-перемычек. Примененные в перемычках гладкие арматурные стержни  $\varnothing 12$  мм из стали Ст. 3 были во избежание коррозии забетонированы в бетонные бруски  $4 \times 4$  см и прошли автоклавную обработку вместе с изделием. При испытаниях большинство перемычек разрушилось по косым трещинам при нагрузках, составляющих примерно 60% от теоретических разрушающих. При изучении причин потери несущей способности обнаружили признаки скольжения стержней в бетоне, хотя обычно сцепление арматуры с бетоном М200 совершенно достаточно.

Оценка влияния автоклавной обработки на сцепление высокопрочной проволоки с бетоном составила главную цель проведенных опытов.

Другой целью опытов было сравнение сцепления холоднотянутой проволоки периодического профиля (ГОСТ 8480-57)  $\varnothing 5$  мм, примененного в исследовании, со сцеплением гладкой проволоки. Постановка вопроса была обусловлена тем обстоятельством, что глубина вмятин

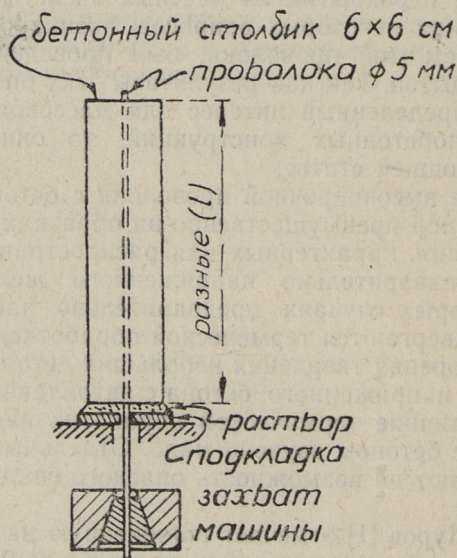


Рис. 1. Схема опытов.



на проволоке  $0,15 \div 0,20$  мм оказалась существенно ниже предусмотренной стандартом величины  $0,30$  мм, что вызвало сомнения относительно сцепления проволоки с бетоном. Так как насечка недостаточной глубины является часто встречающимся технологическим недостатком проволоки данного типа, то вопрос представляет более широкий интерес.

Испытания на сцепление проводились путем вытягивания из бетона проволоки как периодического профиля, так и гладкой по схеме, приведенной на рис. 1. При опытах регистрировались максимальная сила и одновременно, при помощи самопишущего прибора, скольжение проволоки в зависимости от усилия. Испытанию подвергалось 34 образца в двух сериях. Конструкция образцов показана на рис. 2.

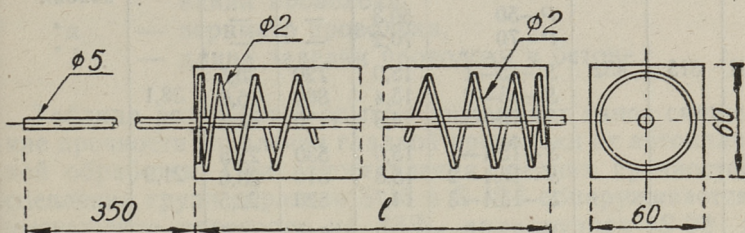


Рис. 2. Конструкция образцов.

Бетон для образцов готовили из портландцемента М500 на мелком гранитном щебне. Расход цемента  $400 \text{ кг/м}^3$  при водоцементном отношении  $0,5$ . Проволоки забетонировались в образцы под слабым натяжением ( $1000 \text{ кг/см}^2$ ). Бетон уплотняли поверхностным вибратором. Твердение проходило в естественных условиях. Часть образцов после естественного твердения подвергли автоклавной обработке в течение  $3 + 10 + 3$  часов при давлении  $10 \text{ ат}$ . Прочность бетона определялась кубиками со стороной  $10 \text{ см}$  и приводилась к данным нормальных кубиков.

Результаты опытов изложены в таблице, где обозначения следующие:

- S — образцы с гладкой проволокой;
- P — образцы с проволокой периодического профиля;
- A — образцы автоклавной обработки.

Результаты опытов

Серия	Прочность бетона в $кг/см^2$		Обозначение образца	Длина заделки проволоки в см	Макс. сила в кг	Прочность сцепления в $кг/см^2$		Примечание
	естеств.	автокл.				отд.	средн.	
I	357	—	S—10	9,9	450	29,0		
			S—22	21,7	670	19,7		
			S—50	49,9	1670	21,3		
			S—50A	50,2	1160	14,7		
			S—100	99,7	1950	12,5		
			P—10	10,8	1210	71,5		
			P—15	14,9	1360	59,0		
			P—22	22,3	1400	40,0		
			P—33	32,9	2850	55,2		
			P—33A	34,2	(3100)	(57,7)		разрыв проволоки
			P—50	50,3	—	—		
			P—70	70,2	—	—		
II	315	432	S—15—1	15,0	720	30,5		
			S—15—2	15,4	860	35,6	38,1	
			S—15—3	14,8	1120	48,3		
			S—15A—1	15,0	530	22,5		
			S—15A—2	15,8	510	20,6	21,9	
			S—15A—3	14,7	520	22,5		
			S—22—2	22,0	640	18,6	18,7	
			S—22—3	22,4	660	18,8		
			S—22A—1	21,9	400	11,6		
			S—22A—2	22,0	520	15,1	13,1	
			S—22A—3	22,3	440	12,6		
			P—15—1	14,7	2050	88,8		
			P—15—2	15,3	1800	75,0	81,9	
			P—15—3	15,1	1930	81,8		
			P—15A—1	16,3	(2730)	(106,7)	104,9	{раскол бетона
			P—15A—2	14,6	2600	113,4		
			P—15A—3	15,3	2270	94,5		
			P—22—2	21,3	(2630)	(78,8)		
P—22—3	22,1	(2600)	(78,1)	78,4	{разрыв проволоки {раскол бетона			
P—22A—1	22,1	2760	79,5					
P—22A—2	23,4	(2890)	(78,5)					
P—22A—3	21,8	2580	75,5	77,8	{разрыв проволоки			



Задачей I серии было установление подходящей длины окончательных образцов II серии, для чего образцы изготовились с длиной заделки проволоки 10, 15, 22, 33, 50, 70 и 100 см. Предварительные опыты показали, что длина заделки не должна превышать 22 см для обеспечения скольжения проволоки до ее разрыва.

Образцы II серии были изготовлены двойкой длины заделки — 15 и 22 см, из каждого типа по 3 образца.

Для сравнения результатов применялась главным образом средняя прочность сцепления, которая определялась по формуле

$$\tau_B = \frac{N_{\max}}{ul},$$

где  $N_{\max}$  — наибольшая сила, отмеченная при вытягивании проволоки,

$u$  — периметр проволоки,

$l$  — длина заделки проволоки в бетоне.

Таблица результатов опытов показывает явное снижение прочности сцепления гладкой проволоки от автоклавной обработки. При сопоставлении средних прочностей сцепления групп образцов S-15 и S-15A обнаруживается уменьшение прочности на 43%, при группах S-22 и S-22A — на 35%. Приблизительно такая же разница наблюдается на образцах S-50 и S-50A серии I.

В то же время сцепление проволоки периодического профиля при автоклавной обработке не снижается. Наоборот, сравнение прочности сцепления групп P-15 и P-15A показывает повышение прочности примерно на 20%. Правда, у образцов P-33 и P-33A из серии I, а также у групп P-22 и P-22A прирост прочности сцепления не наблюдается. На результаты испытания этих образцов повлияло то обстоятельство, что сила вытягивания приближалась к пределу прочности проволоки, что связано со значительной поперечной деформацией проволоки. Поэтому лучше отражают нормальную работу проволоки образцы с длиной заделки 15 см.

Некоторое представление о характере потери сцепления дают приведенные на рис. 3 графики зависимости между вытягивающей силой и перемещением проволоки в бетоне (перемещения регистрировались у захватов машины).

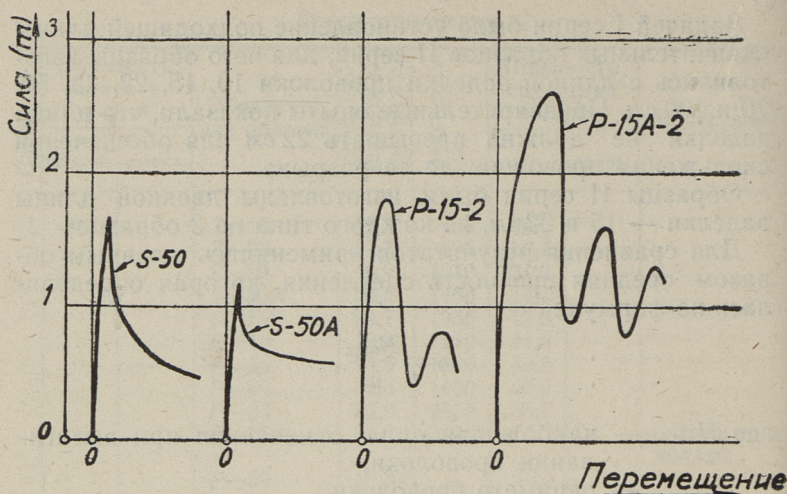


Рис. 3. Графики зависимости между вытягивающей силой и перемещением проволоки в бетоне.

Для гладкой проволоки характерна острая вершина графика. После достижения предела прочности при сцеплении происходит интенсивное скольжение проволоки с резким падением усилия. Гладкая проволока теряет практически полностью сопротивление к вытягиванию после первого сдвига в бетоне. Характер такого разрушения можно назвать «хрупким».

Для проволоки периодического профиля характерна пологая вершина графика с дальнейшим волнистым развитием. Следовательно, после начала скольжения такая проволока оказывает существенное сопротивление к вытягиванию. Ход деформации напоминает явление текучести, характер разрушения — «пластический».

Что касается прочности сцепления проволоки периодического профиля по сравнению с гладкой проволокой, то, несмотря на небольшую глубину насечки, она превышает сцепление гладкой проволоки в 2—6 раз. Особенно значительна разница у образцов автоклавной обработки.

Ответить на вопрос о достаточности сцепления такой проволоки с бетоном затруднительно за отсутствием соответствующего критерия. Считая наибольшей допусти-



мой длиной самоанкеровки проволоки \* 80 диаметров [3], кажется возможным считать сцепление данной проволоки достаточным. Такой вывод подтверждается опытом применения проволоки в предварительно напряженных брусках.

---

\* Длина самоанкеровки — наименьшая длина заделки проволоки в бетон, обеспечивающая обрыв без скольжения.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. А. Щуров, Исследование некоторых вопросов армирования автоклавного силикатного бетона предварительно-напряженными элементами. Известия высших учебных заведений. Строительство и архитектура, 1958, № 5.
2. T. Randvee, Vahtkilikatsiitplokkide, -silluste ja vahelaepaneelide füüsikalise-mehaanilise omadusi ja kandevõime. Tallinn, 1958. (Научно-технический отчет исследовательской работы).
3. И. Гийон, Предварительно напряженный железобетон. Москва, 1959.

## ИССЛЕДОВАНИЕ ЯЧЕИСТОБЕТОННЫХ ПАНЕЛЕЙ ПЕРЕКРЫТИЙ, АРМИРОВАННЫХ СТРУНО- БЕТОННЫМИ БРУСКАМИ

Из-за недостатка цемента в условиях Эстонской ССР целесообразно широко использовать для изготовления сборных строительных конструкций известь и сланцезольное вяжущее. Так как среди сборных железобетонных конструкций значительный удельный вес имеют панели перекрытий, то перевод их производства на менее дефицитные местные вяжущие позволил бы высвободить большое количество цемента для других нужд строительства, в первую очередь для возведения сильно нагруженных, крупнопролетных и подверженных климатическим воздействиям конструкций.

При применении извести и особенно сланцезольного вяжущего в панелях перекрытий серьезные опасения вызывает коррозия арматурной стали. Одной возможностью противокоррозионной защиты арматуры в панелях являются защитные покрытия, изучаемые в Институте строительства и строительных материалов АН ЭССР. Другое заслуживающее внимания решение — армирование панелей струнобетонными брусками, в которых арматура покрыта плотным слоем цементного бетона. Наряду с надежной противокоррозионной защитой струнобетонные брусочки обладают другими важными техническими и экономическими достоинствами:

- 1) использование высокопрочной проволоки дает существенную экономию арматурной стали,
- 2) по сравнению с применением обычной арматуры той же прочности увеличивается жесткость панелей.

При изготовлении брусочков не представляется возможным избежать их некоторого искривления. Это обстоятельство значительно затрудняет армирование брусочками пустотных панелей, так как между пустотами имеется



лишь минимальное пространство для их укладки. Требуемое всестороннее забетонирование может оказаться при искривленных брусках неосуществимым.

Технологически целесообразным решением является армирование струнобетонными брусками сплошных панелей, уменьшение веса которых достигается применением легкого бетона. Можно отметить, что легкие бетоны в изгибаемых конструкциях нашли широкое применение, например, в Шведской строительной практике.

До сих пор достаточно обстоятельно изучена совместная работа струнобетонных брусков с основным материалом лишь в конструкциях из обычного бетона и керамзитобетона. Сведения о применении брусков в ячеистых бетонах крайне скудные. Известны лишь опыты И. Л. Жодзишского [1].

Учитывая вышеизложенные соображения, Управление промышленности строительных материалов СНХ ЭССР предложил Таллинскому политехническому институту изучить возможности изготовления панелей перекрытий пролетом в 6 м из местных ячеистых бетонов, армированных струнобетонными брусками. Соответствующая работа ведется с 1958 г. авторами настоящей статьи под руководством профессора Х. Х. Лауль. Ниже приводятся результаты двух выполненных этапов исследования.

Целью опытов **первого этапа** работы было выяснение прочности и жесткости панелей наряду с изучением рациональной конструкции и технологии. В качестве материала для панелей были приняты пеносиликальцит, литой силикальцит, пенокукермит и пенобетон из сланцевой золы пылевидного сжигания. Для разработки подходящей конструкции опытные панели изготовили в разных вариантах по схемам, приведенным на рис. 1, а, б, в. Панели длиной 586 см и шириной 120—60 см армировали 2—3 струнобетонными брусками, достигая эксплуатационных нагрузок, соответствующих применяемым в жилом и гражданском строительстве величинам.

Бруски сечением 6×6 см (рис. 1, г) армировались 4 высокопрочными холодотянутыми проволоками периодического профиля (ГОСТ 8480-57)  $\varnothing$  5 мм, прочность которых при растяжении составляла 15 000 кг/см<sup>2</sup>. Проволоки натягивали на стальном стенде при помощи винтовых домкратов до напряжения в среднем 9900 кг/см<sup>2</sup> = 0,66 R. Контроль напряжения производили проволооч-

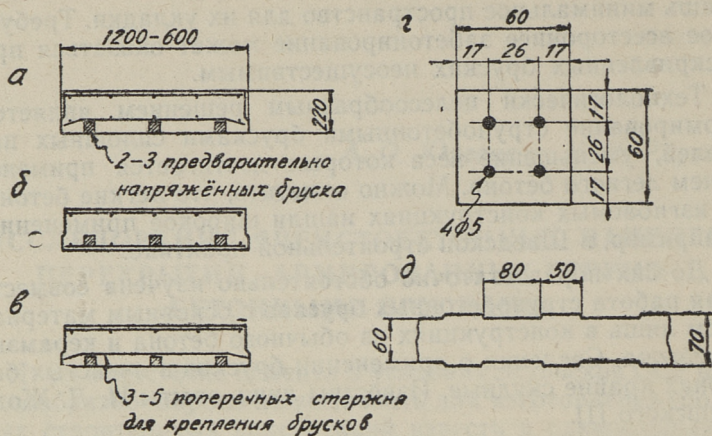


Рис. 1. Конструкция опытных панелей.

а, б, в — основные типы испытанных панелей; г — конструкция предварительно напряженного бруска; д — профиль зубчатого бруска.

ным динамометром ПД-500. Бетон изготовляли на мелком гранитном щебне, пользуясь цементом М 500 с расходом  $400 \text{ кг/м}^3$ . Прочность бетона при передаче напряжения составляла  $242\text{—}346 \text{ кг/см}^2$ ; после совместной с панелью автоклавной обработки прочность превышала  $400 \text{ кг/см}^2$ .

Бруску отливали в деревянных формах. Боковые поверхности у части брусков оставили гладкими, другую часть для увеличения сцепления с легбетонном изготовили с зубчатыми боковыми поверхностями по рис. 1, д.

Опытные панели изготовили на Опытном заводе УПСМ (силикальцитные панели), заводе железобетонных изделий треста Таллинстрой (кукермитные панели) и в кукермитном цехе комбината «Ласнамяэ» (панели из сланцезольного пенобетона). В вопросах технологии легких бетонов руководствовались преимущественно опытом соответствующих заводов, причем условием ставили достижение примерной прочности  $100 \text{ кг/см}^2$  (в состоянии естественной влажности) при возможно низком объемном весе.

В ходе работы наибольшие затруднения возникли именно в части технологии местных ячеистых бетонов, ко-



торая была во время проведения работы недостаточно управляемая для того, чтобы достигнуть при новых крупноразмерных изделиях достаточной прочности при отсутствии дефектов. Технологические неудачи заставили провести новую серию опытов в качестве второго этапа работы.

Данные об испытанных панелях приведены в табл. 1.

Пеносиликальцитные опытные панели изготовили по внедренной на заводе технологии, согласно которой в прошедшую дезинтеграторную обработку известково-песчаную смесь активностью 4,5—7,4% добавляли при приготовлении пеносмеси молотую известь-кипелку в среднем  $215 \text{ кг/м}^3$ , достигая активности готовой смеси 13,4—14,8%. Автоклавная обработка была предусмотрена при давлении  $\geq 8 \text{ ат}$  в течение  $\geq 12$  часов.

Наружный осмотр опытных панелей показал наличие у большинства панелей более или менее крупных трещин, иногда отслоение верхнего слоя. Затруднение вызывало достижение заданной прочности пеносиликальцита. Первоначально была намечена проверка прочности материала панелей при помощи кубиков со стороной 10 см, изготавливаемых одновременно с панелями. В ходе испытаний выяснилось, что несмотря на удовлетворительную прочность кубиков сопротивление сжатой зоны панелей недостаточно. Для выяснения этого явления высверлили из сжатой зоны ряда испытанных панелей пробы, из которых приготовили цилиндрические образцы  $d=h=50 \text{ мм}$ . Последние показали в большинстве случаев существенно более низкую прочность по сравнению с контрольными кубиками, хотя предварительно было установлено, что при одном и том же материале показания кубиков и цилиндров практически совпадают.

Более достоверными можно считать данные высверленных образцов, которые показывают (см. таблицу 1), что прочность материала некоторых опытных панелей была недопустимо низка, что естественно оказало влияние на результаты испытания.

Отмеченные трещины и отклонения в прочности частично могут быть объяснены помехами технологического режима на заводе (резкие падения давления во время автоклавной обработки, быстрое понижение давления в конце обработки и т. д.). С другой стороны ясно, что для массового производства панелей перекрытий с достаточно

Результаты

Панель	Материал		Бруски			Размеры в см			
	объем- ный вес в $T/M^3$ влажн./ сух.	прочн. в $KG/CM^2$ влажн./ сух.	вид	колич.	$F_H$ в $CM^2$	$l$	$b$	$h$	$h_0$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

а. Первый этап.

VS-2	1,25/1,09	86/98	Г	3	2,35	563	98	22	17,5
VS-3	1,10/1,01	32/43	Г	2	1,57	563	98	22,2	19,2
VS-4	1,18/1,02	43/51	З	2	1,57	563	98,5	22	19
VS-5	1,31/1,16	69/108	Г	3	2,35	567,5	100	22	19
VS-6	1,28/1,11	61/85	З	3	2,35	565	100	22	19

Силикаль

S-1	1,65/1,52	129/208	Г	3	2,35	561	99	20,5	17,5
S-2	1,66/1,55	127/219	Г	3	2,35	566,5	100	21,5	18,5

Пенокуке

VK-1	1,41/1,18	150/237	Г	3	2,35	561	120	24	21
VK-2	1,19/1,04	53/105	З	2	1,57	559	79	22	19
VK-3	1,38/1,19	75/115	Г	2	1,57	561	79,5	23,3	20,3

Пенозол

VT-1	1,25/1,05	99/143	Г	2	1,57	562	57,7	22,3	19,3
VT-1A						462			
VT-2	1,31/1,11	101/154	З	2	1,57	562	58	23	20
VT-3	1,25/1,05	99/143	Г+З	2	1,57	500	58,5	23	20

б. Второй этап.

VS-7	1,12/1,04	64/96	З	3	1,51	561	57	23	17,5
VS-8	1,14/1,04	71/108	З	3	1,51	561	59	23,5	18,0
VS-9	1,14/1,03	62/90	З	2	1,01	552	56	22	16,5
VS-10	1,14/1,03	65/77	З	3	1,51	560	58	23	17,5
VS-11	1,16/1,04	42/59	З	3	1,51	556	57	23	17,5
VS-12	1,15/1,08	51/78	З	3	1,51	553	58,5	23,5	18,0

Примечание: 1) Обозначение ви  
2)  $f$  — прогиб при



Таблица 1

опытов

Причина разрушения	Разруш. момент в кгм			Момент трещинообразов. в кгм			$\frac{f}{l}$
	действ.	теор.	$\frac{M_{действ.}}{M_{теор.}}$	действ.	теор.	$\frac{M_{действ.}}{M_{теор.}}$	
11	12	13	14	15	16	17	18

## Пеносиликальцитные

сж. зона	4240	5220	0,81	2650	2580	1,03	1/510
сж. зона	3160	3440	0,92	2220	2000	1,11	1/330
сдвиг	3447	4060	0,85	1660	1940	0,86	1/300
сж. зона	4050	5570	0,73	2710	2920	0,93	1/315
сж. зона	5100	5430	0,94	3110	2990	1,04	1/230

## цитные

раст. зона	5960	5560	1,07	3240	2790	1,16	1/370
раст. зона	5560	5920	0,94	2760	2850	0,97	1/490

## рмитные

сдвиг	5650	7020	0,80	—	—	—	1/230
сж. зона	2780	3770	0,74	—	—	—	1/320
сдвиг	3200	4263	0,75	—	—	—	1/370

## обетонные

сдвиг	1526	3930	0,39	—	—	—	—
сдвиг	1570	3930	0,39	—	—	—	—
сдвиг	1230	4120	0,30	—	—	—	—
сдвиг	2520	4110	0,61	—	—	—	—

## Пеносиликальцитные.

сж. зона	3420	3440	0,99	—	—	—	1/280
сж. зона	3600	3700	0,97	(2100)	2820	(0,75)	1/260
сж. зона	2313	2350	0,98	(1572)	1570	(1,00)	1/370
сж. зона	2450	3460	0,71	(1850)	2430	(0,76)	1/350
сж. зона	3170	2800	1,13	(1840)	2430	(0,76)	1/480
сж. зона	3280	3280	1,00	(1890)	2520	(0,75)	1/425

да браков: Г — гладкие, З — зубчатые.  
эксплуатационной нагрузке.

высокими рабочими напряжениями необходима бóльшая надежность технологического процесса.

Постепенно увеличивая объемный вес пеносиликальцита доходим до плотного литого силикальцита, который может рассматриваться как предельный случай пеносиликальцита. Опытные панели из литого силикальцита были назначены отчасти для выяснения предельных свойств пеносиликальцита, отчасти для изучения возможностей использования таких панелей. Прочность изготовленных из смеси активностью 9,5—10,3% панелей превосходила  $100 \text{ кг/см}^2$ , материал был плотной и однородной структуры. Отрицательным фактором оказалась осадка силикальцита при термической обработке, которая уменьшила общую высоту панели до 7% и тем самым также величину разрушающего момента. Осадка вызывала появление трещин по стержням верхней арматурной сетки, которые не влияли существенно на несущую способность, но портили в некоторой степени внешний вид панелей.

Пенокукермитные панели изготовили по той же технологии, по которой завод железобетонных изделий треста Таллинстрой выпускал стеновые блоки многоэтажных зданий. Пенобетон приготавливали из смеси обычного кукермита и песка в весовом соотношении 1:0,5, измельчавшихся совместно в шаровой мельнице. Для достижения необходимой прочности добавляли цемент М 400 в количестве 15—20% от веса кукермита ( $105\text{—}140 \text{ кг/м}^3$ ). Покрытую крышкой панель обрабатывали в автоклаве при 8 ат в течение 30 часов, причем встречались колебания давления пара.

При термической обработке возникало в растянутой зоне панелей множество трещин, часть из которых вероятно протекла и в сжатую зону, где их, однако, нельзя было обнаружить. Верхняя поверхность панелей приобрела характерную пористую структуру и отслаивалась тонкими слоями. Прочность материала по высверленным образцам колебалась в пределах  $53\text{—}150 \text{ кг/см}^2$ .

Учитывая колебание свойств обычного кукермита, что затрудняет достижение постоянной прочности изделий, и довольно высокий расход цемента, нельзя считать описанный материал приемлемым для производства панелей перекрытий даже в том случае, если удастся избежать возникновения трещин выбором подходящего режима термической обработки. Можно отметить, что в изготов-



ленных по подобной технологии стеновых блоках, работающих при более низких напряжениях, обнаружались различные дефекты. К настоящему времени завод прекратил производство пенокукермитных изделий.

Сланцевая зола пылевидного сжигания в качестве вяжущего материала для панелей довольно перспективна, учитывая практически неограниченные ресурсы сырья, которые начинают находить применение на Ахтмеском заводе строительных изделий. В данной работе решили применять мелкую фракцию (крупностью преобладающего большинства зерен  $< 30 \mu$ ) фракционированной домолотой золы-уноса горючего сланца пылевидного сжигания, свойства которой в течение последних лет изучались в Таллинском политехническом институте. Описываемые панели перекрытий были первой попыткой использовать этот материал для крупноразмерных изделий.

Золу пылевидного сжигания измельчили в лабораторных шаровых мельницах до удельной поверхности  $4000 \text{ см}^2/\text{г}$ . Пенобетон приготовили из смеси золы и дезинтегрированного песка (удельная поверхность  $500 \text{ см}^2/\text{г}$ ) в соотношении  $1:0,5$ . Термическая обработка панелей производилась в двух этапах: 1) пропаривание в течение 18 часов, 2) автоклавная обработка  $2+10+4$  часов при максимальном давлении  $10-11 \text{ ат}$ .

Пропарку панели выдержали без всяких дефектов. Автоклавная обработка дала сравнительно высокую прочность материала при низком объемном весе (по выверленным образцам в сухом состоянии  $R = 148 \text{ кг/см}^2$ ) при  $\gamma = 1,08 \text{ т/м}^3$ , при влажности  $20\%$   $R = 99 \text{ кг/см}^2$ ). Но несмотря на однородную структуру все панели имели сильные трещины, количество которых выше, чем при пенокукермитных панелях.

Таким образом опыт изготовления панелей из сланцевозольного вяжущего показывает, что наибольшей технологической проблемой является появление трещин, которое сильно зависит от режима автоклавной обработки. Для установления оптимального режима к настоящему времени проведены многочисленные специальные опыты Институтом строительства и строительных материалов АН ЭССР, давшие положительные результаты.

После наружного осмотра опытных панелей независимо от величины технологических дефектов проводили



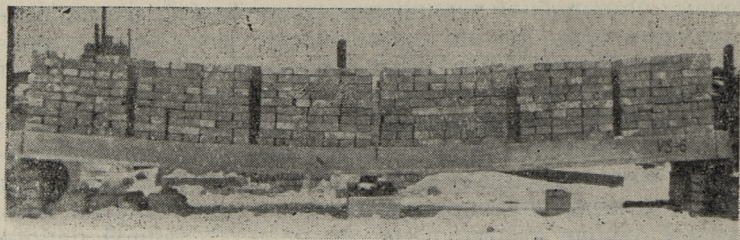


Рис. 2. Панель VS-6 во время опыта.

нагружение кирпичом до разрушения. Во время нагружения следили за прогибом в середине пролета, за развитием трещин как в основном материале, так и на обнаженных поверхностях струнобетонных брусков, и за сдвигом концов брусков по отношению к основному материалу. Общий вид панели во время опыта показан на рис. 2. Типичный график прогиба приведен на рис. 3. Как видно из кривой, при малых нагрузках, предшествующих возникновению трещин в брусках, прогиб имеет почти линейный характер. После возникновения трещин деформация существенно увеличивается. Таким образом изгибающий момент возникновения трещин является важной характеристикой панели, на точное определение которого следует обращать достаточно внимания.

Интересно отметить, что в большинстве из тех панелей, у которых технологические трещины в растянутой зоне отсутствовали, трещины в брусках и основном материале обнаруживали одновременно, хотя в ненапряженном пенобетоне трещины должны были бы появляться раньше. Это явление может быть объяснено или повышенной предельной растяжимостью армированного пенобетона или предположением, что возникшие в пенобетоне при более низких нагрузках трещины не раскрываются до возникновения трещин в относительно жестких брусках. Расчеты, проведенные по схеме, соответствующей последнему предположению, дали хорошее совпадение с опытными данными и позволили достаточно точно оценить расположение точки перелома на графике. Ясно, что эксплуатационная нагрузка ни в каком случае не должна превышать нагрузку трещинообразования в брусках.



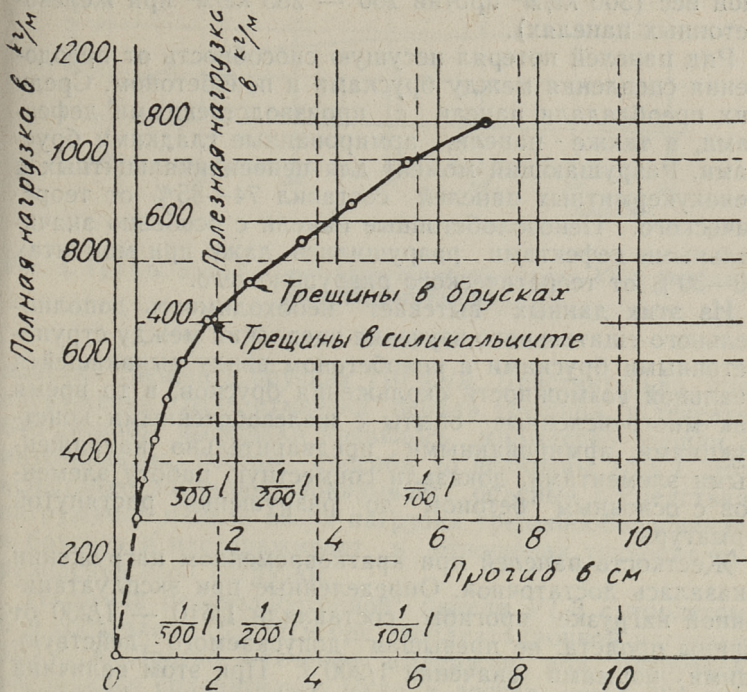


Рис. 3. График прогиба пеносиликальцитной панели VS-2.

Разрушение опытных панелей было в большинстве случаев связано с описанными выше производственными дефектами. Характерной для малопрочных пеносиликальцитных панелей ( $R \leq 86 \text{ кг/см}^2$ ) причиной потери несущей способности было разрушение сжатой зоны. Регистрированный при разрушении момент составлял 81—94% от теоретического разрушающего, что показывает неполное использование прочности арматуры.

Прочность растянутой арматуры удалось полностью исчерпать в панелях из литого силикальцита с прочностью при сжатии  $R = 127 - 129 \text{ кг/см}^2$ . Этот результат подтверждает необходимость достижения в рассматриваемых панелях прочности не ниже  $100 \text{ кг/см}^2$ . Сам литой силикальцит как материал для панелей не вызывает сомнений; отрицательной стороной является боль-

шой вес ( $360 \text{ кг/м}^2$  против  $250 - 285 \text{ кг/м}^2$  при железобетонных панелях).

Ряд панелей потерял несущую способность от преодоления сцепления между брусками и пенобетоном. Среди них преобладали панели с производственными дефектами, а также панели, армированные гладкими брусками. Разрушающий момент для пеносиликальцитных и пенокукермитных панелей составил  $74-85\%$  от теоретического. Пенозолобетонные панели с особенно значительными дефектами разрушились даже при моментах  $30-39\%$  от теоретического разрушающего.

Из этих данных вытекает необходимость дополнительного тщательного изучения сцепления между струнбетонными брусками и пенобетоном ввиду выявившейся реальной возможности скольжения брусков, в то время как многочисленные опыты с железобетонными конструкциями, армированными предварительно напряженными элементами, доказали совместную работу элементов с основным бетоном до разрушения растянутой арматуры.

Жесткость панелей при кратковременном нагружении оказалась достаточной. Определенные при эксплуатационной нагрузке прогибы составляли  $1/510 - 1/230$  от длины пролета, не превышая допускового действующими нормами значения  $1/200 l$ . При этом величина эксплуатационной нагрузки определялась по формуле

$$q_{\text{экс}} = \frac{q_{\text{теор}}}{2,5},$$

где  $q_{\text{теор}}$  — теоретическая разрушающая нагрузка,  
 $2,5$  — значение коэффициента запаса.

Для выяснения роли последеформации 3 панели испытали длительной нагрузкой.

Эксплуатационная нагрузка пеносиликальцитной панели VS-5 составила  $552 \text{ кг/м}$ . Панель выдержали под нагрузкой  $563 \text{ кг/м}$  в течение 610 дней. За это время прогиб разрос от  $1/315 l$  до  $1/150 l$  и показал тенденцию дальнейшего роста (рис. 4). Результат подтверждает недостаточную прочность материала.

Силикальцитная панель S-2 была испытана нагрузкой  $742 \text{ кг/м}$ , которая превышала как эксплуатационную нагрузку  $588 \text{ кг/м}$ , так и теоретическую нагрузку возник-



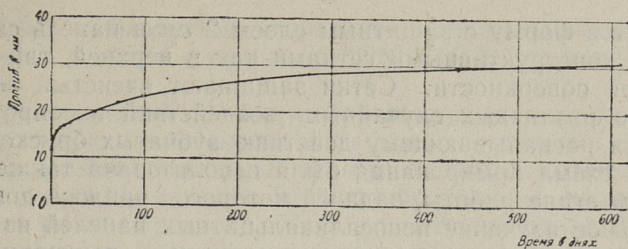


Рис. 4. График прогиба пеносиликальцитной панели VS-5 под длительной нагрузкой.

новения трещин в брусках 710 кг/м. Действительно, при нагружении была отмечена первая трещина, в течение 640-дневной выдержки появилось множество трещин с интенсивным ростом прогиба до величины  $1/75 l$ . Это испытание наглядно показывает опасные последствия нагружения панели сверх нагрузки трещинообразования в брусках и настораживает в отношении точности определения этой нагрузки.

Нагрузка пенозолобетонной панели VT-3 с пролетом 5 м составляла 372 кг/м при эксплуатационной нагрузке 525 кг/м. Прогиб в течение выдержки под нагрузкой увеличился сравнительно мало и достиг через 384 дня значения  $1/360 l$ . Полученный положительный результат может объясниться как меньшими нагрузкой и пролетом, так и большей прочностью пенозолобетона.

Первый этап исследования позволил сделать некоторые выводы о конструкции панелей, армированных брусками (рис. 1). Выяснилось, что отказ от нижней арматурной сетки (в) вызывает серьезные повреждения панелей в ходе транспортирования и складских операций. При укладке брусков без защитного слоя (а, в) не удастся достигнуть гладкой нижней поверхности, так как пенобетон часто не заполняет пустот, остающихся между днищем формы и искривившимся бруском. Кроме того, расположение нижней сетки над брусками уменьшает заметно ее эффективность вследствие большого объема пенобетона, не охваченного сеткой (особенно в торцах панели).

Наиболее предпочтительным является армирование по схеме, изображенной на рис. 1, б, при которой бруски

кладут в форму с защитным слоем 2 см и панель снабжают конструктивными сетками как в верхней, так и в нижней поверхности. Сетки защищают ячеистый бетон против различных случайных воздействий и сопротивляются раскалывающему действию зубчатых брусков.

Эта схема армирования была использована также на **втором этапе** работы, задачей которого явилось дополнительное изучение пеносиликальцитных панелей из более прочного материала в соответствии с вышеописанными результатами. На опытных панелях второго этапа проверили также конструктивные приемы для предотвращения сдвига струнобетонных брусков в пенобетоне. Для увеличения сцепления были приняты исключительно бруски с зубчатыми боковыми поверхностями, а вместе с тем была снижена мощность брусков путем замены струн  $\varnothing 5$  мм струнами  $\varnothing 4$  мм при прежних размерах поперечного сечения.

Прочность проволоки в брусках составляла по опытным данным  $17\,500$  кг/см<sup>2</sup>, среднее контрольное напряжение  $11\,750$  кг/см<sup>2</sup>. Прочность бетона брусков при передаче на него усилия была  $258$ — $308$  кг/см<sup>2</sup>, а после совместной с панелью автоклавной обработки  $330$  кг/см<sup>2</sup>.

На этом этапе завод строительных материалов «Мяннику» изготовил 6 опытных панелей, которые отличались от ранее испытанных меньшей шириной — 60 см. В панелях была использована пеносиликальцитная смесь активностью 11,2—12,8%. Удельная поверхность песка  $495$ — $636$  см<sup>2</sup>/г. Длительность автоклавной обработки 12 часов при давлении 10 ат.

Свойства материала определялись высверленными из панелей образцами. Подробные данные как о панелях, так и о результатах их испытания сведены в таблицу 1. Видно, что завод при изготовлении панелей не добился поставленной цели — повышения прочности: прочность при сжатии образцов естественной влажности составляла  $42$ — $71$  кг/см<sup>2</sup>. Внешний же вид панелей был по сравнению с предыдущими пеносиликальцитными панелями несомненно лучше, хотя и встречались отдельные горизонтальные трещины на гранях.

Наблюдения, проведенные при изготовлении и испытании панелей, подтвердили целесообразность выбранного конструктивного решения. Зубчатые бруски достаточно надежно сцеплялись с пеносиликальцитом. Прогиб



при кратковременном действии эксплуатационной нагрузки остался в пределах  $1/260$ — $1/480$  от длины пролета.

Возникновения трещин в брусках на этом этапе непосредственно регистрировать не удалось, так как бруски были целиком залиты. В таблице 1 даны приблизительные величины момента трещинообразования, подсчитанные с учетом предположения, что возникновение трещин в брусках происходит одновременно с раскрытием их в окружающем бетоне.

Разрушающие моменты в опытах удовлетворительно совпадали с расчетными значениями. Отношение

$$\frac{M_{\text{действ}}}{M_{\text{теор}}}$$

у большинства панелей осталось в пределах  $0,97$ — $1,13$  и лишь у одной панели составило  $0,71$ . Таким образом, с точки зрения несущей способности изученные панели можно считать вполне приемлемыми. Вместе с тем необходимо отметить, что все панели разрушились по сжатой зоне, указывая на недостаточную прочность примененного пеносиликальцита. С другой стороны, возможность большой последеформации при такой прочности была выявлена испытанием панели VS-5 длительной нагрузкой.

Производства панелей описанной конструкции нельзя рекомендовать, пока прочность пенобетона остается в тех пределах, которые были достигнуты в опытах. Подобно тому, как по конструктивным соображениям устанавливают нижний предел марки бетона для железобетонных изгибаемых элементов, необходимо ограничение прочности пенобетона для изучаемых панелей, причем выполненные опыты позволяют рекомендовать в качестве предела величину  $100 \text{ кг/см}^2$ . При обеспечении промышленностью этой прочности нет препятствий к их внедрению.

\* \* \*

Выполненная работа доказывает возможность использования в перекрытиях жилых и гражданских зданий панелей из ячеистых бетонов, армированных струнбетонными брусками. Однако для внедрения таких

панелей необходимо дополнительно выяснить ряд вопросов, касающихся технологии ячеистых бетонов.

Экономическую эффективность легкобетонных панелей, армированных струнобетонными брусками, показывает расход материала для изготовления панели.

Расход материалов на легкобетонную панель с размерами  $586 \times 120 \times 22$  см при полезной нагрузке  $500 \text{ кг/м}^2$  следующий:

высокопрочной проволоки	17,9 кг,
обычной проволоки	16,0 кг,
всего стали	33,9 кг;
бетона М 400	$0,105 \text{ м}^3$ ,
ячеистого бетона М 100	$1,44 \text{ м}^3$ .

Расход материалов на железобетонную панель с овальными пустотами, армированную упрочненной арматурой Ст. 5, при тех же размерах и полезной нагрузке:

упрочненной стали Ст. 5	46,4 кг,
обычной проволоки	32,5 кг,
всего стали	78,9 кг;
бетона М 200	$0,70 \text{ м}^3$ .

Как видно, экономически положительная сторона легкобетонных панелей со струнобетонными брусками — уменьшение расхода дефицитных стали и цемента. С точки зрения расхода рабочей силы применение брусков будет рентабельным при их массовом механизированном производстве на длинном стенде, что можно организовать на одном из заводов железобетонных изделий.

## ЛИТЕРАТУРА

1. И. Л. Жодзишский, Комплексные конструкции из пенобетона и железобетона и исследование механических свойств пенобетона. Сборник «Производство и применение ячеистых бетонов в жилищном и промышленном строительстве». М., 1959.





48. 2.

Цена 27 коп.

