

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

В. В. ПИНАДЖЯН, Г. М. КАНЕЦЯН, Р. С. АВЕТИСЯН

СТАТИЧЕСКАЯ И УСТАЛОСТНАЯ ПРОЧНОСТЬ
СТРУНОБЕТОННЫХ БАЛОК

Сообщение 2

Усталостная прочность предварительно напряженных железобетонных балок армированных высокопрочной стержневой арматурой периодического профиля изучалась в 1959—60 годах Лабораторией железобетонных мостов ЦНИИС Минтрансстроя СССР. Аналогичные исследования для струнобетонных конструкций применительно к условиям, характерным для мостостроения, проводились в весьма ограниченном масштабе. В соответствии с намеченной программой в Армянском НИИ стройматериалов и сооружений (АИСМ) с начала 1960 года были начаты экспериментально-теоретические исследования работы струнобетонных элементов под многократно повторной нагрузкой и одновременно начато строительство опытного стенда для освоения технологии производства длинномерных струнобетонных конструкций. После накопления экспериментальных данных и освоения технологии производства намечается совместно с проектными и строительными организациями республики обеспечить массовый выпуск струнобетонных элементов пролетных строений сборных мостов из тяжелого и легкого бетонов.

1. Результаты двухлетних исследований, произведенных в АИСМе, показали, что под повторной нагрузкой с числом циклов нагружения порядка двух миллионов струнобетонные балки из *тяжелого бетона*, армированные отечественной холодноотянутой высокопрочной проволокой периодического профиля, обладают удовлетворительными прочностными и деформационными характеристиками*.

В 1962 году намечается изучение таких же балок, изготовленных из бетона на природных *легких* заполнителях.

В конце 1961 года на экспериментально-производственной базе Института был построен открытый стенд длиной 118 м (рис. 1), на котором в том же году осваивалась технология производства струнобетонных балок из тяжелого бетона для сборных мостов. Конструкция опытной балки показана на рис. 2. Длина балки 14,06 м; объем — 2,6 м³; вес—6,5 тонн. Для продольного армирования балок применялась высокопрочная углеродистая проволока, периодического профи-

* См. сообщение 1 авторов в «Известиях АН Армянской ССР», т. XV, № 3, 1962.

ля диаметром 4 мм. Проволока в бухтах диаметром 150 см была получена из Харьызского стале-проволочного канатного завода.

Проволока удовлетворяла требованиям ГОСТ 8480—57 и имела

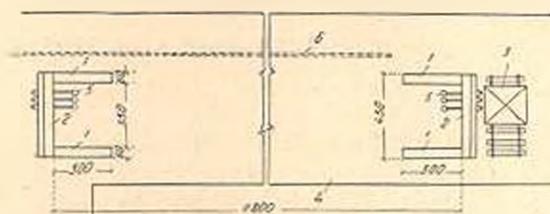


Рис. 1. Схема стенда по изготовлению струнорезных элементов экспериментально-производственной базы АН СМ. 1—железобетонные упоры для восприятия горизонтального тягового усилия и 290 тонн; 2—стальная упорная балка (траверс); 3—гидродомкрат СМ—513 на рельсовом пути; 4—бетонная площадка; 5—струнодержатели; 6—паропровод.

минимальный предел прочности на разрыв, равный $\sigma_b = 161 \text{ кг/мм}^2$, модуль упругости проволоки на растяжение $E = 19400 \text{ кг/мм}^2$. Балки имели двутавровое сечение высотой 60 см с шириной полки по 60 см. Нижняя полка балок в продольном направлении армировалась 90 струнами (проволоками); верхняя полка 24 струнами. Хомуты, каркас и сетки изготавливались из обыч-

ной катанки диаметром 6 мм. На 1 балку расходовалось 262 кг стальной проволоки, в том числе высокопрочной диаметром 4 мм—160 кг и обычной диаметром 6 мм—102 кг. Натяжение проволок на стенде производилось при помощи восьми струнодержателей и гидродомкрата. Струнодержатель состоял из анкера с десятью клиновидными зажимами, тяги и анкерного захвата (рис. 3)*. В одном анкере для группового натяжения закреплялось до 30 проволок (10 пучков проволок по 3 проволоки в каждом пучке). Интенсивность натяжения проволок составляла 104 кг/мм^2 , что соответствовало 65% предела прочности проволоки на разрыв. Напряжение контролировалось по величине абсолютного удлинения проволок (при длине стенда 118 м—абсолютное удлинение проволок составляло 63 см), а также тарированным проволочным динамометром с индикатором часового типа.

Анкера с клиновидными зажимами до их использования были подвергнуты испытанию на 100-тонном гидравлическом прессе „Рейл“. Одновременно испытывалось по два анкера, с закрепленными

Таблица 1

№ анкеров	Разрывающее усилие в тоннах	з напряжение в проволоках при разрыве кг/мм^2
1 и 2	61,4	163
3 и 4	58,6	155
5 и 6	59,9	157
7 и 8	58,6	155

в них 30 струнами периодического профиля. Анкера устанавливались в захватные части прессы и испытывались на разрыв. Результаты испытания приведены в табл. 1.

Во всех случаях обрыв проволок происходил у места заделки, при этом поврежден-

ный клин не наблюдалось. По опыту коэффициент, характеризующий одновременность работы струн в анкерах, $K = \sigma : \sigma_b = 0,97$.

* Конструкция разрабатывалась при участии аспиранта А. М. Асиряна.

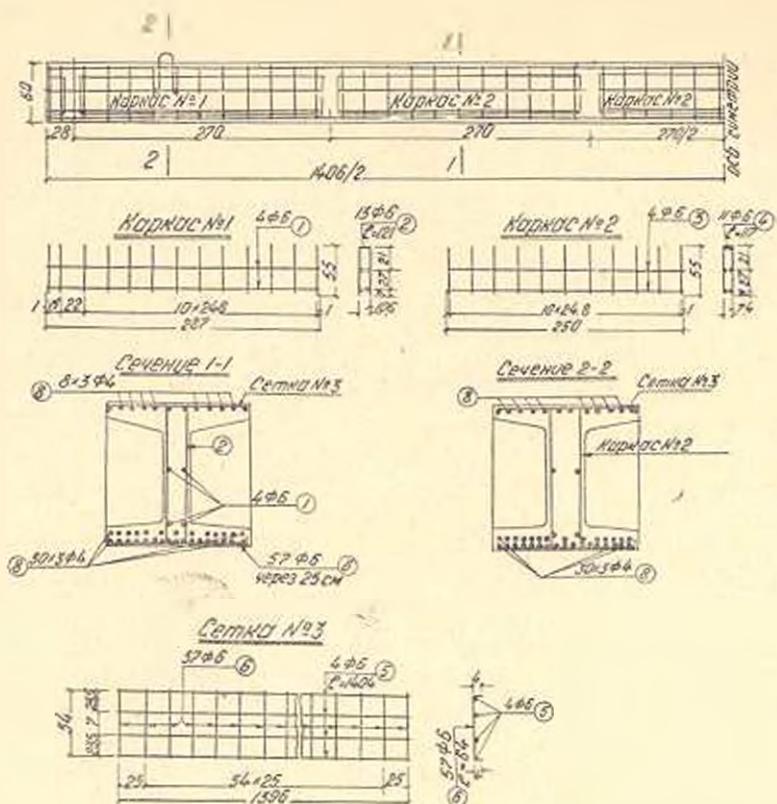


Рис. 2. Конструкция опытной струнбестоной балки длиной 14,06 м.

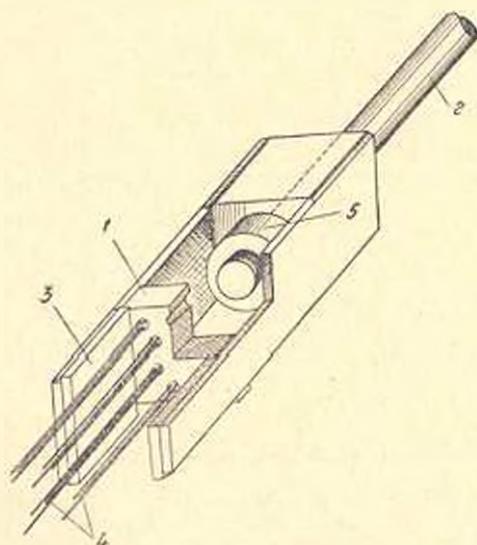


Рис. 3. Струнодержатель. 1—анкер с клиновидными зажимачи; 2—тяга; 3—анкерный захват; 4—высокопрочная проволока; 5—гайка.

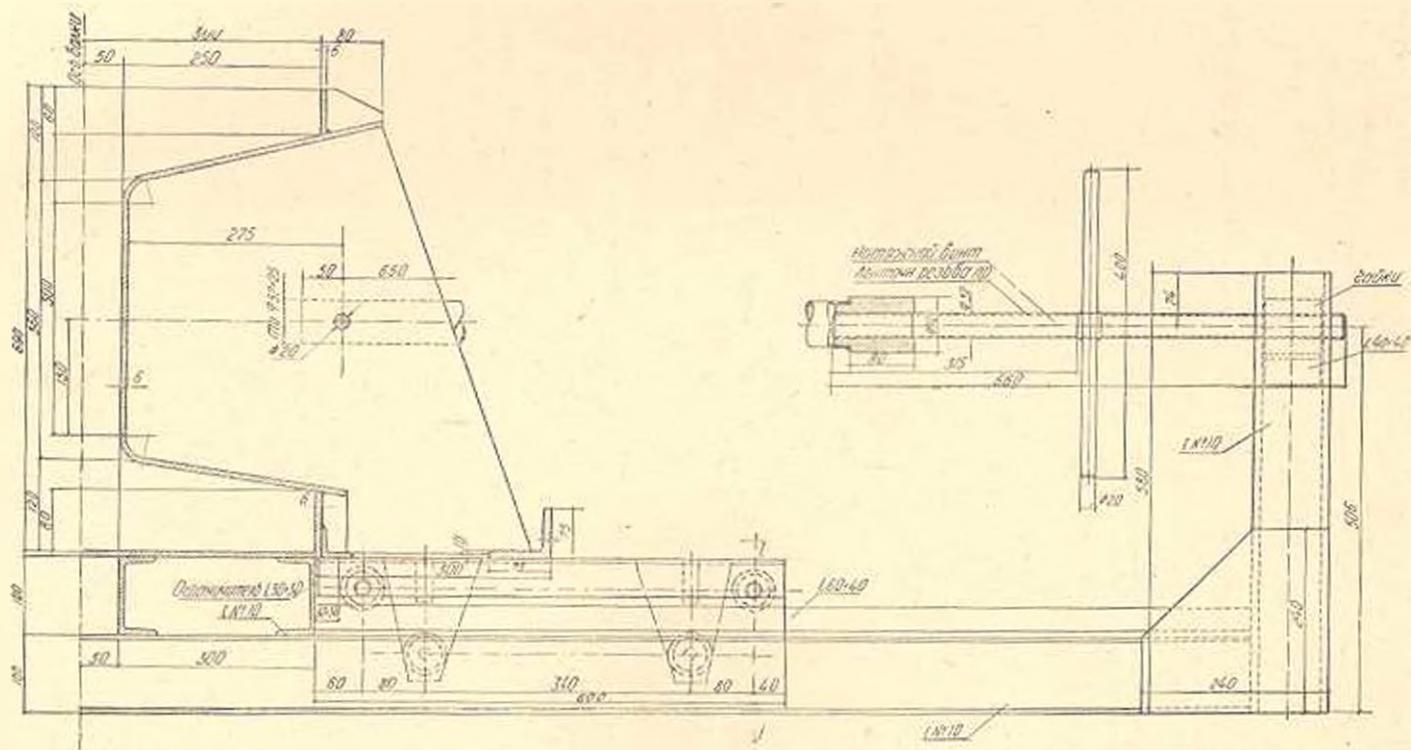


Рис. 4. Металлическая форма для изготовления струйбетонных балок.

Балки изготавливались в одну линию в металлической форме (рис. 4), поддон которой был установлен на место до раскладки и натяжения струн*. Боковые и торцовые шиты форм устанавливались после окончания натяжения струн и монтажа хомутов и сеток. Для получения тяжелого бетона марки „500“ была принята следующая дозировка компонентов:

Портландцемент Араратского завода активностью 500—350 кг;

Щебень базальтовый гранулированный с максимальным диаметром фракций 40 мм и объемным весом 1,37 т/м³

—1240 кг;

Песок речной объемным весом 1,62 т/м³

—715 кг;

Вода

—185 литр.

Водоцементное отношение смеси

—0,53.

Осадка конуса

—2—4 см.

Бетонная смесь в форме уплотнялась вибраторами типа И-16 с гибким шлангом. Применялись также тисковые вибраторы, укрепленные к боковым щитам формы.

Для ускорения твердения смеси балка после бетонирования покрывалась брезентом и пропаривалась в течение 24 часов. Стационарный режим подачи пара при температуре 70°С составлял 18 часов. После пропарки балки форма освобождалась и перемещалась в продольном направлении по стенду на 15 м. Вслед за этим приступали к укладке арматуры и бетонированию следующей балки. Отпуск натяжения арматуры с передачей напряжения на бетон производился в следующем порядке. Сначала производился отпуск натяжения проволок сжатой зоны сечения с уменьшением интенсивности напряжения проволок со 101 до 52 кг/мм². При этом наблюдался прогиб балок вниз. Затем производился последовательный отпуск натяжения струн растянутой (*нижней*) зоны балок. Отпуск производился ступенями на $\frac{1}{4}$ величины всего натяжения симметрично относительно вертикальной оси поперечного сечения балки. По данным нивелировки после полного отпуска натяжения струн балки выгнулись вверх. Стрела выгиба балок составляла 15—17 мм. В процессе отпуска натяжения скольжения арматуры относительно бетона у торцов балок не наблюдалось. На опорных участках всех балок на высоте около 20 см от опорных частей были отмечены горизонтальные трещины с шириной раскрытия до 0,1 мм длиной до 10—15 см. Эти трещины свидетельствовали о недостаточном поперечном армировании стенок балок у опор и необходимости установки поперечной арматуры по расчету. Общий вид струнобетонных балок, после полного отпуска натяжения и аятогенной резки проволок в промежутках между балками, показан на рис. 5.

* Рабочие чертежи металлической формы были разработаны Г. Г. Селизновым и К. Г. Филоян в „Ереванпроекте“.

2. Испытанная струнобетонная балка в опасном сечении имела следующие характеристики (рис. 2). Площадь сечения напрягаемой продольной арматуры (проволок), расположенной в наиболее обжатой зоне бетона $F_{н1} = 90\Phi 4 = 11,44 \text{ см}^2$; площадь сечения напрягаемой продольной арматуры в менее обжатой зоне бетона $F_{н2} = 24\Phi 4 = 3,03 \text{ см}^2$; площадь приведенного поперечного сечения элемента $F_{0п} = 1620 \text{ см}^2$; статический момент приведенного сечения относительно нижней грани балки $S_{0п} = 46700 \text{ см}^3$; момент инерции приведенного сечения относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести сечения, $J_{0п} = 806000 \text{ см}^4$; расстояние от нижней грани балки до центра тяжести приведенного сечения $y_{н1} = 28,8 \text{ см}$; расстояние от центра тя-

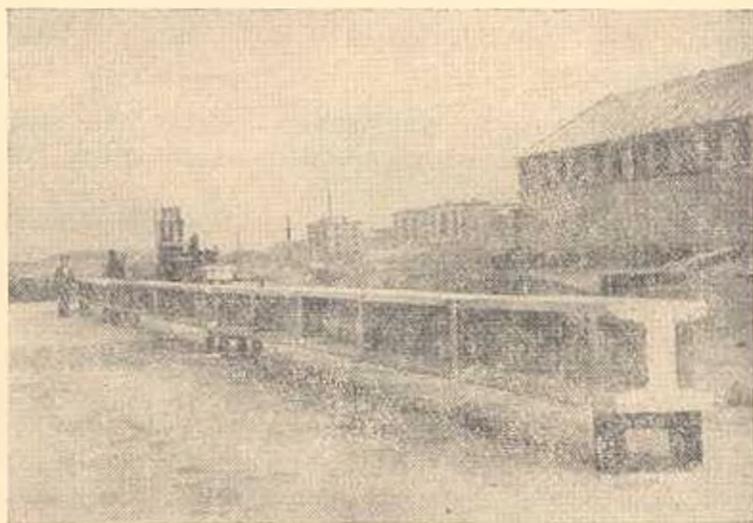


Рис. 5. Общий вид изготовленных струнобетонных балок.

жести всей продольной арматуры до нижней грани балки $y_1 = 15,4 \text{ см}$. Проектная марка бетона „500“.

Расчетный разрушающий изгибающий момент для струнобетонной балки, вычисленный согласно „ВГУ на проектирование предварительно напряженных железобетонных мостов“, $M_p = 90,9 \text{ т. м}$.

Расчетный изгибающий момент трещиностойкости, при котором в струнобетонной балке появляются первые трещины:

$$M_T = 15,8 \text{ т. м.}$$

Струнобетонная балка была испытана на изгиб под статической нагрузкой на открытом испытательном стенде экспериментально-производственной базы АИСМ. Нагрузка на балку передавалась симметрично двумя 100 тонными гидравлическими домкратами, расположенными на расстоянии 5,68 м от торцов балки. Домкраты располагались между верхней полкой балки и траверсами, которые с помощью тросов были соединены с силовой плитой стенда (рис. 6). Величина нагрузки оп-

ределялась манометрами, установленными на домкратах. До и после испытания манометры с домкратами тарировались на прецизионном 100-тонном прессе „Рейли“. Нагрузка на балку увеличивалась ступенями до величины, соответствующей половине разрушающей. После выдержки под этой нагрузкой порядка 15 минут балка разгружалась. После трех циклов загрузки ступенями нагрузка была доведена до величины $M=82 \text{ т.м.}$, соответствующей 90% расчетного разрушающего изгибающего момента. По кривой „нагрузка—прогибы“ было установлено, что первые трещины в балке появились при изгибающем моменте, равном $M=60-64 \text{ т.м.}$ Под нагрузкой, соответ-

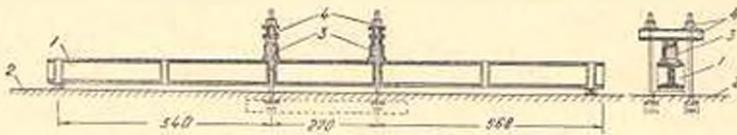


Рис. 6. Схема испытания струнотонной балки на изгиб на стенде; 1—струнотонная балка; 2—силовая плита; 3—гидродомкраты; 4—тяги с траверсами.

ствующей изгибающему моменту $M=82 \text{ т.м.}$, на поверхности балки появилось множество трещин при расстоянии между ними порядка 10 см с шириной раскрытия менее 0,1 мм. Трещины распространились от нижней грани балки по вертикали на 20—25 см. После разгрузки балки все трещины закрылись. Стрела прогиба балки и осадка опор измерялись мессурами с точностью 0,1 мм и стальными линейками с миллиметровыми делениями. Стрела прогиба балки под нагрузкой, соответствующей половине расчетной разрушающей, была равна 18 мм; под нагрузкой, равной 0,9 расчетной разрушающей—79 мм. После разгрузки балки остаточный прогиб был равен 13 мм, 1/1040 доли пролета. В процессе испытания под нагрузкой скольжения струн относительно бетона не наблюдалось.

В заключение необходимо отметить, что на экспериментально-производственной базе АИСМ была освоена технология изготовления длиномерных струнотонных балок, армированных отечественной высокопрочной проволокой периодического профиля диаметром 4 мм. Проведенные лабораторные и натурные испытания показывают, что струнотонные балки по сравнению с балками из обычного железобетона более выносливы в отношении воздействия повторных нагрузок, более жестки и трещиностойки. Струнотонные элементы очень экономичны в отношении расхода арматуры. В связи с указанными преимуществами в республике необходимо организовать массовый выпуск струнотонных балок пролетных стропильных мостов, шпал, подкрановых балок, опор линий электропередач и контактной сети, а также других элементов, работающих под многократно повторной нагрузкой. Наряду с этим необходимо усилить опытно-теоретические, проектные и экономические исследования с целью уточнения рациональ-

ной области применения струнобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов в Армянской ССР.

Армянский НИИ
строительных материалов и сооружений

Поступило 15.I.1962 г.

Վ. Վ. ՓԻՆԱԶՅԱՆ, Հ. Մ. ԿԱՆԵՅՅԱՆ, Բ. Ս. ԱՎԵՏԻՍՅԱՆ

ԼԱՐԱՐԵՏՈՆԱՅԻՆ ՀԵԾԱՆՆԵՐԻ ՍՏԱՏԻՎԱԿԱՆ ԵՎ ՀՈՒՆԱԾԱՅԻՆ
ԱՍՐՈՒԹՅՈՒՆԸ

(ՀԱՂՈՐԴՈՒՄ 2)

Ա մ փ ո փ ու մ

Հողվածում նկարագրված է հայրենական արտադրության բարձրամուր լարով ամրանալոված լարաբետոնե երկաշն հեծանների ստացման տեխնոլոգիան: Թերված է Հալաստանի շինանյութերի և կառուցվածքների պետահետազոտական ինստիտուտի փորձնական բազայում իրականացված 14 մետր երկարութիւն ունեցող լարաբետոնե հեծանների կոնստրուկցիան և նրանց ստատիկ եղանակով փորձարկման արդյունքները:

Փորձերը ցույց են տվել, որ լարաբետոնե հեծանները օժտված են բարձր ճարակայունությամբ և ամրությամբ: Լարաբետոնե հեծանները ստվորական երկաթբետոնե հեծանների հետ համեմատած շատ ձեռնաու ևն ամրանի ծախսի կապակցությամբ և՛ լինելով ավելի ճաքակայուն ու կոշտ՝ հաջողությամբ են դիմադրում բազմապատիկ կրկնվող բեռնավորումներին:

Հեղինակները առաջարկում են ուսպորբլիայում կազմակերպել բազմապատիկ կրկնվող բեռնավորումների տակ աշխատող լարաբետոնե շինվածքների և կոնստրուկցիաների, ալդ թվում կամուրջալին հեծանների, էլեկտրահողորդման գծերի հենարանների, ենթամարաձիչալին հեծանների մասսայական արտադրութիւնը: