

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Г. М. КАНЕЦЯН

СТАТИЧЕСКАЯ И УСТАЛОСТНАЯ ПРОЧНОСТЬ СТРУНОБЕТОННЫХ БАЛОК

Сообщение 3.

1. Облегчение конструкций приводит к экономии материалов, уменьшению трудоемкости транспортных и монтажных работ, и в конечном итоге, к снижению себестоимости конструкций. Одним из способов уменьшения веса предварительно напряженных железобетонных, и в частности, струнобетонных конструкций, является применение высокопрочных легких бетонов, эффективность применения которых возрастает с увеличением перекрываемых пролетов.

Учитывая актуальность вопроса и наличие в республике практически неограниченных запасов высококачественных легких естественных каменных материалов, с начала 1952 года в Армянском НИИ стройматериалов и сооружений (АИСМ) при участии автора были начаты систематические экспериментальные работы по освоению технологии изготовления и изучению прочностных и деформативных свойств струнобетонных конструкций на природных легких заполнителях*. В производственных условиях были получены составы легких бетонов на природных заполнителях с пределом прочности на сжатие до 400 кг/см²; определены кратковременные и длительные деформативные характеристики этих бетонов; освоена технология изготовления длинномерных струнобетонных балок с применением легких бетонов; определены прочностные и деформативные характеристики струнобетонных балок пролетом 2,5 и 13,5 м; изучена выносливость струнобетонных балок пролетом 2,5 м на базе 2 млн. циклов нагружения.

В этом сообщении автор ограничивается кратким описанием технологии изготовления длинномерных струнобетонных балок из легкого бетона на природных легких заполнителях и приводит результаты испытания их под кратковременной и длительной статической нагрузкой.

Изготовленные и испытанные балки имели равнополочное двутавровое сечение размерами 60×60 см (рис. 1) и длину 1406 см. Конструкция балок приводится в [1]. Для изготовления балок применялся легкий бетон трех видов: бетон на литондиопемзовом щебне

* Научный руководитель проф. В. В. Цинаджян.

и песке (П.П); бетон на литондиопемзовом щебне и кварцевом песке (П.К); бетон на перлитовом щебне и песке арагацкого месторождения в естественно-вспученном состоянии (П).

В балках применялся бетон с кубиковой прочностью 360—400 кг/см². На 1 куб. метр бетона расходовался портландцемент Арагартского цементного завода марки „500“ и „600“ от 520 до 580 кг. Балки армировались холоднокатаной высокопрочной проволокой периодического профиля диаметром 4 мм (ГОСТ 8480—57). Арматур-

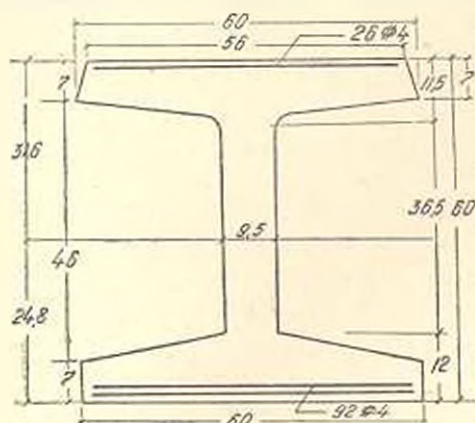


Рис. 1.

ные каркасы изготовлялись из стали марки Ст-3 диаметром 6 и 8 мм.

Для удобства бетонирования, напрягаемая арматура размещалась в балках пучками по 3 проволоки. Интенсивность натяжения проволок составляла 120 кг/мм², что соответствовало 75% нормативного сопротивления проволоки на разрыв.

Для уменьшения потери напряжений арматуры от релаксации, натяжение осуществлялось с перетяжкой до 128 кг/мм², выдержкой в течение 8—10 минут и последующим уменьшением напряжения

до 120 кг/мм². Усилие в напрягаемой арматуре контролировалось по показаниям манометра гидродомкрата, а также проволочным динамо-

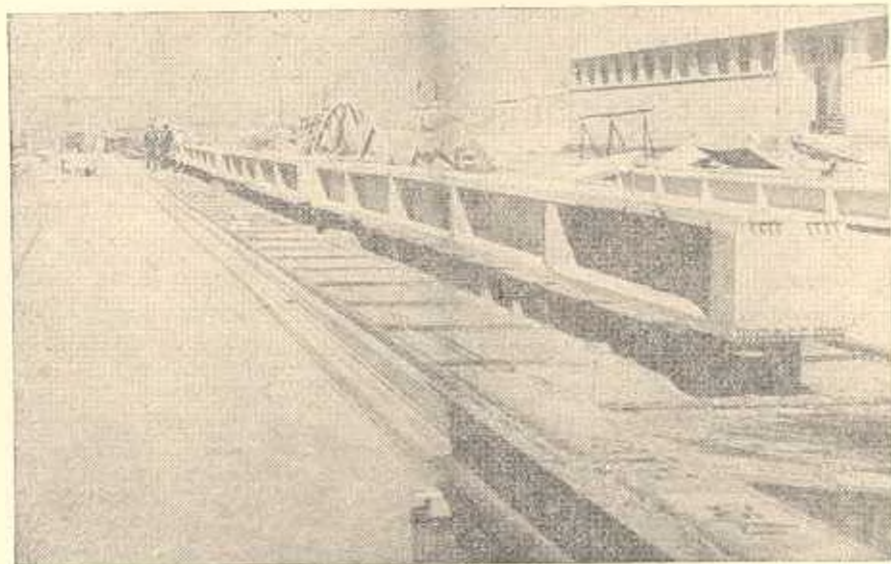


Рис. 2.

метром с индикатором часового типа. Балки бетонировались на стенде в одну линию в металлической форме (рис. 2). Для укладки бетона

использовался бункер-раздатчик на тележке снабженный вибратором. В качестве напавляющих тележки служили швеллера, окаймляющие металлические формы на уровне верхней полки балки. Бункер-раздатчик передвигался одним рабочим. Бетон в форму укладывался горизонтальными слоями. Уплотнение бетонной массы осуществлялось наружными вибраторами, укрепленными к бортам металлической формы и одновременно глубинными вибраторами. Бетон верхней полки балки уплотнялся и разравнивался с помощью поверхностного вибратора с пригрузом 30 г/см^2 . Для удаления воздуха и устранения возможности образования раковин на поверхности бетона, обшивка нижних полок металлической формы перфорировалась. Термообработки балок и отпуск натяжения арматуры производились по описанной ранее технологии изготовления струнотетонных балок из тяжелого бетона [1].

Обжатие балок осуществлялось после достижения бетоном $0,7-0,8$ проектной прочности на сжатие. По данным нивелировки, после обжатия, балки выгнулись вверх. Стрела выгиба балок составила $21-28 \text{ мм}$. Измеренный индикаторами часового типа уход проволоки при обжатии по торцам балок не превышал $0,7 \text{ мм}$.

Испытание балок на изгиб производилось на открытом испытательном стенде экспериментально-производственной базы АИСМ.

Методика кратковременных статических испытаний балок описана в [2]. Результаты кратковременного статического испытания пяти струнотетонных балок длиной 14 м из легкого бетона, одной струнотетонной балки-эталона из тяжелого бетона и контрольных бетонных призм и кубиков на сжатие представлены в табл. 1. Кривые зависимости стрел прогибов струнотетонных балок из легкого бетона от изгибающих моментов, представлены на рисунках 3-5. Из

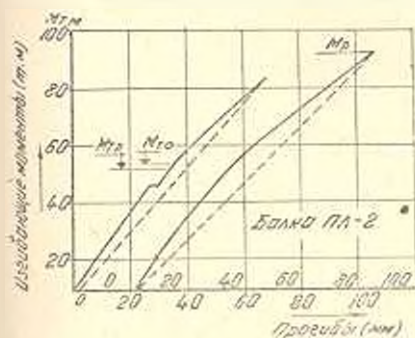


Рис. 3.

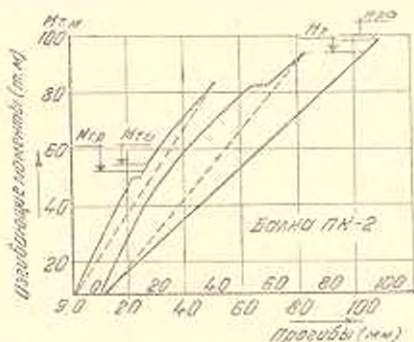


Рис. 4.

шести испытанных балок четыре были доведены до разрушения и две до нагрузки, соответствующей расчетному разрушающему моменту. Отметим, что в процессе испытания, вплоть до разрушения, скольжения струн (проволок) относительно бетона в торцах балок не наблюдалось. Это свидетельствует о хорошем сцеплении пучка состоящего из трех проволок периодического профиля, диаметром 4 мм , как с тяжелым, так и с легким бетоном. Опыт изготовления струнотетон-

ных балок из легкого бетона показал, что они могут быть изготовлены по технологии, разработанной для балок из тяжелого бетона, но при приготовлении легкого бетона в бетономешалках принудительного действия.

2. Испытанные струнотонные балки из легкого бетона имели следующие характеристики. Площадь

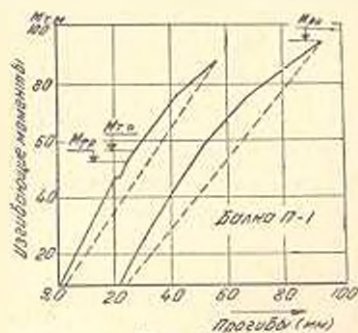


Рис. 5.

сечения напрягаемой продольной арматуры (проволок), расположенной в наиболее обжатой зоне бетона (рис. 1) $F_n = 92 \text{ Ф } 4 = 11,55 \text{ см}^2$; площадь сечения напрягаемой арматуры в менее обжатой зоне бетона $F_n = 26 \text{ Ф } 4 = 3,27 \text{ см}^2$; площадь приведенного поперечного сечения балки $F_{cp} = 1630 \text{ см}^2$; статический момент приведенного сечения относительно нижней грани балки $S_{cp} = 46300 \text{ см}^3$;

расстояние от нижней грани балки до центра тяжести приведенного сечения $u_n = 28,4 \text{ см}$; момент инерции приведенного сечения относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести сечения, $J_{cp} = 858000 \text{ см}^4$. Предел прочности высокопрочной проволоки на разрыв $R_n = 160 \text{ кг/см}^2$; модуль упругости проволоки $E_s = 18000 \text{ кг/мм}^2$; средний предел прочности легкого бетона на сжатие при изгибе $R_b = 350 \text{ кг/см}^2$; $R_p = 25 \text{ кг/см}^2$; отношение модуля упругости арматуры к начальному модулю упругости легких бетонов составов ПЛ, ПК, П (см. табл. 1) равно соответственно $n = 9,6$; $n = 8,7$; $n = 8,1$.

С целью оценки величины потери предварительных напряжений в струнотонных балках, в испытательной станции АИСМ в течение 350 суток велись наблюдения за деформациями ползучести и усадки призм размерами $15 \times 15 \times 110 \text{ см}$, изготовленных из составов легких бетонов ПЛ, ПК, П и состава тяжелого бетона Т. По результатам этих опытов, являющихся рекогносцировочными, в первый период нагружения ползучесть образцов из легкого бетона была больше, чем ползучесть образцов из тяжелого бетона. В дальнейшем наблюдалось более быстрое затухание деформаций ползучести легкого бетона по сравнению с тяжелым бетоном. В конечном итоге, при месячном возрасте нагружения образцов, мера ползучести примененных составов легких бетонов в среднем оказалась равной $C = 50 \cdot 10^{-7} \text{ см}^2/\text{кг}$, а тяжелого бетона $C = 65 \cdot 10^{-7} \text{ см}^2/\text{кг}$.

Конечная относительная усадочная деформация легких бетонов в среднем оказалась равной $\epsilon_s = 45 \cdot 10^{-4}$, что больше относительной деформации усадки тяжелого бетона.

Следует также отметить, что опытами над изолированными и неизолированными бетонными призмами было установлено меньшее влияние масштабного фактора на длительные деформации образцов из легкого бетона по сравнению с образцами из тяжелого бетона.

Таблица 1

Результаты кратковременного статического испытания струйбетонных балок расчетным пролетом $l = 13,5$ м

Номера балок	Вид бетона*	Объемный вес бетона ($т \cdot м^3$)	Модуль деформаций при напряжении $\sigma = 0,2 R_{np}$ ($кг/см^2$)	Кубиковая прочность бетона при испытании балок ($кг/см^2$)	Изгибающий момент от собственного веса ($т \cdot м$)	Изгибающий момент трещинообразования ($т \cdot м$)		M_{10} M_{1p}	Разрушающий момент ($т \cdot м$)		M_{pro} M_p	Прогнб балок** в середине пролета f ($мм$)	f/l
						расчетный M_{1p}	по опыту M_{10}		расчетный M_p	по опыту M_{pro}			
ПЛ-1	ПЛ	1,72	$187 \cdot 10^3$	360	8,0	51,9	53,5	1,03	92,3	96,0	1,04	26	1/520
ПЛ-2	ПЛ	1,72	$185 \cdot 10^3$	370	8,0	52,1	53,6	1,03	92,1	—	—	27	1/500
ПК-1	ПК	1,95	$200 \cdot 10^3$	380	9,0	52,3	56,0	1,07	92,8	98,4	1,06	22	1/614
ПК-2	ПК	1,95	$210 \cdot 10^3$	400	9,0	52,6	54,0	1,03	93,5	97,2	1,04	20	1/675
П-1	П	1,80	$220 \cdot 10^3$	410	8,4	53,1	56,5	1,06	94,0	—	—	20	1/675
Т-1	Т	2,36	$300 \cdot 10^3$	430	10,6	49,2	54,0	1,10	90,9	—	—	18	1/750

* ПЛ — бетон на литондиопемзовом щебне и песке; ПК — бетон на литондиопемзовом щебне и кварцевом песке; П — бетон на перлитовом щебне и песке; Т — тяжелый бетон на базальтовом щебне и кварцевом песке.

** Прогнб f измерен при нагрузке соответствующей $0,5 M_p$.

В свете изложенного потери напряжений в арматуре от усадки и ползучести легкого бетона изученных составов, при расчетном сжимающем напряжении в бетоне на уровне центра тяжести арматуры струнобетонной балки $\varepsilon = 132 \text{ кг/см}^2$:

$$\sigma_1 = (\sigma_C + \varepsilon_y) E_s = 20 \text{ кг/мм}^2$$

Потери от релаксации напряжений высокопрочной арматурной проволоки при напряжении в арматуре $\sigma_0 = 0,75 R_s = 120 \text{ кг/мм}^2$ [3]:

$$\sigma_2 = (0,27 \frac{\sigma_0}{R_s} - 0,1) \sigma_0 = 12,2 \text{ кг/мм}^2.$$

Потери напряжений при температурном перепаде $\Delta t = 20^\circ \text{C}$ в процессе термообработки балки [3]:

$$\sigma_3 = 0,20 \Delta t = 4 \text{ кг/мм}^2.$$

Суммарные потери предварительного напряжения арматуры

$$\sigma_n = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 36,2 \text{ кг/мм}^2.$$

На основании расчетных характеристик испытанных балок и величины потери напряжений, согласно [3] были вычислены расчетные значения $M_{пр}$ и M_p , приведенные в табл. 1. Из этой таблицы видно, что для струнобетонных балок из легкого бетона опытные величины изгибающих моментов трещинообразования больше расчетных на 3—7%. Это отчасти можно объяснить тем, что фактические потери напряжений меньше расчетных. По данным табл. 1 между расчетными и опытными величинами разрушающих изгибающих моментов можно отметить удовлетворительную согласованность. По данным последнего столбца табл. 1 видно, что фактическая жесткость струнобетонных балок из легкого бетона удовлетворяет нормативным требованиям.

3. Под длительной нагрузкой были испытаны две струнобетонные балки длиной 14 м из легкого бетона состава ПЛ (балка ПЛ-3) и легкого бетона состава ПК (балка ПК-3). Балки в течение 100 суток находилась под нагрузкой, соответствующей 0,32 M_p (M_p —разрушающий изгибающий момент), что значительно больше изгибающего момента от постоянной нагрузки, передающейся на балку в период эксплуатации моста. По данным наблюдений под длительно действующей нагрузкой в течение первых 20 суток прогиб балки ПЛ-3 увеличился на 8 мм, а балки ПК-3 на 4 мм. Спустя 60 суток с момента загрузки деформация балок прекратилась, при этом для балки ПЛ-3 стрела прогиба составила 10 мм, а для балки ПК-3 составила 6 мм. Надо отметить, что прогибы балок под длительной нагрузкой оказались меньше выгибов, полученных ими при упругом обжатии.

Резюмируя результаты проведенных экспериментальных работ, отметим, что при одинаковой прочности и консистенции ползучесть изученных составов легких бетонов прочностью на сжатие 350—400 кг/см² на литондиопемзовом и перлитовом заполнителях, при месячном возрасте их загрузки оказалась несколько меньше, чем у

тяжелого бетона той же прочности. Усадочные деформации легкого бетона оказались больше деформаций тяжелого бетона. Для компенсации потери напряжений, вызванных сравнительно большой усадкой легкого бетона на литондиопемзовом и перлитовом заполнителях величину предварительного напряжения для высокопрочной арматурной проволоки следует принять равной $0,7-0,75 R_s$, с перетяжкой до $0,75-0,8 R_s$ и выдержкой в течение 10-15 минут. Сцепление арматуры в виде пучков, собранных из трех проволок периодического профиля диаметром 4 мм (ГОСТ 8480-57), с легкими бетонами на литондиопемзовом и перлитовом заполнителях вполне удовлетворительное. По результатам опыта можно рекомендовать такое армирование; так как это облегчает бетонирование струпобетонных конструкций и может привести к уменьшению сечения конструкции.

Исследованиями установлена возможность применения в струпобетонных балочных пролетных строениях автодорожных мостов высокопрочных бетонов на литондиопемзовом и перлитовом заполнителях. Замена высокопрочного тяжелого бетона легким позволяет уменьшить собственный вес несущих конструкций пролетных строений мостов на 20-25% без снижения их эксплуатационных качеств.

Армянский НИИ

строительных материалов и сооружений

Поступило 20.VI 1963 г.

Հ. Ի. ԿԱՆՆԵՅԱՆ

ԿԱՐԱՔԵՏՈՆԵ ՀԵՐԱՆՆԵՐԻ ՍՏԱՏԻԿԱԿԱՆ ԵՎ ՀՈՂՆԱՍՏԱՅԻՆ ԱՄՐՈՒԹՅՈՒՆԸ

Հաղորդում 3

Ա. Վ. Փ. Ն. Փ. Ն. Փ.

Երկրապես լարված երկաթբետոնե մասնավորապես լարաբետոնե կոնստրուկցիաների սեփական քաշի փոքրացման միջոցներից մեկն է հանդիսանում նրանցում բարձրամուր թեթև բետոնների օգտագործումը:

Եկառի տեխնոլոգիայով նշված հարցի ալտեռնատիվ լուծումը և հանրապետությունում եղած բնական բարձրամուր թեթև լցիչների պրակտիկորեն անսպասելի պաշարների առկայությունը, 1962 թվականից Հայկական Հիմնադրության և կառուցվածքների դիտահետազոտական ինստիտուտում, հեղինակի մասնակցությամբ, սխառմատիկ փորձարարական աշխատանքներ են կատարվում բնական թեթև լցիչներով պատրաստված լարաբետոնե հեմանների ամրություն և զեֆորմացիոն հատկությունների ուսումնասիրությամբ ու նրանց արտադրության տեխնոլոգիայի իրացման ուղղությամբ:

Որոշված է՝ մինչև 400 կկ/սմ³ սեղմման ամրությամբ ունեցող, բնական թեթև լցիչներից արտադրության պայմաններում պատրաստվող բետոնների կազմը, նրանց կարճատև և երկարատև փորձարկման զեֆորմացիոն բնութագրերը, 2,5 և 13,5 մ թռիչքի լարաբետոնե հեմանների ամրություն և զեֆորմացիոն հատկությունները: Ուսումնասիրված է 2,5 մ թռիչքի լարա-

բետոնն հեծանների դիմացկանությունը՝ 2 միլ. ցիկլ բեռնափորման դեպքում, ինչպես նաև իրադրված է հիշված բետոններից պատրաստվող լարաբետոնն երկարաչափ հեծանների արտադրություն տեխնոլոգիան:

Սույն հաղորդումը բնագրվում է քննարկել թե՛ լցիչներից պատրաստվող լարաբետոնն հեծանների արտադրության տեխնոլոգիայի համառոտ նկարագրությունը և ալգ. հեծանների կարճատև ու երկարատև ստատիկ ուժերի տակ կատարված փորձարկումների արդյունքների սամփոփումը:

Հոդվածում պուլյ է արված, որ յոթոճանապարհային կամուրջների թռիչքային կառուցվածքները կարելի է իրականացնել լոտական թեթև լցիչներով պատրաստված լարաբետոնից: Նշված կոնստրուկցիաներում ծանր բետոնի փոխարինումը թեթև բետոններով, չաղգելով նրանց շահագործման որակի վրա, կոնստրուկցիայի քաշը փոքրացնում է 20—25%: Յուլյ է արվում նաև ուսումնասիրվող կոնստրուկցիաներում հաշվարկային ամրանային փնջերի օգտագործման հնարավորությունը, որը հեշտացնում է լարաբետոնն հեծանների բետոնափորումը և որոշ դեպքերում փոքրացնում է նրանց լայնական կտրվածքի չափսերը:

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. В. В. Пинадзян, Г. М. Канеян, Р. С. Аветисян. Статическая и усталостная прочность струнобетонных балок (Сообщение 2). Известия АН Армянской ССР, т. XV, № 4, 1962.
2. Г. М. Канеян. Струнобетонные балки для пролетных строений сборных мостов. Научные сообщения АИСМ, вып. 1, Ереван, 1962.
3. Строительные нормы и правила. Глава 1. Бетонные и железобетонные конструкции. [СНИП II-В, 1-62]. М., 1962.