

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

С. Г. ИОННИСЯН

ИССЛЕДОВАНИЕ ДЕФОРМАЦИЙ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ЛЕГКИХ БЕТОНОВ НА ПРИРОДНЫХ ЗАПОЛНИТЕЛЯХ. АРМИРОВАННЫХ СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРОЙ КЛАССА AIV

Применение стержневой арматуры повышенной прочности в железобетонных конструкциях позволяет сократить размеры поперечных сечений и снизить вес элементов, при этом во многих случаях определяющим из трех предельных состояний становится деформативность конструкции. Предварительное напряжение арматуры существенно уменьшает деформации конструкции. Однако и в этом случае, особенно для конструкций, выполненных из легких бетонов, расчет по второму предельному состоянию остается важным и необходимым. В настоящей статье излагаются результаты исследований деформаций изгибаемых элементов из литондиопемзобетона и перлитобетона, армированных стержневой арматурой класса AIV. Характеристики этих бетонов были приведены в [1].

Исследование физико-механических свойств легких бетонов при сжатии позволило выявить, что упругие свойства бетонов улучшаются с увеличением их прочности. На рис. 1 показаны экспериментальные значения коэффициента упругости $\nu = \varepsilon_{\text{упр.}} / \varepsilon_{\text{пол.}}$ ($\varepsilon_{\text{упр.}}$ — упругие деформации; $\varepsilon_{\text{пол.}}$ — полные деформации) для литондиопемзобетона, полученные при центральном сжатии призм сечением $10 \times 10 \times 10$ см. Призмы нагружались этапами по 0,1 от разрушающей нагрузки с пяти минутной выдержкой на этапе. Из рис. 1 видно, что при $\nu = 0,8$ значения коэффициента ν для бетона с $R_{\text{пр}} = 200 \text{ кг/см}^2$ равнялись 0,73–0,79, для бетонов с $R_{\text{пр}} = 320–360 \text{ кг/см}^2$ значения ν были в пределах 0,87–0,90. Таким образом, при одинаковых условиях ис-

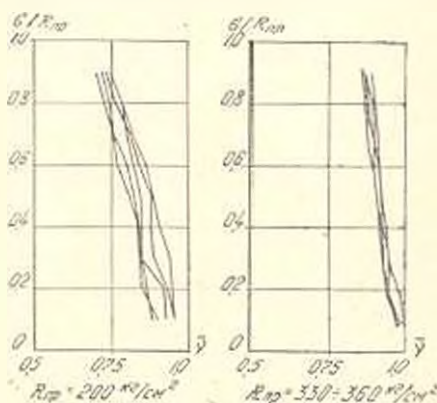


Рис. 1. Изменение коэффициента упругости литондиопемзобетона в зависимости от степени его нагружения и прочности.

пытания доля пластических деформаций в полных деформациях бетона уменьшается с увеличением прочности бетона. Такой характер изменения упругопластических свойств легких бетонов в зависимости от их прочности наблюдался и при исследовании работы балок, выполненных из них. Экспериментальные образцы балок имели сечение 12×18 см, длину 260 см. Балки армировались рабочей арматурой 2Ф12_{ст.}, 25Г2С и монтажной арматурой 2Ф6,5_{ст.}, 25Г2С. Перед применением в конструкции рабочая арматура упрочнялась на стенде холодной вытяжкой. После упрочнения и старения арматура по своим свойствам соответствовала сталью класса АIV и имела следующие характеристики: $\sigma_s = 6300 + 6900$ кг/см²; $E_s = 2,08 \cdot 10^6$ кг/см²; $\epsilon_{р.пл.} = 8 - 11\%$. Переменными параметрами в исследованиях были кубиковая прочность бетона (231—646 кг/см²) и величина предварительного напряжения арматуры (0—5800 кг/см²). Кратковременной нагрузкой были испытаны 32 балки. Нагружение балок при испытании производилось сосредоточенными силами в третях пролета. При анализе деформаций были использованы также данные выполненных в АИСМ опытов канд. техн. наук С. А. Шагиняна [2] над туфобетонными балками с прочностью бетона 120—160 кг/см², армированными арматурой класса АI.

До момента образования трещин в бетоне сопротивление обычного и предварительно напряженного элемента воздействию внешней нагрузки и его жесткость характеризуются работой всего поперечного сечения с учетом растянутой и сжатой зон. Для определения прогибов в этой стадии работы элемента в расчете принимают жесткость

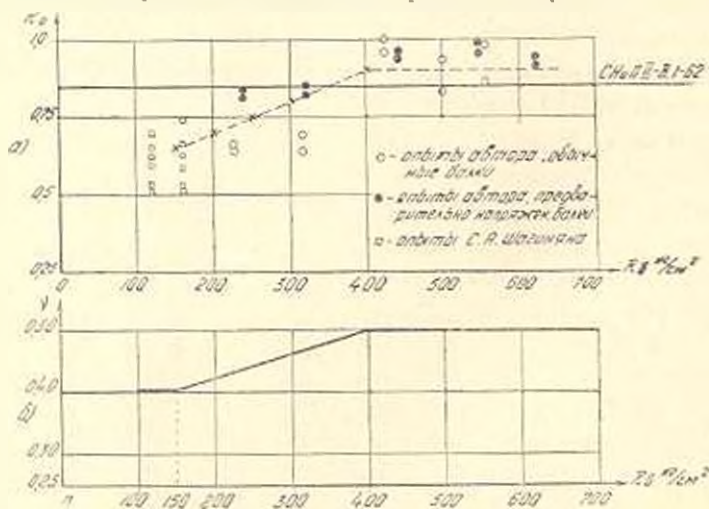


Рис. 2 а) Изменение коэффициента k , в зависимости от прочности легкого бетона; б) Изменение коэффициента k в зависимости от прочности легкого бетона.

$k_0 E_s I_{np}$, где k_0 — коэффициент, характеризующий снижение жесткости элемента за счет проявления неупругих свойств бетона. В [3] принимают $k_0 = 0,85$. На рис. 2 (а) показаны экспериментальные значения

коэффициента k_0 для обычных и предварительно напряженных образцов, определенные при нагрузках (0,75—0,80) $M_{тр}$. По данным рис. 2 (а) можно сделать вывод, что коэффициент k_0 зависит от прочности бетона и увеличивается с увеличением последнего. Это подтверждает приведенные выше данные, указывающие, что пластические свойства легких бетонов зависят от их прочности. Следует отметить, что для прочностей бетона 200—300 $кг/см^2$ коэффициент k_0 оказывается для ненапряженных балок равным 0,65—0,70, а для предварительно напряженных балок 0,80—0,85. По-видимому, в предварительно напряженных конструкциях из легких бетонов указанных прочностей в результате ползучести бетона, происходившей в процессе выдержки образца до его испытания внешней нагрузкой, запас пластических деформаций в бетоне уменьшается и при кратковременных испытаниях бетон проявляет более высокие упругие качества. Для легких бетонов высоких прочностей с относительно высоким расходом цемента и с более плотной структурой этого явления не наблюдается. Для расчетов можно рекомендовать значения коэффициента k_0 , приведенные в табл. 1.

Таблица 1

Кубиковая прочность бетона, $кг/см^2$	150	200	250	300	400
k_0	0,65	0,70	0,75	0,80	0,90

При пересмотре норм проектирования железобетонных конструкций проф. А. А. Гвоздев предложил единую методику определения прогибов обычных и предварительно напряженных изгибаемых конструкций, работающих с трещинами в растянутой зоне [4]. Исходной для расчета кривизны (прогибов) железобетонных конструкций принята формула

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_x}{h_0 z_1} \left(\frac{\gamma_s}{E_s F_a} + \frac{\gamma_b}{(\varepsilon + \gamma') b h_0 E_b \gamma} \right) - \frac{N_x}{h_0} \cdot \frac{\gamma_s}{E_s F_a} \quad (1)$$

При построении формулы (1) были приняты основные предположения теории проф. В. И. Мурашева [5], при этом в расчет вводилась высота сжатой зоны в сечении над трещиной, определенная без применения гипотезы плоских сечений, а также учитывалось влияние продольной силы на деформации образца. Для определения параметров $\gamma_s, \varepsilon = \frac{\sigma}{h_0}$, в [3] приведены соответствующие расчетные формулы. Значение коэффициента γ принято для обычных изгибаемых конструкций равным 0,5, для предварительно напряженных — 0,45. Произведенные расчеты и сравнения опытных и расчетных деформаций показали, что для обычных и предварительно напряженных конструкций из легких бетонов на природных заполнителях, работающих с трещинами в растянутой зоне, можно применить методику расчета

деформаций СНиПП—Б-1—62, при этом величина γ в формуле (1) должна приниматься переменной и зависящей от прочности бетона. Рекомендуемые значения γ приведены на рис. 2 (б). Ниже марки 150 величина γ принимается равным 0,4, выше марки 400—равным 0,5; при $400 > R_b > 150$ значение γ определяется по линейной интерполяции. На рис. 3 (а) приведены опытные и расчетные прогибы для ба-

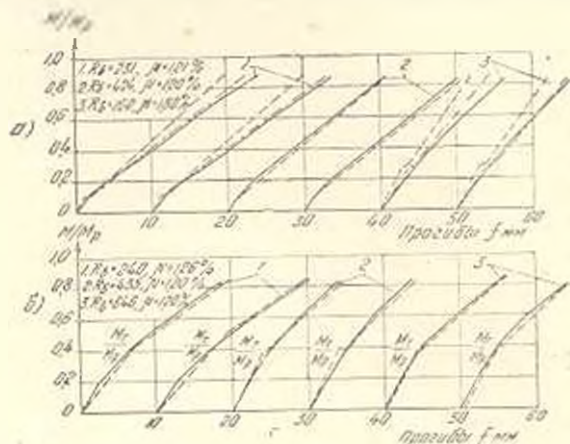


Рис. 3 а) Прогибы балок с ненапрягаемой арматурой, 1, 2 — опыты автора, 3 — опыты С. А. Шагиняна.

Расчет по [3] — — — То же с учетом переменных значений k_b и γ . б) Прогибы балок с предварительно напряженной арматурой, 1, 2, 3 — опыты автора. — — — Расчет по [3] с учетом переменных значений k_b и γ .

лок из легкого железобетона с ненапрягаемой арматурой. Данные на рис. 3 (а) показывают, что принятие коэффициента γ согласно рис. 2 (б) значительно улучшает сходимость опытных и расчетных прогибов балок.

Исследования предварительно напряженных образцов из легкого железобетона выявили, что опытные деформации растянутой арматуры существенно превышают величины приведенные в [3]. На рис. 4 представлены значения коэффициента ψ_a полученные по опытным данным автора. Для образцов с прочностью бетона 200—300 кг/см² коэффициент ψ_a сразу же после трещинообразования оказывается близким к 0,8, а с возрастанием нагрузки опытные точки приближаются к единице. Это, по-видимому, надо объяснить относительно низким модулем упругости и низкой прочностью на растяжение указанных бетонов. Исследование деформаций сжатого бетона для тех же образцов показало, что средние деформации крайнего волокна сжатой зоны бетона, вычисленные с учетом γ по рис. 2 (б) переоценивают примерно на 20% опытные их значения. Причину превышения расчетных деформаций над опытными можно усмотреть в том, что для указанных прочностей бетонов предварительное обжатие и происходящие в результате этого деформации ползучести уплотняют бетон и, возможно,

увеличивают его модуль деформаций. Так, опытные предварительно напряженные образцы с прочностью бетона 183 кг/см^2 обжимались в возрасте 22 дней, а испытывались в возрасте 90—92 дней. За этот промежуток времени в бетоне произошли пластические деформации: на уровне рабочей арматуры $(46.5-53.5) \cdot 10^{-3}$, на уровне крайнего

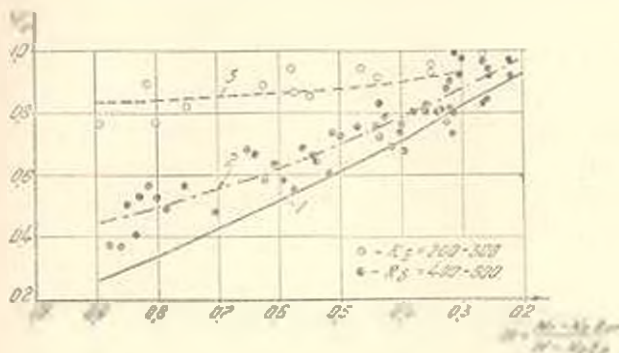


Рис. 1. Значения коэффициента ψ_a для предварительно напряженных балок из литодиюнобетона

$$1 - \psi_a = 1.3 - 1.1 m \frac{1 - m}{6 - 4.5 m} \quad [3], \quad 2 - \psi_a = 1.3 - \frac{1.8 m}{1 + m}, \quad 3 - \psi_a = 1.3 - \frac{3.8 m}{1 + 7 m}$$

полюска сжатой зоны — $25 \cdot 10^{-3}$. Используемый же в расчетах модуль упругости определялся на призмах $10 \times 10 \times 40 \text{ см}$ из того же бетона, хранящихся в обычных условиях, без предварительного обжатия. При вычислении прогибов предварительно напряженных балок с прочностью бетона $200-300 \text{ кг/см}^2$ неточности в подсчете средних деформаций растянутой арматуры и сжатого бетона компенсируют друг друга, и прогибы, вычисленные по нормам [3] с учетом ν согласно рис. 2 (б) хорошо описывают опытные прогибы. Учитывая, что в раннем возрасте после спуска натяжения арматуры деформации ползучести бетона в балках от усилия обжатия будут незначительными, можно предположить, что средние деформации сжатой зоны бетона будут точнее описываться формулой норм с учетом $\nu = f(R_b)$ на рис. 2 (б) и при вычислении прогибов для подсчета ψ_a необходимо будет пользоваться данными кривой 3 на рис. 4. Вопрос о влиянии ползучести легких бетонов на их упруго-пластические свойства при одновременном нагружении нуждается в дальнейшем исследовании. Для предварительно напряженных образцов с прочностью бетона $400-600 \text{ кг/см}^2$ средние деформации сжатого бетона и растянутой арматуры, также прогибы удовлетворительно описываются формулами СНиП при принятии коэффициента $\nu = 0.5$ согласно рис. 2 (б). На рис. 3 (б) показаны опытные и расчетные прогибы предварительно напряженных балок. По экспериментальным данным можно сделать вывод, что для обычных и предварительно напряженных балок 3-й категории трещиностойкости, выполненных из легких бетонов на природ-

ных заполнителях, расчет прогибов от кратковременной нагрузки можно вести по СН и П при соответствующем учете упруго-пластических свойств бетона.

Длительной нагрузкой были испытаны 6 балок из литоиднопемзобетона, из коих 3 обычных и 3 предварительно напряженных. Процент армирования балок $\mu = 1,2\%$. Величина предварительного напряжения арматуры равнялась $\sigma_0 = 4200 \text{ кг/см}^2$. Балки ставились под нагрузку в возрасте 37—47 дней. Величина длительно действующей нагрузки составляла примерно 0,5—0,55 от разрушающей. При этой нагрузке во всех балках, обычных и предварительно напряженных, имелись трещины в растянутой зоне. Температурно-влажностный режим помещения изменялся в пределах $p = 71 \pm 4\%$, $t = 22 \pm 3^\circ \text{C}$. Результаты испытания приведены в табл. 2.

Таблица 2

Марка балок	Прочность бетона в испытании $R_{\text{бет}}$, кг/см^2	Величина длительно действующей нагрузки $R_{\text{дл}}$, кг/см^2	Прогибы в мм			$\frac{f_{\text{п}} - f_{\text{норм}}}{f_{\text{п}}} 100\%$	$\frac{f_{\text{п}}}{f_{\text{н}}}$
			мгновенный экспериментальный $f_{\text{н}}$	полный экспериментальный $f_{\text{п}}$	по [3] при $\gamma = 0,18$ $f_{\text{норм}}$		
ЛБ-2-0 (3)	302	1080	12,16	23,3	21,1	+ 9,4	1,92
ЛБ-2-0 (4)	302	962	10,82	20,3	18,8	+ 7,4	1,91
ЛБ-2-1 (3)*	298	1200	9,33	17,8	18,5	— 3,9	1,82
ЛБ-2-1 (4)*	298	1035	9,02	16,3	16,6	— 2,2	1,31
ЛБ-4-0 (1)	412	1128	10,48	19,9	21,0	— 5,5	1,90
ЛБ-4-1 (1)*	422	1251	8,31	15,1	17,9	— 19,0	1,82

* Образцы с предварительно напряженной арматурой.

Деформации сжатой зоны бетона наиболее интенсивно нарастают в первые дни загрузки (рис. 5 и 6). Однако и после 340—350 дней выдержки балок под нагрузкой деформации продолжали расти. Полные деформации бетона во времени и полные прогибы определялись экстраполяцией полученных данных до 1000 дней загрузки [6]. По полным деформациям бетона сжатой зоны вычислялись значения коэффициента γ при длительном нагружении, которые оказались равными 0,18—0,22.

Деформации растянутой арматуры обычных балок (рис. 5) в течение примерно 100 дней загрузки увеличились на 15—17%, что свидетельствовало о дальнейшем выключении из работы бетона растянутой зоны. В дальнейшем деформации арматуры стабилизировались. Для предварительно напряженных балок (рис. 6) деформации арматуры в течение 80—100 дней продолжали увеличиваться, как и в ненапряженных балках, затем начали уменьшаться и достигли своего начального значения. Это объясняется тем, что деформации сжатой зоны бетона при нагружении балки не полностью погашают предварительное напряжение арматуры $F_{\text{н}}$. В дальнейшем, при проявлении ползучести бетона сжатой зоны предварительные напряжения арматуры $F_{\text{н}}$ полностью погашаются и она начинает работать на сжатие. В

результате этого точка приложения усилия обжатия удаляется от центра тяжести сечения, увеличивая тем самым момент обжатия бетона. Так, в образце ЛБ-4—1 (1) момент обжатия сразу же после загрузки равен 567 кг. м, после 337 дней выдержки балки под

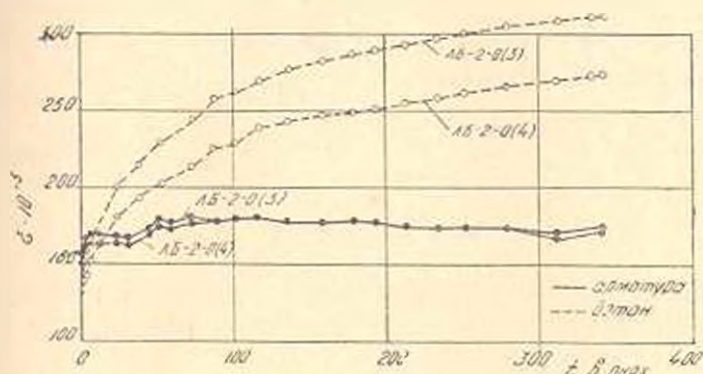


Рис. 5. Деформации бетона и арматуры по времени для образцов с ненапрягаемой арматурой.

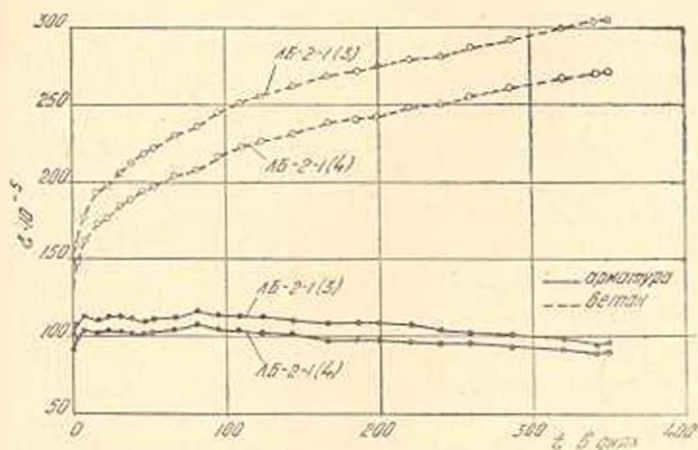


Рис. 6. Деформации бетона и арматуры по времени для образцов с предварительно напряженной арматурой.

нагрузкой оказался равным 682 кг. и, т. е. увеличился на 20%. В образце ЛБ-2—1 (3) момент обжатия во времени увеличился на 18%.

Отношение полных экспериментальных прогибов, соответствующих 1000 дням загрузки, к кратковременным оказались для всех балок в пределах 1,8—1,9. Предварительное напряжение арматуры не повлияло на эту величину. Величину коэффициента ν для расчета прогибов литондиопемзобетонных балок от длительной нагрузки можно рекомендовать принять равным 0,18 для конструкций со средним процентом армирования, эксплуатируемых в условиях указанного выше температурно-влажностного режима. Расчет полных прогибов балок по СН и П с учетом $\nu=0,18$ дал удовлетворительные результаты (табл. 2). Наибольшее отклонение в 19% в сторону запаса деформации

ций получилось для образца ВБ-4-1 (1). Для остальных балок отклонение менее 9%. Таким образом, исследование работы обычных и предварительно напряженных изгибаемых конструкций из легких бетонов, армированных стержневой арматурой, выявило, что расчет деформаций от кратковременной и длительно действующей нагрузки можно вести по СНиП-В.1-62 при соответствующем учете упруго-пластических свойств бетона.

Лаборатория сопротивления
железобетона АИСМ

Поступило 11.XI.1965

II. Դ. ՀՈՂԱՆՈՒՅԱՆ

AIV ԴԱՍԻ ՉՈՂԱՅԻՆ ԱՄՐԱՆՈՎ ԲՆԱԿԱՆ, ԼՅՈՋՆԵՐՈՎ ԹԵԹԻՎ ԲԵՏՈՆԻ ԾՌՎՈՂ ԷԼԵՄԵՆՏՆԵՐԻ ԴԵՖՈՐՄԱՑԻԱՆԵՐԻ ՀԵՏԱՀՈՏՈՒՄԸ

Ա մ փ ո փ ո մ

Հորվածում քերված են AIV դասի ամրանով լիթոիդոպեմդարետոնն և պերլիտոբետոնն ծովող էլեմենտների կարճատև և երկարատև ղեֆորմացիաների փորձնական հետազոտման արդյունքները:

Ուսումնասիրությունները ցույց են տվել, որ թևին բետոնների ամրության մեծացման հետ նրանց առաձգական հատկությունները բարելավվում են: Է. ղործակցի նշանակությունը, որը հաշվի է առնում բետոնի ոչ առաձգական ղեֆորմացիաները $k_0 E$, կոշտության հաշվառորի դեպքում մինչև հեծանում ճաքառաջացումը, առաջարկվում է բեղունել փոփոխական և կախված բետոնի ամրությունից: Բետոնի ամրության մեծացման դեպքում 150-ից մինչև 400 կգ/սմ² արժեքն աճում է 0,65-ից մինչև 0,9: Հեծանի ճքվածքի հաշվառոր ճաքառաջացումից հետո կարելի է կատարել համաձայն նորմաների, եկատի ունենալով, ղործակցի արժեքի փոփոխական մեծությունը՝ ըստ որում 150 ամրանիցից ցածրի դեպքում γ -ի արժեքը ընդունվում է 0,1, 400 ամրանիցից բարձրի դեպքում՝ 0,5: Բետոնի ամրության միջանկյալ արժեքների դեպքում γ մեծությունը որոշվում է դժային ինտերպոլիցիայով:

Բեռի երկարատև ուղղեցության դեպքում հեծանների լրիվ ճքվածքի հաշվարկները կարճատևին ստացվի է 1,8—1,9 հավասար և աշխատող ամրանում հախնական լարվածության առկայությունից անկախ: Լիթոիդոպեմդարետոնն հեծանների համար բեռի երկարատև աղղեցության դեպքում γ ղործակիցը առաջարկվում է ընդունել 0,18:

Л И Т Е Р А Т У Р А

1. Ионнисян С. Г. Легкий бетон на природных заполнителях в предварительно напряженных конструкциях со стержневым армированием. Известия АН Армянской ССР, серия техн. наук, № 6. 1965.
2. Шагинян С. А. Опытнo-теоретическое исследование жесткости легкого железобетона. Душамбе, 1958.
3. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. СНиП III—В.1—62.
4. Гвоздев А. А., Дмитриев С. А., Немировский Я. М. О расчете перемещений (про-

- гибов) железобетонных конструкций по проекту новых норм (СНиП III—В.1—62), Журнал „Бетон и железобетон“, № 6, 1962.
5. *Мурашев В. И.* Трепниноустойчивость, жесткость и прочность железобетона, М., 1950.
6. *Фигаровский В. В.* Увеличение прогибов железобетонных балок при длительном действии нагрузки. Журнал „Бетон и железобетон“, № 11, 1962.