

УДК 539.376

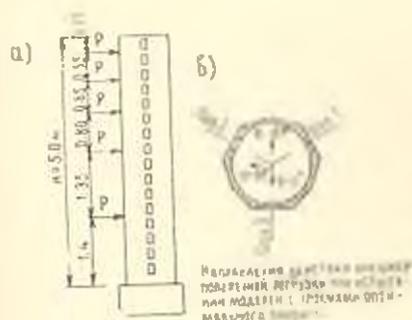
## ПОЛЗУЧЕСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЯДЕР ЖЕСТКОСТИ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ ПРИ ПОСТОЯННЫХ СЖИМАЮЩИХ И СТУПЕНЧАТО-ВОЗРАСТАЮЩИХ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ НАГРУЗКАХ

ՏԱԱԿՅԱՆ Ա. Օ., ԿՈՏԻԿՅԱՆ Բ. Ա.

В индустриальном строительстве широкое применение получают многоэтажные здания с ядрами жесткости замкнутого поперечного сечения из монолитного железобетона. Прочность и деформативность таких конструкций недостаточно исследована, а работы, посвященные экспериментальным исследованиям ползучести железобетонных ядер жесткости, практически отсутствуют.

Настоящая работа имеет цель в определенной степени дополнить этот пробел.

Опыты были поставлены на железобетонной модели в 1/10 натурной величины оригинала, в качестве которого было принято ядро жесткости 16-этажного здания типа «Трилистник». Модель была изготовлена на основе принципа простого механического подобия [1]. Модель состоит из ствола с регулярно расположенными по высоте проемами и из фундамента (фиг. 1). Соотношение жесткостей простенков и перемычек ствола ( $\beta$ ) удовлетворяют условию  $\beta \geq 14$ . Ствол представляет тонкостенную полую конструкцию постоянного замкнутого поперечного сечения.



Фиг. 1

Продольная арматура ствола модели ядра жесткости с проемами состоит из 21 стержня. По высоте модели диаметр арматуры изменяется, исходя из закона изменения внешней нагрузки. Стыки продольной арматуры сварены внахлестку. В простенках ствола в качестве рабочей продольной арматуры применена арматура класса А-III, а в зоне конструктивного армирования — арматура класса В-1.

Поперечная арматура модели ствола ядра жесткости подобрана согласно рекомендации [2]. Арматура перемычек подобрана также в соответствии с требованиями [3]. Продольная арматура перемычек принята симметричной, поперечная — в виде односрезных хомутов, которые распределены с одинаковым шагом по пролету перемычки.

В табл. 1 приводятся характеристики продольного и поперечного армирования простенков и перемычек ствола.

Модель изготовлена на экспериментальном полигоне ВПЭКТИ в специально разработанной сборно-разборной дерево-металлической опалубке. Бетон марки 300 приготовлен на базальтовом щебне фракции 5÷10 мм и кварцевом песке фракции 0÷5 мм. В качестве вяжущего был применен портландцемент активностью 400. Одновременно были изготовлены кубы размерами 7 см и призмы размерами 7×7×28 см. Положение бетонирования призм—горизонтальное. Образцы освобождались от форм через три суток, после чего до испытания они хранились в естественных условиях.

Таблица 1

Характеристики армирования модели

	Вид армирования	№№ участка армирования	Высота участка армирования в м	Диаметр стержней в мм	Класс арматуры	Армирование участка %	
	1	2	3	4	5	6	7
Простенки	Продольное	1	0÷0,54	8; 6	A—III	1,616	
		2	0,54÷1,14	8; 5	A—III	1,376	
		3	1,14÷1,44	6	A—III	1,030	
		4	1,44÷1,74	6; 5	A—III, B—I	0,880	
		5	1,74÷2,34	5	B—I	0,713	
		6	2,34÷2,64	5; 3	B—I	0,500	
		7	2,64÷5,0	3	B—I	0,258	
	Поперечное	1	0÷5,0	3	B—I	0,34	
Перемычки	Продольное	1	0÷2,75	5	B—I	1,55	
		2	2,75÷5,0	4	B—I	1,00	
	Поперечное	1		3	B—I	0,78	
		2		3	B—I	0,78	

Контрольные образцы арматуры вырезали из концевых участков стержней, предназначенных для армирования модели. Их испытание проводили в соответствии с ГОСТом 12004—66 на 100-тонном прессе.

Экспериментальные кривые кратковременных деформаций бетонных призм и контрольных арматурных образцов подвергались статистической обработке по методике [4] и описывались корреляционным уравнением.

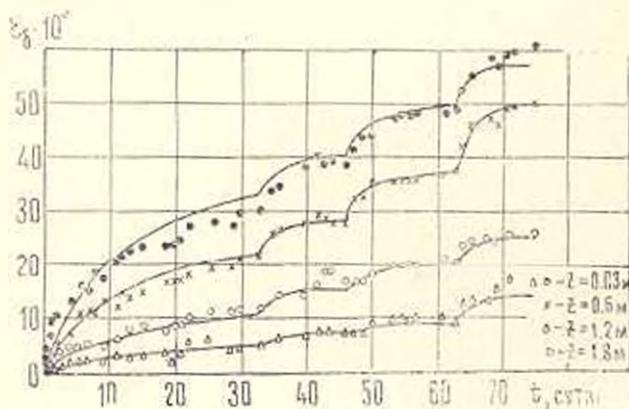
Модель была испытана на специально спроектированном стенде [5]. Поперечная нагрузка, изменяющаяся по высоте модели по треугольному закону, была заменена эквивалентной в виде пяти сосредоточенных горизонтальных сил, приложенных в центрах тяжести соответствующих грузовых площадей. Направление действия внешней поперечной нагрузки по отношению к плоскости проемов шва 3 составляет угол  $\varphi=90^\circ$ , (фиг. 1).

До испытания с помощью пригружающего устройства создавалась

дополнительная вертикальная нагрузка, обеспечивающая подобие гравитационных сил оригинала и модели. Чтобы трещины, образующиеся в бетоне, были хорошо видны, на поверхность модели нанесли меловый раствор.

Продольные деформации в бетоне и арматуре по высоте ствола измерялись с помощью тензорезисторов и индикаторов часового типа с ценой деления 0,001 мм, с базой 300 мм. Горизонтальные перемещения ствола модели определяли прогибомерами Аистова с погрешностью 0,01 мм. Сдвиги перемычек (взаимные вертикальные перемещения простенок в местах их примыкания к данному шву) измеряли индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм. Ширину раскрытия трещины в бетоне измеряли портативным микроскопом типа «Мир-2» с точностью 0,05 мм.

На фиг. 2 приведены кривые ползучести бетона для разных уровней ствола модели при ступенчато-возрастающих нагрузках. В первом этапе нагружения прикладывалась расчетная нагрузка, соответствующая относительной нагрузке  $q/q_{ра} = 0,532$ , которая выдерживалась в течение 33 суток, после чего ступенчатое повышение внешнего момента до максимального значения во всех случаях производилось равными ступенями, составляющими 0,106 от разрушающего момента в заделке. В последних трех ступенях нагрузка выдерживалась соответственно 13, 17 и 12 суток. Разные кривые ползучести по высоте ствола обусловлены законом изменения внешних нагрузок.



Фиг. 2

В табл. 2 приведены показатели экспериментов, полученных при кратковременном и длительном испытании.

Как показали проведенные исследования, «характеристика» ползучести практически не зависит от сжимающих напряжений в бетоне и поэтому можно считать, что имеет место линейная ползучесть. Это обстоятельство дает возможность, с одной стороны, без особых трудностей, связанных с применением нелинейной теории ползучести, пользуясь принципом наложения для деформации ползучести бетона, прогнозировать величину этих деформаций при любых внешних нагруз-

ках, с другой стороны, при аппроксимации семейства экспериментальных кривых при ступенчато-возрастающих горизонтальных нагрузках воспользоваться линейной теорией ползучести.

Для аппроксимации экспериментальных кривых ползучести, как

Таблица 2

$\eta$ $\eta_{\text{пл}}$	Показатели	Показатели при высоте стола в м (считая от заделки)			
		0.03	0.6	1.2	1.8
0.532	$10^3 \times \epsilon_0$ $\epsilon_0$ в кгс/см <sup>2</sup> $10^3 \times \epsilon_{\text{пл}}$ (30) по формуле (3) $\tau(30) = \tau_{\text{пл}}(30) \epsilon_0$	39	26	12	5
		86	57	27	12
		32.0	21.5	10.05	4.45
		0.82	0.83	0.84	0.89
0.638	$10^3 \times \epsilon_0$ $\epsilon_0$ в кгс/см <sup>2</sup> $10^3 \times \epsilon_{\text{пл}}$ (40) по формуле (3) $\tau(40) = \tau_{\text{пл}}(40) \epsilon_0$	46	33	16	7
		99	69	37	17
		29.1	27.4	14.8	6.5
		0.86	0.83	0.92	0.93
0.744	$10^3 \times \epsilon_0$ $\epsilon_0$ в кгс/см <sup>2</sup> $10^3 \times \epsilon_{\text{пл}}$ (60) по формуле (3) $\tau(60) = \tau_{\text{пл}}(60) \epsilon_0$	56	41	23	9
		119	90	48	20
		49.2	37	20	9.0
		0.88	0.90	0.67	1.0
0.851	$10^3 \times \epsilon_0$ $\epsilon_0$ в кгс/см <sup>2</sup> $10^3 \times \epsilon_{\text{пл}}$ (75) по формуле (3) $\tau(75) = \tau_{\text{пл}}(75) \epsilon_0$	64	55	29	15
		136	118	60	33
		57	50	25	14.2
		0.69	0.91	0.86	0.95

и в работе [7], использована теория упруго-ползучего тела П. Х. Арутюняна [8]. Мера ползучести бетона была выбрана в виде:

$$C(t) = C_0 f(t) \quad (1)$$

где

$$f(t) = 1 - 0.5(e^{-\gamma_1 t} + e^{-\gamma_2 t}) \quad (2)$$

Коэффициенты  $C_0$ ,  $\gamma_1$  и  $\gamma_2$  определяются из опыта. Теоретические кривые ползучести бетона при загрузении разными ступенчатыми нагрузками рассчитывались по формуле:

$$\epsilon_{\text{пл}}(t) = \sum_{i=1}^n 0.418 [1 - 0.5(e^{-0.04t_i} + e^{-0.11t_i})] |\sigma_i - \sigma_{i-1}| \quad (3)$$

при этом

$$\sigma_0 = 0$$

На фиг. 2 сплошными линиями показаны кривые, рассчитанные по формуле (3).

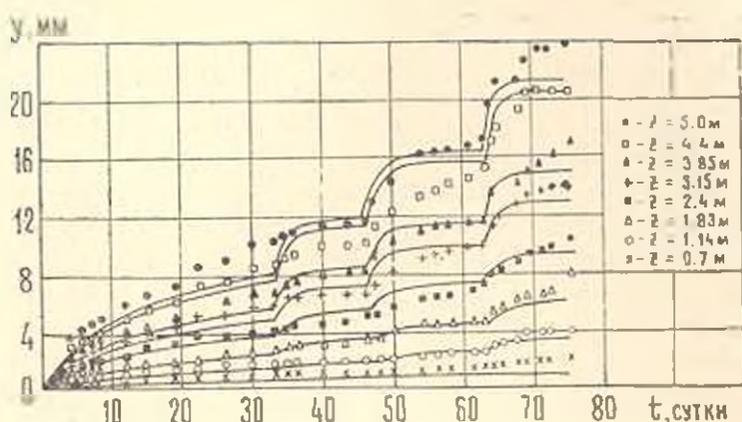
Как видим, в большинстве случаев расхождение экспериментальных и теоретических кривых деформации ползучести бетона при ступенчато-возрастающих внешних нагрузках незначительна.

Таким образом, теория упруго-ползучего тела практически удо-

влетворительно описывает экспериментальные кривые ползучести бетона ядра жесткости многоэтажных зданий при ступенчато-возрастающих нагрузках. Это подтверждает приемлемость принципа наложения воздействий, являющегося одной из основных гипотез теории упруго-ползучего тела.

Как известно, ползучесть бетона является основной причиной нарастания прогибов изгибаемого элемента при длительном действии нагрузки.

На фиг. 3 разными точками показаны экспериментальные кривые прогибов ядра жесткости при длительном действии ступенчато-возрастающих горизонтальных нагрузок.



Фиг. 3

Таблица 3

$M_{зад}$ в т. м.	Показатели	Показатели при высоте ствояз $z$ в м							
		0.7	1.14	1.83	2.40	3.15	3.85	4.40	5.00
20	$M(z)$ в т. м.	15.78	13.14	9.52	6.78	3.66	1.5	0.42	0.0
	$Y_0$ в мм	1.24	2.83	5.59	8.61	13.1	17.51	20.97	24.15
	$Y_n(33)$ по фор. (4)	0.344	1.29	2.13	3.39	4.63	5.41	7.33	7.72
	$Y_n(33) Y_0$	0.277	0.455	0.36	0.39	0.35	0.31	0.35	0.32
24	$M(z)$ в т. м.	18.94	14.57	11.42	8.13	4.4	1.8	0.504	0.0
	$Y_0$ в мм	1.8	3.5	7.5	11.5	16.5	21.3	25.5	30.5
	$Y_n(40)$ по фор. (4)	0.507	1.8	3.148	5.24	6.86	8.01	10.94	11.42
	$Y_n(40) Y_0$	0.282	0.514	0.42	0.45	0.41	0.37	0.43	0.37
28	$M(z)$ в т. м.	22.1	17.0	13.22	9.5	5.12	2.1	0.588	0.0
	$Y_0$ в мм	2.2	4.5	9.5	14	19.5	25	31	36.0
	$Y_n(56)$ по фор. (4)	0.713	2.5	4.37	7.02	9.68	11.28	15.41	16.08
	$Y_n(56) Y_0$	0.324	0.55	0.46	0.501	0.496	0.45	0.497	0.45
32	$M(z)$ в т. м.	25.25	19.42	15.22	10.85	5.85	2.4	0.672	0.0
	$Y_0$ в мм	2.8	6.0	11.5	16.5	24	31	38	43.5
	$Y_n(75)$ по фор. (4)	0.946	3.32	5.85	9.3	12.77	14.9	20.3	21.25
	$Y_n(75) Y_0$	0.34	0.55	0.51	0.56	0.53	0.48	0.53	0.49

В табл. 3 приведены прогибы при кратковременном действии нагрузки, ползучесть и «характеристика» ползучести прогибов для разных уровней ствола ядра жесткости.

По данным табл. 3 видно, что «характеристика» ползучести прогибов с увеличением длительности внешней нагрузки увеличивается и при  $t=75$  сут. величины прогибов, обусловленные ползучестью бетона составляют больше, чем 50% начального кратковременного прогиба.

С увеличением высоты ствола  $z$ , считая от заделки, прогибы при длительном действии внешней нагрузки увеличиваются.

В результате описания семейства экспериментальных кривых длительных деформаций прогибов при ступенчато-возрастающих нагрузках была получена следующая зависимость:

$$Y_{\text{дл}}(t, z) = 0,418[1 - 0,5(e^{-0,06t} + e^{-0,11t})] \times 0,05[M_{\text{здл}} - M(z)]^2 \quad (4)$$

Как видно из фиг. 3, где сплошными линиями представлены расчетные кривые, зависимость (4) достаточно хорошо описывает экспериментальные кривые деформаций прогибов при длительном действии внешних ступенчато-возрастающих горизонтальных нагрузок.

Длительно действующая горизонтальная нагрузка оказывает большое влияние и на ширину раскрытия трещин в железобетонных ядрах жесткости. В течение времени она увеличивается за счет роста деформаций арматуры в сечении с трещиной, обусловленного ползучестью бетона и частичным нарушением сцепления арматуры с бетоном.

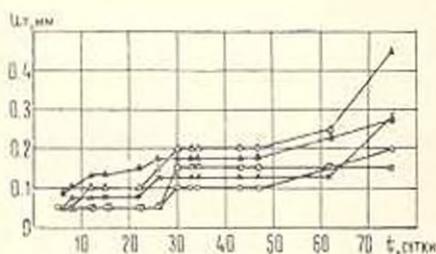
На фиг. 4 приведены экспериментальные данные, показывающие изменение ширины раскрытия разных трещин, нормальных к продольной оси ствола модели ядра жесткости, при длительном действии ступенчато-возрастающей горизонтальной нагрузки. Как видно, вследствие ползучести бетона, ширина раскрытия этих трещин существенно увеличивается.

В табл. 4 приведены данные, полученные непосредственно из опыта, показывающие, что рост раскрытия трещин, нормальных к продольной оси ствола модели ядра жесткости, при ступенчато-возрастающих внешних нагрузках в течение времени составляет до 100% по отношению к ширине трещин при начальном кратковременном действии горизонтальной нагрузки. Схемы расположения трещин приведены на фиг. 5. (Пунктирами показаны трещины, открывающиеся при длительном действии внешней расчетной нагрузки).

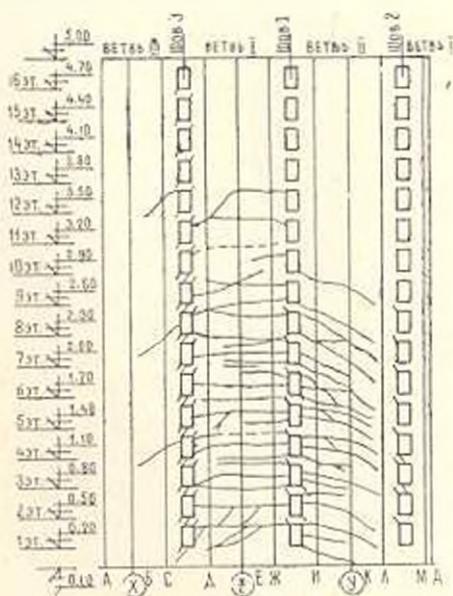
Интересно рассматривать процесс развития косых трещин при длительном действии внешней ступенчато-возрастающей нагрузки, которые появляются в углах проемов швов 2 и 3 (фиг. 1). На фиг. 6 приведены экспериментальные кривые, показывающие изменение ширины раскрытия косых трещин в углах проемов. Как видно из этих графиков, ширина косых трещин по шву 3 существенно больше соответствующих величин шва 2.

В работе конструкции ядра жесткости особо важную роль игра-

юй перемычки, которые обеспечивают совместную работу простенков (ветвей). В зависимости от соотношения жесткостей перемычек и простенков изменяются напряженно-деформированное состояние сечения и несущая способность всей конструкции.



Фиг. 4



Фиг. 5

Таблица 1

Номер этажа	$M(z)/M_{зад} = 0,53$			$M(z)/M_{зад} = 0,638$			$M(z)/M_{зад} = 0,744$			$M(z)/M_{зад} = 0,851$		
	$t = 33$ сут; $M_{зад} = 20$ т. м			$t = 47$ сут; $M_{зад} = 24$ т. м			$t = 62$ сут; $M_{зад} = 28$ т. м			$t = 75$ сут; $M_{зад} = 32$ т. м		
	$a_1(0)$	$a_1(t)$	$\frac{a_1(t)}{a_1(0)}$	$a_2(0)$	$a_2(t)$	$\frac{a_2(t)}{a_2(0)}$	$a_1(0)$	$a_1(t)$	$\frac{a_1(t)}{a_1(0)}$	$a_1(0)$	$a_1(t)$	$\frac{a_1(t)}{a_1(0)}$
1	0.25	0.20	0.80	0.25	0.20	0.80	0.40	0.25	0.625	0.65	0.45	0.692
2	0.22	0.18	0.82	0.22	0.18	0.82	0.27	0.23	0.85	0.37	0.28	0.756
3	0.15	0.15	1.0	0.15	0.15	1.0	0.15	0.15	1.0	0.15	0.15	1.0
4	0.27	0.13	0.48	0.27	0.13	0.48	0.32	0.13	0.406	0.47	0.28	0.596
5	0.20	0.10	0.50	0.20	0.10	0.50	0.20	0.15	0.75	0.25	0.20	0.80

В работе [10] приведены интересные данные. Исследуя работу перемычек в системе ядра жесткости, авторы пришли к выводу, что при обычном армировании увеличение податливости перемычек существенно увеличивает податливость ядра в целом. Следовательно, деформации взаимного смещения концов перемычек в течение времени должны увеличивать податливость ядра жесткости с проемами.

В табл. 5 приведены экспериментальные данные ползучести взаимного смещения концов перемычек  $\Delta_n(t)$  при различных уровнях и длительности действия внешней горизонтальной нагрузки. В этой же таблице приведены также деформации взаимного смещения концов перемычек при кратковременном действии внешней нагрузки.

Высота ствола и м	$M_{изд} = 20 \text{ т.м}$			$M_{изд} = 32 \text{ т.м}$		
	$\Delta(0)$ и мм	$\Delta_{II}(t)$ и мм при $t = 33 \text{ сут}$	$\frac{\Delta_{II}(t)}{\Delta(0)}$	$\Delta(0)$ и мм	$\Delta_{II}(t)$ и мм при $t = 75 \text{ сут}$	$\frac{\Delta_{II}(t)}{\Delta_0(t)}$
0.7	1.39	0.52	0.374	1.92	0.89	2.16
1.9	0.49	0.27	0.551	0.83	0.68	1.22
3.16	0.40	0.18	0.170	0.60	0.50	1.20
3.70	0.25	0.12	0.480	0.42	0.36	1.16

Как видно из этих данных, отношение  $\Delta_{II}(t)/\Delta(0)$  увеличивается с увеличением внешней нагрузки и ее длительности действия. Взаимные смещения концов перемычек при  $t=75$  суток в два и более раза превышают соответствующие деформации при кратковременном действии внешней нагрузки.

#### Выводы

1. При испытании железобетонных ядер жесткости многоэтажных зданий под действием ступенчато-возрастающих горизонтальных нагрузок «характеристика» ползучести бетона не зависит от уровня внешней нагрузки, то есть имеет место линейная ползучесть.

«Характеристика» ползучести увеличивается с увеличением продолжительности действия внешней нагрузки и при  $t=60-75$  суток деформации ползучести достигают величины упруго-мгновенных деформаций бетона.

2. Линейная теория упруго-ползучего тела вполне удовлетворительно описывает экспериментальные кривые ползучести бетона ядра жесткости многоэтажных зданий при постоянно-сжимающих и ступенчато-возрастающих горизонтальных нагрузках.

3. Увеличение прогибов во времени является следствием ползучести бетона. При  $t=75$  суток ползучесть прогибов составляет больше, чем 50% начального упругого прогиба. С увеличением высоты ствола ядра жесткости  $z$ , считая от заделки, прогибы при длительном действии внешних нагрузок увеличиваются.

4. Вследствие ползучести бетона ширина раскрытия трещины, нормальных к продольной оси ствола ядра жесткости, увеличивается. При расчетной горизонтальной нагрузке открываются две новые трещины, после чего с увеличением внешней горизонтальной нагрузки характер



Фиг. 6

трещинообразования не изменяется. Со временем увеличиваются абсолютные величины ширины раскрытия старых трещин и при  $t = 60 \div 75$  суток удваиваются по отношению к их ширине при кратковременном нагружении.

5. Ползучесть бетона оказывает существенное влияние на взаимные смещения концов перемычек ствола ядра жесткости, увеличивая податливость перемычек. В пределах проведенных экспериментов  $\Delta_n(t)/\Delta(0) = 1.60 - 1.70$ .

ՀԱՍՏԱՏՈՒՆ ՍԵՂՄՈՂ ԵՎ ԱՍՏԻՃԱՆԱԿԱՆ ՁԵՎՈՎ ԱՃՈՂ ՀՈՐԻՉՈՆԱԿԱՆ ՈՒԺԵՐԻ ԱԶԳԵՑՈՒԹՅԱՆ ԳԵՊԳՈՒԻՄ ԲԱԶՄԱՀԱՐԿ ԾԵՆՔԵՐԻ ԵՐԿԱԹՐԵՏՈՆՅԱ ԿՈՇՏ ՄԻՉՈՒԿՆԵՐԻ ՍՈՂՔՐ

Ա. Հ. ՍԱՀԱԿՅԱՆ, Ի. Ա. ԿՈՏԻԿՅԱՆ

Ա մ փ ո ւ փ ու լ մ

Աշխատանքում բերված են բաղմահարկ շենքերի երկաթբետոնյա ամբողջական միջուկների բետոնի սողքի հետազոտման արդյունքները, ինչպես նաև բետոնի սողքի ազդեցությունը կոնստրուկցիայի ճկվածքների մեծացման, ճաքերի առաջացման ու լայնացման և միջնորումների վերջավորությունների փոխադարձ տեղաշարժի վրա:

Հաստատված է, որ երկարատև ազդող արտաքին բեռերը բերում են բետոնի դեֆորմացիաների էսպլես մեծացման, Իր հերթին բետոնի սողքը մեծացնում է կոնստրուկցիայի ճկվածքներն ու բացված նորմալ ճաքերի լայնությունները, միաժամանակ բացվում են նոր նորմալ ճաքեր: Բետոնի սողքը բերում է նաև միջնորումների վերջավորությունների փոխադարձ տեղաշարժի մեծացման:

THE CREEP OF REINFORCED CONCRETE CORES OF MULTISTORY BUILDINGS UNDER CONSTANT COMPRESSABLE AND STEPWISE INCREASING LATERAL LOADS

A. O. SAHAKIAN, R. A. KOTIKIAN

S u m m a r y

Experimental and theoretical investigations of creep of reinforced concrete models of hardness core and its effect on values of deflections, on width of normal cracks and shear displacement of connecting beams are presented.

The significant increase of strain, deflections, width of cracks and displacement of beam ends is established. The obtained experimental curves are approximated by the theory of elasto-creeping bodies.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Назаров А. Г. О механическом подобии твердых деформируемых тел (о теории моделирования). Ереван: Изд-во АН АрмССР, 1963.
2. Баташева В. М. Прочность, трещиностойкость и деформации железобетонных элементов с многорядным армированием. Киев: Будівельник, 1978.
3. СНиП 11-21-75. Бетонные и железобетонные конструкции. Госстрой СССР.
4. Митропольский А. К. Техника статистического вычисления. М.: Наука, 1961.
5. Саакян А. О., Саакян Р. О., Шахназарян С. Х. Стенд для испытания конструкций. Авторское свидетельство № 654871 «Бюллетень изобретений», 1979, № 12.
6. Саакян А. О., Саакян Р. О., Шахназарян С. Х. Возведение зданий и сооружений методом подъема. М.: Стройиздат, 1982.
7. Саакян А. О., Котикян Р. А. Ползучесть железобетонных моделей ядер жесткости многоэтажных зданий при действии горизонтальных нагрузок.—Изв. АН АрмССР, Механика, 1982, т. 35, № 3.
8. Арутюнян Н. Х. Некоторые вопросы теории ползучести. М.-Л.: Гостехиздат, 1952.
9. Васильев П. И. Некоторые вопросы пластических деформаций бетона.—«Известия ВНИИГ», 1953, т. 49.
10. Irwin A. W., Bolton C. I. Torsion of Tall Buildings Cores—Proc. Inst. Civ. Engrs., Part 2, 1977, 63, sept., p. 579—591.

Всесоюзный проектно-экспериментальный  
конструкторский и технологический институт

Поступила в редакцию  
28.IV.1983