

ИССЛЕДОВАНИЯ БАЛОК С УМЕРЕННЫМИ КОЭФФИЦИЕНТАМИ АРМИРОВАНИЯ ПРИ ДЛИТЕЛЬНЫХ НАГРУЗКАХ ВЫСОКОГО УРОВНЯ

Зедгенидзе В.А., Половец В.И., Черная Л.В. (Одесская государственная академия строительства и архитектуры, г. Одесса)

Приведены результаты экспериментов, выполненных с целью оценить влияние длительно действующей нагрузки на несущую способность железобетонных балок с умеренными коэффициентами армирования.

Все опытные образцы (балки, призмы, кубы) были выполнены из бетона состава 1:2,15:457 (по весу) при В/Ц = 0,507. Исследовали балки с пролетом 250 см, прямоугольного сечения 10×16 см с арматурой периодического профиля класса А-III, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа, $R_s = 454,4$ МПа, $R_{sII} = 715,9$ МПа для балок 1 серии, $R_s = 437$ МПа, $R_{sII} = 707,5$ МПа для балок серий 3 и 4, и класса А-II с $R_{sII} = 472$ МПа с условным пределом текучести 290 МПа для балок 5 серии. В возрасте бетона $t_{01} = 28$ суток испытывали при кратковременном действии нагрузки 28 балок типа БР: шесть балок БР-1, восемь балок БР-3, пять балок БР-4 и девять балок БР-5; в возрасте бетона $t_{02} = 55$ суток испытывали три балки БР'-1 и три балки БР'-3; в $t_{03} = 230$ суток – пять балок БР-5 и в $t_{04} = 272$ суток – четыре балки БР'-4. В процессе кратковременных и длительных испытаний балок всех серий измерялись деформации сжатой зоны бетона и растянутой арматуры, а также прогибы по стандартной методике [1]. При уровнях нагружения, вызывающих напряжения близкие к R_s и R_{sII} , наблюдали резкое увеличение деформаций растянутой арматуры. Условно считали, что нагрузка, вызывающая деформации $\epsilon_s = (129 \div 143) \cdot 10^{-5}$, является разрушающей. Разрушение балок типа БР и БР' происходило по нормальным сечениям в зоне максимальных изгибающих моментов и начиналось вследствие развития пластических деформаций в арматуре. Средние разрушающие моменты M_p^{cp} оказались равными для балок типа БР-1, 3, 4 и 5 соответственно – (88,7; 80,5; 77,9 и 51,5) Нм; для балок типа БР'-1, 3, 4 и 5 соответственно – (93,7; 80,0; 82,4 и 60,5) Нм. Все балки типа БИ загружали на специ-

альном стенде длительно действующей нагрузкой в возрасте бетона $t_{01} = 28$ суток, балки БИ-1-7 и 10 в $t_{02} = 55$ суток. Уровень нагрузки был уточнен для каждой балки с учетом фактических размеров поперечных сечений и мест расположения арматуры.

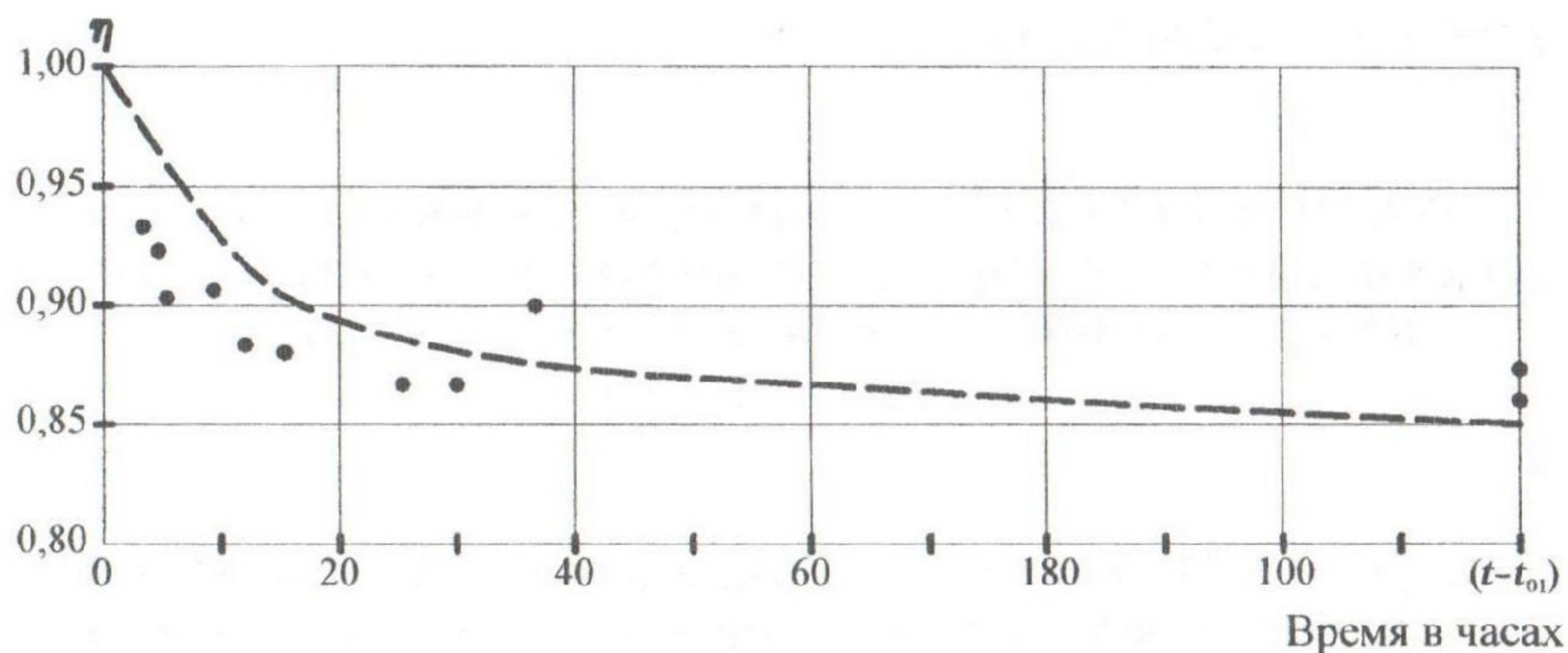
В таблице приведены результаты испытаний балок БИ: \bar{M}_p – уточненные величины разрушающих моментов, η – уровень длительно действующей нагрузки; $t_{nl} - t_{01}$ – время до наступления пластических деформаций, $t - t_{01}$ – длительность действия нагрузки; отношения деформаций арматуры ε_{st} , $\varepsilon_s(t_{01})$, $\varepsilon_s(t)$ и $\varepsilon_{sg}^*(t)$ соответственно текучести, в момент загрузения, после длительного действия нагрузки и в момент догружения до разрушения; нарастание прогибов $f(t)$ за время действия нагрузки и отношение прогибов после длительного действия нагрузки к пролету. При уровнях нагрузки $\eta \geq 0,87$ в течение первых суток после загрузения наблюдали весьма интенсивный рост деформаций арматуры. Во всех испытанных балках после относительно непродолжительной выдержки под нагрузкой деформации арматуры достигли предела текучести. Прогибы балок БИ $f^*(t)$ существенно нарастали в первом месяце, после ста дней под нагрузкой развитие прогибов носило затухающий характер. Относительное увеличение прогибов существенно не отличалось от увеличения прогибов при эксплуатационных нагрузках.

Характер такого деформирования после появления пластических деформаций в арматуре можно объяснить тем, что величина плеча внутренней пары $z^*(t) = z_m$ средняя по длине балки изменяется крайне незначительно. Развитие прогибов и деформации арматуры происходят при постоянной высоте сжатой зоны и связаны с ползучестью сжатого бетона. Поскольку эта ползучесть при уровнях ниже предела длительной прочности бетона ограничена, естественно затухание деформаций арматуры и прогибов. По данным испытаний была построена кривая длительного сопротивления (см. рисунок), аппроксимированная зависимостью:

$$\eta = 0,85 + 0,15e^{-0,12(t_{nl} - t_{01})}$$

Учитывая некоторую условность выбора критерия перехода к первому предельному состоянию (начало развития пластических деформаций) с целью выяснения фактических резервов несущей способности балки БИ после длительного выдерживания под нагрузкой $t - t_{01}$ доводились до разрушения путем догрузки (без разгрузки). Величины дополнительного момента ΔM_p и отношения суммарного разрушающего момента к \bar{M}_p приведены в таблице.

Номера балок БИ	$\frac{\varepsilon_{ST}}{\varepsilon_S(t_{01})}$	$\frac{\varepsilon_S(t)}{\varepsilon_{SM}}$	$\frac{\varepsilon_{SG}^*(t)}{\varepsilon_S(t_{01})}$	$\frac{f^*(t)}{f(t_{01})}$	$\frac{f(t)}{\ell_p}$	\bar{M}_{ps} НМ	$\eta = \frac{M_{01}}{\bar{M}_p}$	$t - t_{01}$, сут	$t_{n1} - t_{01}$, час	ΔM_{ps} , НМ	$\frac{M_{01} + \Delta M_p}{\bar{M}_p}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
4.23	1,48	1,10	1,70	1,67	1/170	77,9	0,870	285	—	7,95	0,971
4.24	1,34	1,05	1,68	1,67	1/158	78,6	0,864	285	120	6,45	0,943
4.25	1,31	1,02	1,65	1,72	1/149	77,1	0,878	286	120	7,25	0,972
1.2	1,02	1,23	1,58	1,71	1/121	90,8	0,860	226	25	6,50	0,952
1.11	1,11	1,32	1,73	1,92	1/107	89,4	0,894	226	11	1,30	0,908
1.15	1,02	1,49	1,93	1,68	1/118	89,4	0,894	226	14	4,60	0,945
1.7	1,07	1,28	1,73	1,75	1/118	88,7	0,900	14	10	6,60	0,975
1.10	1,10	1,44	1,88	1,69	1/156	90,8	0,880	14	24	7,10	0,958
1.13	1,13	1,25	2,24	1,42	1/130	89,4	0,894	18	96	2,60	0,923
1.16	1,12	1,26	2,28	1,56	1/110	93,0	0,901	223	35	1,60	0,925
1.9	1,11	1,19	2,06	1,61	1/137	92,3	0,916	223	6	3,90	0,957
3.12	1,05	1,72	1,70	1,90	1/107	80,5	0,930	25	1,5	1,30	0,957
3.13	1,16	1,61	1,68	1,83	1/117	81,2	0,922	25	9,0	2,30	0,951
3.15	1,01	1,66	1,65	1,60	1/123	80,5	0,930	25	1,0	1,00	0,943
5.4	1,34	1,17	1,61	1,91	1/192	51,5	0,900	219	168	6,17	1,02
5.8	1,43	1,09	1,64	1,91	1/178	51,5	0,900	220	264	6,40	1,02
5.14	1,46	—	—	1,95	1/159	51,5	0,900	220	—	10,4	1,10



Длительное сопротивление железобетонных балок с умеренными коэффициентами армирования

В балках БИ, находившихся под длительной нагрузкой $\eta \approx 0,87$, при догрузке развитие деформаций сжатого бетона носило линейный характер, деформации арматуры и прогибы начинали интенсивно увеличиваться не сразу. Другая картина наблюдалась при догрузке балок БИ, несущих длительную нагрузку, соответствующую $\eta \geq 0,9$. Характерным при догрузке этих балок было значительное повышение интенсивности развития деформаций бетона сжатой зоны, незначительная дополнительная нагрузка, вызывающая признаки полной потери несущей способности. Таким образом, можно считать, что балки с уровнем нагрузки $\eta \geq 0,9$ находились в состоянии напоминающем состояние безразличного равновесия и, если исходить из критерия полной потери несущей способности, то можно считать, что предельная длительно действующая нагрузка для изучаемых балок составляет 0,9 от предельной кратковременной.

Одновременно с балками 1, 3 и 4 серий проводили догрузку балок 5 серии, арматура которых не имела площадки текучести. Зависимости между величинами дополнительных моментов с одной стороны и деформациями арматуры и сжатого бетона, а также прогибами, с другой стороны, имели линейный характер. Это свидетельствует о том, что длительная несущая способность железобетонных балок с арматурой, не имеющей площадки текучести, не ниже кратковременной.

Литература

1. Прокопович И.Е., Зедгенидзе В.А. Прикладная теория ползучести. М.: Стройиздат, 1980. – 240 с.