

К ВОПРОСУ О ВЛИЯНИИ ЭКСЦЕНТРИСИТЕТА ПРИЛОЖЕНИЯ ОГРАНИЧИВАЮЩЕЙ СВЯЗИ НА ПРОЦЕССЫ РАЗВИТИЯ САМОНАПРЯЖЕНИЯ

Тур, В.В., Басов В.С.

БПИ, г.Брест

1. Развитие самонапряжения в условиях внешнего ограничения

Исходя из энергетической теории развития процесса самонапряжения, предложенной В.В.Михайловым, в [2] показано, что независимо от количества ограничивающей арматуры в верхней и нижней зонах сечения A_{sp} и A'_{sp} , т.е. когда $A_{sp} \neq A'_{sp}$, бетон конструкции по сечению получает равномерное обжатие. Это объясняется тем, что арматура в каждой из зон осуществляет одинаковую работу деформаций, в результате чего усилие в арматурах этих зон получается одинаковым, а деформации разными, конструкция теряет прямолинейность, а бетон обжимается равномерно. В исследованиях [4] отмечалась тенденция к выравниванию усилий в верхних и нижних арматурах несимметрично армированных элементов, что дало основание в нормативной литературе [3] принять для расчетов конструкций равномерное самонапряжение по высоте сечения независимо от положения ограничивающей арматуры.

При расчете деформаций кривизны элементов от самонапряжения бетона [3] $1/\gamma$ определяется по формуле

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{\sigma_{sp} \cdot A_b (A_s + A'_s)}{2 \cdot E_a \cdot A_s \cdot A'_s \cdot h_0} \quad (1)$$

Для элементов с односторонним армированием ($A'_s = 0$) подстановка в формулу значения площади верхней арматуры $A'_s = 0$ приводит к тому, что значение кривизны $1/\gamma$ стремится к бесконечности.

Вместе с тем в образцах с односторонним армированием [1] наблюдали значительное их искривление и появление в неармированной зоне трещин, что указывает, очевидно, в этих ситуациях на двухзначную эпюру распределения самонапряжения по высоте бетонного сечения.

В строительной практике очень редко встречаются конструкции с одиночной арматурой. Однако, в сборно-монолитных конструкциях с использованием в качестве монолитной части бетона на напрягающем цементе функцию ограничения выполняют сборные элементы, надежно соединенные с набетонкой. В таких конструкциях монолитный слой в большинстве случаев не имеет армирования, а сборные элементы являются единственным ограничением деформаций расширения напрягающего бетона. При этом имеет место большой эксцентриситет ограничивающей связи, приложенный по контакту монолитного сборного бетонов.

В исследованиях [1] впервые сделана попытка уточнить характер распределения самонапряжения по высоте поперечного сечения.

Результаты исследований показали, что самонапряжение бетона в несимметрично армированных элементах в общем случае развивается неравномерно и зависит главным образом от эксцентриситета армирования.

При расчете трещиностойкости и деформативности необходимо знать фибровые значения самонапряжения бетонного сечения при заданных параметрах, которое пре-
должено получать из зависимости:

$$\sigma_{\text{брп},i} = \sigma_{\text{брп},0} + \text{grad } \sigma_{\text{брп}} e_b \quad (2)$$

где: $\sigma_{\text{брп},0}$ – самонапряжение центрально ограниченного образца;

$\sigma_{\text{брп},i}$ – самонапряжение i -го слоя элемента по высоте сечения;

e_b – расстояние от центра тяжести сечения до рассматриваемой точки с учетом правила знаков.

Изменение самонапряжения по высоте сечения было рекомендовано определять при помощи величины $\text{grad } \sigma$, получаемой из уравнения регрессии:

$$\text{grad } \sigma = 2.57 + 1.4 X_2 - 0.75 X_3 + 1.02 X_5 + 0.58 X_1 X_2 - \quad (3)$$

$$- 0.82 X_2 X_3 - 0.88 X_4 X_5 - 1.06 X_2^2 + 0.83 X_2 X_5$$

Однако практически использовать зависимости (1) и (3) крайне сложно. Кроме того, полученные зависимости (1) и (3) не позволяют оценить деформированное состояние, выгиб и кривизну. Для проектирования самонапряженных несимметрично армированных конструкций необходимо иметь расчетную модель, позволяющую производить оценку напряженно-деформированного состояния сечения. Теоретическое описание такой модели из-за значительного количества различных факторов является очень сложной задачей. Кроме того, многие зависимости в самонапряжении не подчиняются законам упругого деформирования. Поэтому были выполнены специальные исследования несимметрично армированных железобетонных самонапряженных балочных элементов.

2. Методика проведения исследований

2.1. Материалы и опытные образцы

2.1.1. Напрягающий цемент

В исследованиях использовали напрягающий цемент лабораторного помола из составляющих: портландцементный клинкер + глиноземистый цемент + природный гипс.

Основные физико-механические характеристики напрягающего цемента представлены в табл. 2.1.

Таблица 2.1.

Физико-механические характеристики напрягающего цемента

Марка цемента	Характеристика						
	Свободное расширение, %	Энергоактивность напрягающего цемента $f_{\text{се}}$, Н/мм ²	Прочность при сжатии, Н/мм ²		Сроки схватывания, мин		Удельная поверхность, см ² /г
			1 сутки	28 суток	начало	конец	
НЦ-20	0.65	2.4	14.0	47.8	47	127	4120
НЦ-30	0.89	3.25	15.0	50.0	53	121	4080

2.1.2. Бетонная смесь

Бетонную смесь выполняли на щебне фракции 5÷10 мм Микашевичского карьера, песке Сморгоньского карьера с модулем крупности $M_k = 2.0$. Расход напрягающего цемента во всех сериях балок был принят постоянным и составлял 600 кг/м^3 . Водоцементное отношение $W/C = 0.41$, подвижность бетонной смеси оценена по осадке конуса и составляла $7\div 9 \text{ см}$.

Физико-механические характеристики бетона, использованного для изготовления опытных балок, представлены в табл. 2.2.

Таблица 2.2.

№ п/п	Серия балок	Среднее самонапряжение f_{CE} , Н/мм ²	Деформации свободного расширения	Прочность в свободном состоянии, Н/мм ²		Модуль упругости, Н/мм ² ×10 ⁺³
				кубиковая на сжатие	на растяжение	
1	I	1.75	0.0142	36.22	2.37	33.7
2	II	1.425	0.011	33.61	2.22	31.4
3	III	1.6	0.0137	38.34	2.41	32.4
4	IV	2.4	0.012	41.5	2.51	34.1

2.1.3. Опытные образцы

Исследования выполняли на балках прямоугольного и таврового сечения, в которых были приняты постоянными следующие параметры:

- степень ограничения (процент армирования);
- расход напрягающего цемента на 1 куб. м бетонной смеси.

Переменными параметрами являлись:

- энергоактивность напрягающего цемента;
- эксцентриситет приложения ограничения;
- условие хранения.

Программа исследований представлена в табл. 2.3, геометрические размеры опытных образцов на рис. 2.1.

Увеличение высоты образцов-балок II серии вызвано необходимостью изучения влияния локального ограничения на характер изменения деформаций по высоте сечения.

Для увеличения эксцентриситета армирования образцы III серии были выполнены таврового поперечного сечения.

IV серия образцов была выполнена в качестве контрольной для проверки всех полученных зависимостей по результатам исследований первых трех серий. При этом в образцах этой серии устанавливали двойное резко несимметричное армирование.

Через сутки после бетонирования и набора бетоном прочности на сжатие $R_{ow} = 0.7\div 1.1 \text{ Н/мм}^2$ с целью интенсификации процессов расширения образцы помещались в ванну с водой, где их хранили до полной стабилизации процесса расширения. После

хранения в воде в течение 28 суток образцы помещались в воздушно-сухую среду, где они хранились в течение 5 месяцев. После чего образцы вновь помещались в ванну с водой, где и хранились вплоть до статических испытаний.

Попеременное увлажнение и высушивание образцов выполняли для изучения потерь самоупругения в образцах в зависимости от условий хранения и обратимости процесса расширения.

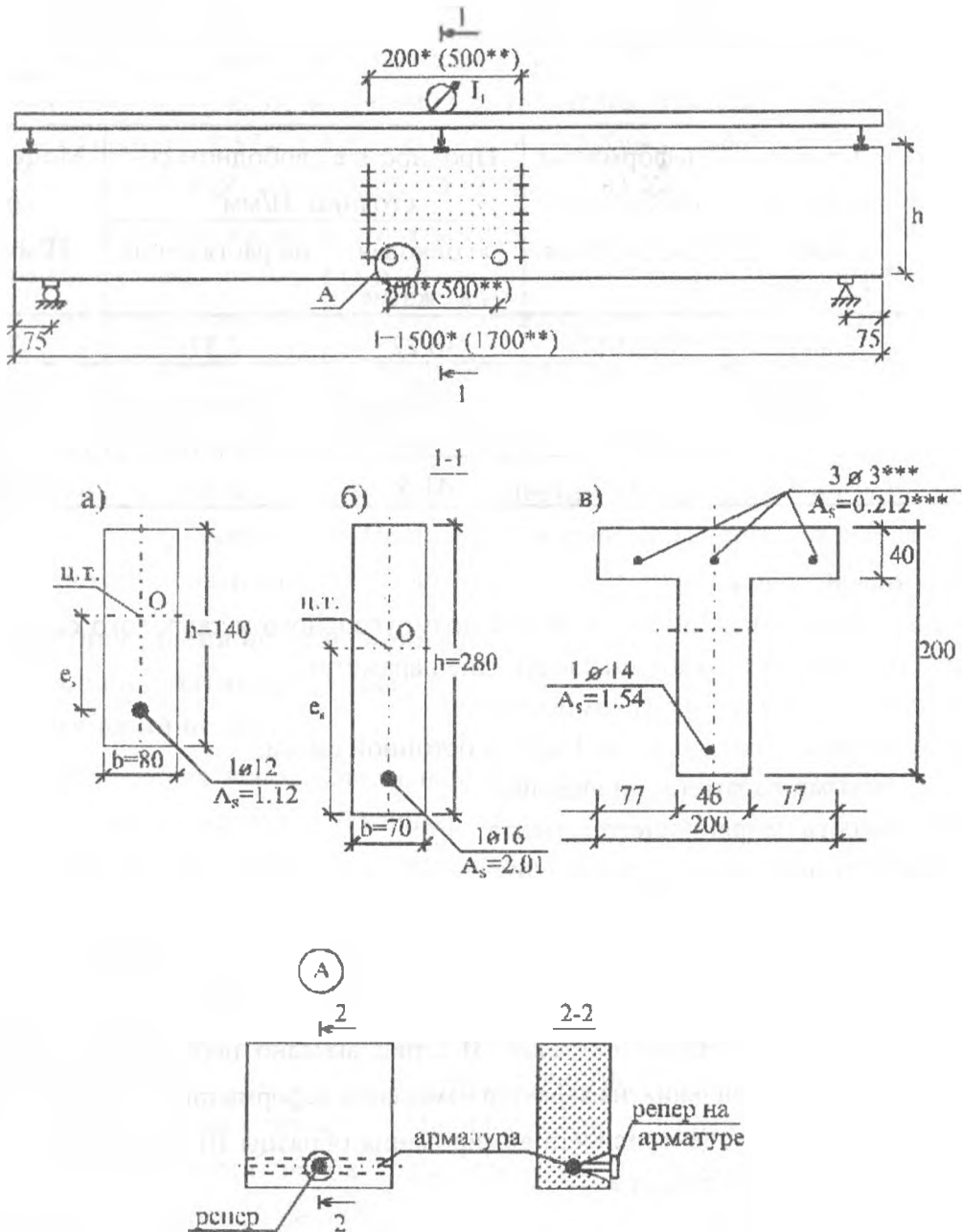


Рис. 2.1. Геометрические характеристики опытных образцов

а – балки серии I, б – балки серии II, в – балки серии III, * – для балок серии I, ** – для балок серии II, *** – для балок серии IV.

Таблица 2.3.

Краткая программа экспериментальных исследований

№ п/п	Серия	Обозначение балок	Сечение		Армирование		Эксцентриситет приложения ограниченного e_s , см	Энергоактивность напрягающего бетона, Н/мм ²	Условия хранения образцов	Кол-во, шт.
			bхh см	A _b , см ²	A _s , см ² — п	μ_p				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	I	1БМП-0	8х14	112	1.12	1% 1Ø12	0	3.0	влажные под слоем пленки	3
2		1БМП-2					2.0			3
3		1БМП-3					3.5			3
4		1БМП-4					4.0			3
5		1БМП-5					5.5			3
6	II	2БМП-0	7х28	196	2.54	1.3% 1Ø18	0	2.0	водное	2
7		2БМП-4					4			2
8		2БМП-8					8			2
9		2БМП-12					12			2
10	III	3БМТ-0	200х 200 тав- ро- вое	153	1.54	1% 1Ø14	0	1.0	водное	3
11		3БМТ-4					4			3
12		3БМТ-8					8			3
13		3БМТ-12					12			3
14		3БМТ-12					12			3
15		3БМТ-С					—			3
16	IV	4БМТ2-10			1.75	1.14	9.97			3
					3Ø3					

4БМТ2-10 – Балки с двойным армированием.

3. Основные результаты исследований

К моменту стабилизации процесса расширения напрягающего бетона примерно к 14 суткам водного хранения все балки имели деформированное состояние, представленное на рис. 3.1 и 3.2. На эпюрах показаны усредненные значения деформаций испытываемых балок.

Значения зафиксированных деформаций представлены в табл. 3.1.

При осевом положении арматуры ($e_s = 0$) регистрировали практически равномерное распределение деформаций по высоте сечения. Однако величина деформаций в армированных балках была значительно меньше деформаций балок, не имеющих ограничения расширения (рис. 3.1 и 3.2).

По мере перемещения армирования от центра балки к ее нижней грани, т.е. с ростом эксцентриситета, величина ограничивающего влияния на уровне центра тяжести бетонного сечения уменьшается, а в бетоне, окружающем арматуру – возрастает. В результате этого фибры бетона наиболее удаленной от армированной зоны балки

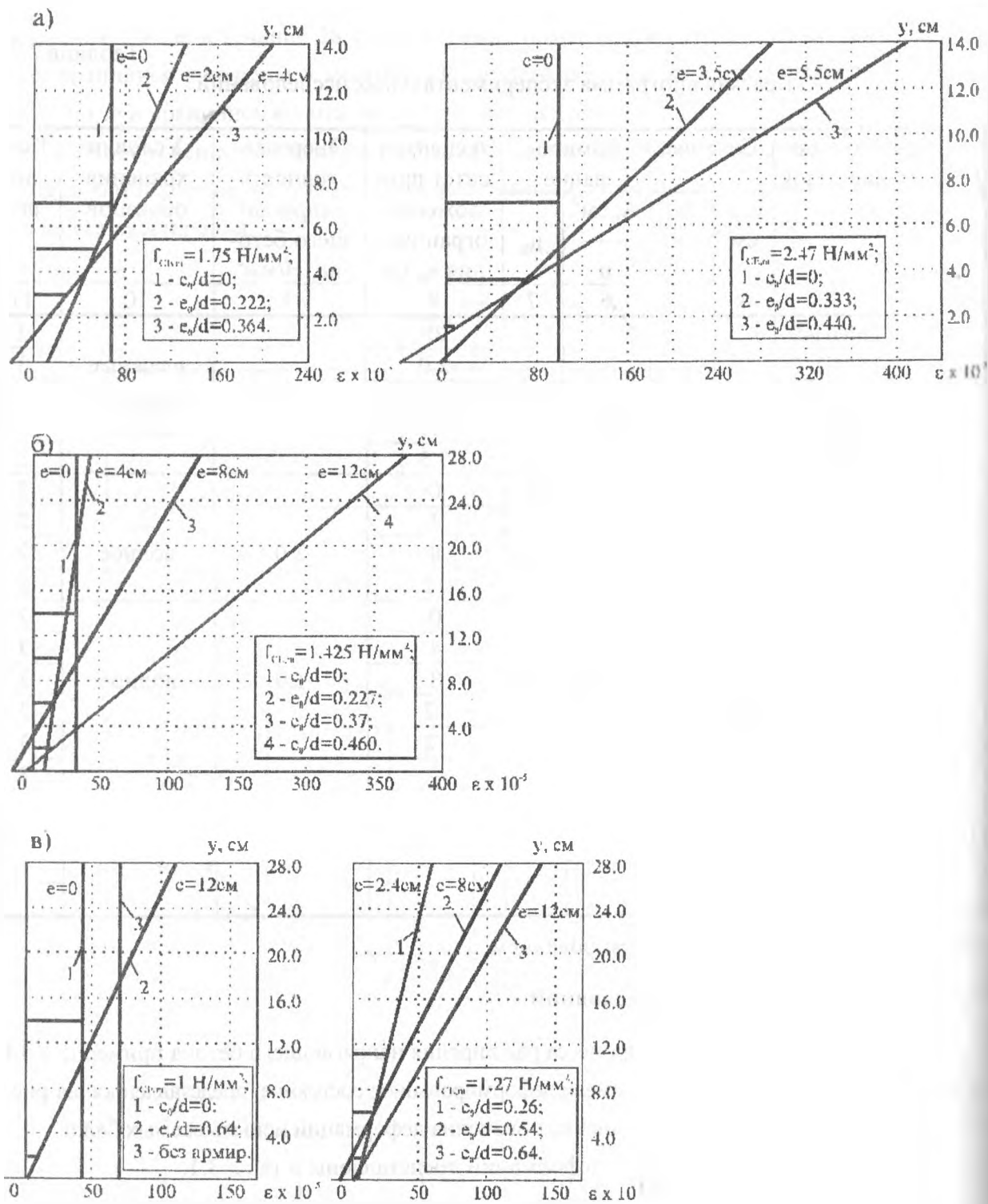


Рис. 3.1. Деформации опытных балок серии к моменту стабилизации расширения (28 суток):
 а) серия 1БМП;
 б) серия 2БМП;
 в) серия 3БМТ.

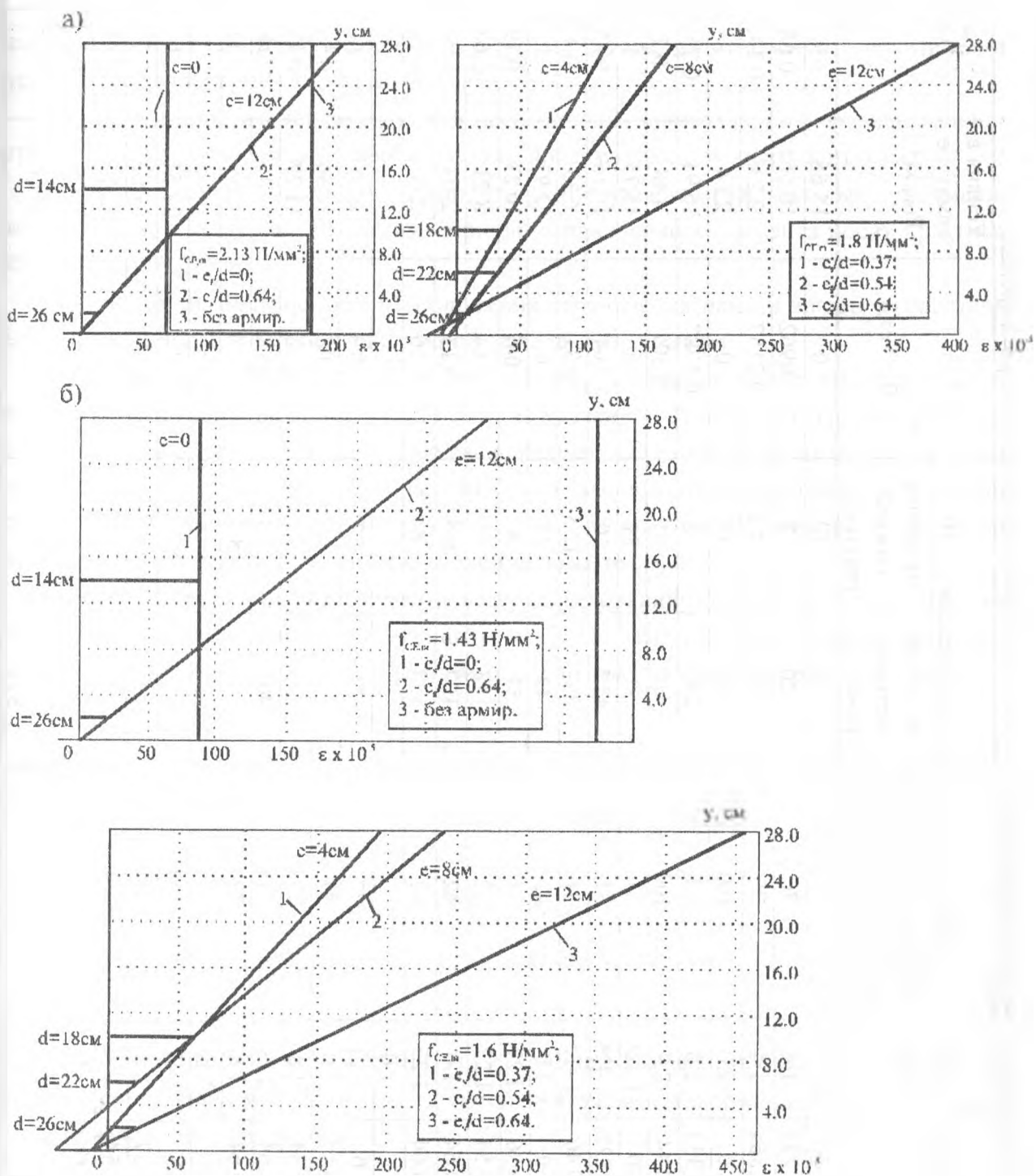


Рис. 3.2. Распределение продольных деформации опытных балок по высоте сечения к моменту стабилизации процессов расширения:
 а) серия ЗБМТ;
 б) серия ЗБМП.

Закрепленные деформации и кривизна опытных балок после стабилизации процесса расширения

№ п/п	Марка	Серия	e _s , см	e _s /h ₀	f _{CE,m} ² Н/мм ²	Зарегистрированные деформации			ε × 10 ⁵		ε _{s,0} = h ₁ · ε _{CE,0}	Усилия в арматуре Р _{CE} , кН	Р _{CE,0} / Р _{CE,0}
						на уровне центральной балки ε _{CE,0}	на уровне верхней грани ε _{CE,2}	на уровне нижней грани ε _{CE,1}	на уровне верхней грани ε _{CE,2}	на уровне нижней грани ε _{CE,1}			
1	1БМП-0		0	0	1.4	70	70	70	70	0	15.68	1	
2	1БМП-2		2.0	0.222	1.4	70	120	120	120	0.0962	10.66	0.68	
3	1БМП-4	I*	4.0	0.364	1.4	70	200	200	-4.2	0.2157	2.23	0.142	
4	1БМП-0		0	0	2.0	100	100	100	100	0	22.4	1	
5	1БМП-3		3.5	0.333	2.0	100	240	240	-5	0.1787	16.91	0.755	
6	1БМП-5		5.5	0.44	2.0	100	410	410	-10	0.307	4.48	0.2	
7	1БМП-0		0	0	1.425	31	31	31	31	0	15.75	1	
8	1БМП-4	II*	4.2	0.227	1.425	31	42.5	42.5	10	0.04	10.16	0.65	
9	1БМП-12		12.4	0.46	1.425	31	267	267	12.5	0.31	6.35	0.4	
10	1БМТ-0		0	0	1.0	42	42	42	42	0	12.93	1	
11	1БМТ-4		2.4	0.26	1.27	42	57	57	8	0.062	10.23	0.79	
12	1БМТ-8	III	8	0.54	1.27	42	113	113	-3	0.14	8.21	0.63	
13	1БМТ-12		12	0.64	1.0	42	107	107	6.6	0.13	2.03	0.157	
14	1БМТ-12-1		12	0.64	1.27	42	137	137	8	0.16	2.46	0.19	
15	1БМТ				1.0								
16	2БМТ-0	3	0	0	2.13	77	77	77	77	0	23.7	1	
17	2БМТ-4	3	4	0.37	1.8	77	120	120	6.6	0.08	14.36	0.59	
18	2БМТ-8	3	8	0.54	1.8	77	173	173	0	0.12	11.27	0.48	
19	2БМТ-12	3	12	0.64	2.13	77	403	403	3.3	0.28	1.1	0.046	
20	2БМТ-12-1	3	12	0.64	1.8	77	206	206	8.3	0.137	2.55	0.11	
21	2БМТ	3			2.13								
22	3БМТ-0	4	0	0	1.43	89.4	89.4	89.4	89.4	0	27.51	1	
23	3БМТ-4	4	4	0.37	1.6	89.4	192	192	0	0.114	21.03	0.76	
24	3БМТ-8	4	8	0.54	1.6	89.4	278	278	-23	0.15	12.83	0.46	
25	3БМТ-12	4	12	0.64	1.43	89.4	455	455	13.3	0.26	4.09	0.15	
26	3БМТ-12-1	4	12	0.64	1.6	89.4	307	307	0.21	0.17	5.91	0.21	
27	3БМТ	4			1.43		371	371					

*) Для балок серии I, 2, 4, 8, 12, 12-1, 12-1-1 средние значения зафиксированных деформаций по результатам измерений 3 балок

получали большую свободу деформаций, а фибры бетона, расположенные вблизи арматурного стержня получали большее ограничение.

Эпюра распределения деформаций переходит из прямоугольной при центральном ограничении в трапециевидную при расположении арматуры с эксцентриситетом.

Вместе с тем опытами установлено, что распределение относительных деформаций расширения по высоте сечения несимметрично ограниченного элемента носит практически линейный характер.

С ростом эксцентриситета расположения ограничения наклон эпюры относительных деформаций расширения к продольной оси элемента убывает.

Как видно из представленных на рис. 3.1 эпюр, в образцах-балках с большими эксцентриситетами величина деформаций наиболее удаленной от арматуры грани в ряде случаев превосходит деформации свободно расширявшегося бетона балок-аналогов. Это свидетельствует о том, что фибры бетона, наиболее удаленные от армирования, находятся в условиях растяжения при несимметричном расположении ограничения, а следовательно двузначной эпюре распределения напряжений по высоте сечения.

Анализ результатов экспериментальных исследований показал, что при малых эксцентриситетах расположения ограничения ($e_s/h_0 < 0.18$) распределение деформаций по высоте сечения может быть принято равномерным и для его расчета можно пользоваться стандартной зависимостью [3] вида:

$$\sigma_{CE,0} = f_{CE,0} \cdot k_e \cdot k_\mu \cdot k_w \cdot k_s \quad (4)$$

где: $f_{CE,0}$ – марка напрягающего бетона по самоупрочнению;

k_μ – коэффициент, учитывающий процент армирования сечения

$$k_\mu = \sqrt{\frac{1.57 \cdot \mu_p}{0.0057 + \mu_p}} \quad (5)$$

k_e – коэффициент, учитывающий влияние эксцентриситета

$$k_e = 1 - \frac{e_s}{h_0} \quad (6)$$

Для случая больших эксцентриситетах ($e_s/h_0 > 0.18$) на основании проведенных исследований была разработана методика расчета самоупрочнения и деформированного состояния элемента на стадии расширения.

4. Расчетная модель для определения самоупрочнения при больших эксцентриситетах армирования

4.1. Общие положения и допущения метода

При построении расчетной модели вводят определенные допущения, упрощающие расчетные положения и не влияющие в значительной мере на физическую сущность зарегистрированных явлений.

Введены следующие предпосылки метода:

- распределение самоупрочнения и деформаций расширения линейное по высоте сечения;

- величина самонапряжения в бетоне в конечной фазе расширения может быть рассчитана как для предварительно напряженного элемента при известном усилии в арматуре (деформации армирования при расширении) классическим способом:

$$\sigma_{CE,i} = \frac{P_{02,E}}{A_{CE}} \left(1 + \frac{\epsilon_s \cdot y_r}{r^2} \right) \quad (7)$$

где: $P_{02,E}$ – сила самонапряжения в армировании $P_{02,E} = \epsilon_{s,E} \cdot E_s \cdot A_s$;
 $\epsilon_{s,E}$ – деформации на уровне центра тяжести ограничения;

- распределение деформаций в любой точке сечения элемента определяют исходя из условия:

$$\epsilon_{CE,i} = \epsilon_{s,E} \pm y_i \cdot \Psi \quad (8)$$

где: y_i – расстояние от центра тяжести ограничения до точки по высоте сечения, в которой найдена деформация.

4.2. Самонапряжение на уровне центра тяжести ограничения

На основании экспериментальных исследований был выполнен анализ самонапряжения в ограничивающей арматуре в зависимости от относительного эксцентриситета армирования e/d . Опыты показали, что с ростом эксцентриситета e , величина напряжений (усилия) в ограничивающей арматуре снижается.

При центральном ограничении $\epsilon_s = \epsilon_{s0}$, где ϵ_s – деформации ограничивающей арматуры, ϵ_{s0} – деформации арматуры центрально-ограниченного образца. А т.к. $\sigma_{CE,S}$ является функцией от ϵ_s , то и $\sigma_{CE,S} = f_{CE}$. С ростом относительного эксцентриситета e/d наблюдается уменьшение напряжения в арматуре (рис. 4.1).

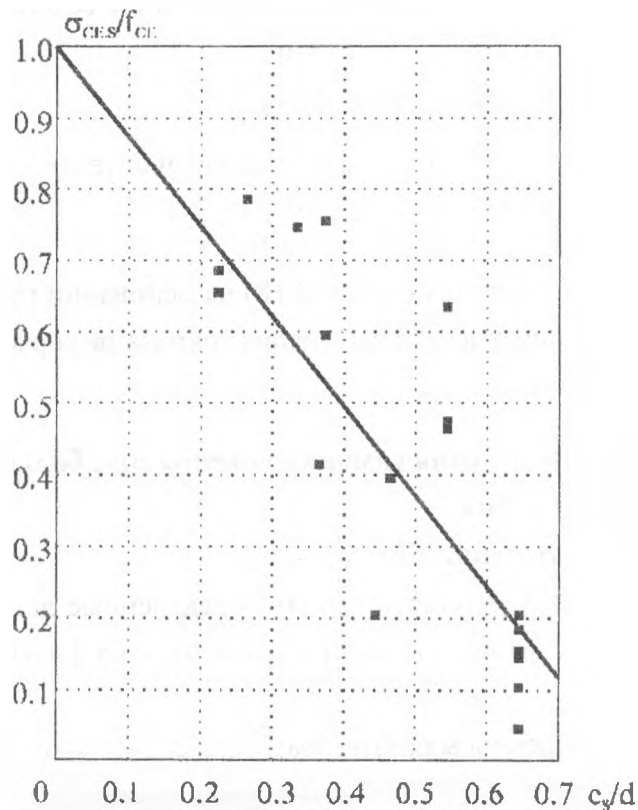


Рис. 4.1. Зависимость относительных самонапряжений арматуры от эксцентриситета ограничивающей связи.

Деформации армирования на основании зависимости рис. 4.1 могут быть найдены из выражения:

$$\varepsilon_{CE,s} = \frac{f_{CE} \cdot k_{\mu} \cdot k_s}{\mu_p \cdot E_s} k_s \quad (9)$$

Обработка полученных результатов с использованием методов анализа по программе "STATGRAPH" позволила установить, что значение коэффициента k_e может быть определено:

$$k_s = \left[1 - \gamma_1 \left(\frac{e_s}{h_0} \right) \right] \quad (10)$$

где: γ_1 – эмпирический коэффициент.

Усилие в арматуре может быть найдено:

$$P_{02,SE} = \sigma_{s,CE} \cdot A_{sp} = \frac{f_{CE} \cdot k_{\mu} \cdot k_s \cdot A_{sp}}{\mu_p} \left[1 - \gamma_1 \left(\frac{e_s}{h_0} \right) \right] \quad (11)$$

либо:

$$P_{02,SE} = f_{CE} \cdot k_{\mu} \cdot k_s \cdot A_{CE} \left[1 - \gamma_1 \left(\frac{e_s}{h_0} \right) \right] \quad (12)$$

4.3. Распределение самонапряжения по высоте сечения

Анализ результатов проведенных исследований показал, что с ростом относительного эксцентриситета армирования (e/d) наклон эпюры деформаций носит ярко выраженный характер.

При обработке экспериментальных данных оценивали влияние эксцентриситета на угол наклона эпюры деформаций, кривизну элемента определяли из условия:

$$\Psi = \frac{\varepsilon_{CE,2} - \varepsilon_{CE,1}}{h} \quad (13)$$

где: $\varepsilon_{CE,2}$ и $\varepsilon_{CE,1}$ – деформации верхней и нижней граней балок при самонапряжении.

Результаты опытов показали также, что наклон эпюры деформаций по высоте сечения зависит также от энергоактивности бетона.

С ростом марки бетона по самонапряжению, при одном и том же эксцентриситете ограничения, наклон эпюры деформаций возрастает. Для учета влияния энергоактивности напрягающего бетона при нахождении распределения деформаций по высоте сечения учитывалась величина деформаций арматуры центрально ограниченного образца с той же маркой бетона по самонапряжению.

При обработке результатов проведенных исследований получена следующая зависимость, описывающая наклон эпюры деформаций по высоте сечения:

$$\Psi = \varepsilon_{CE,0} \cdot \delta \left(\frac{e_s}{h_0} \right)^k \quad (14)$$

где: δ и k – эмпирические коэффициенты для условий проведенных опытов;

$$\delta = 0.255; k = 0.94.$$

Полученная зависимость представлена на рис. 4.2.

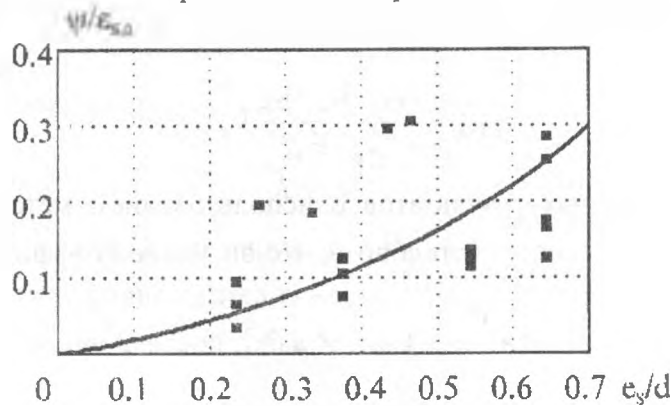


Рис. 4.2. Зависимость кривизны элемента от эксцентриситета ограничивающей связи

Распределение деформаций по высоте сечения определяется исходя из условия:

$$\varepsilon_{CE,i} = \varepsilon_{CE,0} \pm y_i \cdot \Psi \quad (15)$$

или

$$\varepsilon_{CE,i} = \frac{f_{CE} \cdot k_{\mu} \cdot k_s}{\mu_p \cdot E_s} \left[1 - \gamma_1 \left(\frac{e_s}{d} \right) \right] \pm y_i \frac{f_{CE} \cdot k_{\mu} \cdot k_s}{\mu_p \cdot E_s} \delta \left(\frac{e_s}{d} \right); \quad (16)$$

$$\varepsilon_{CE,i} = \frac{f_{CE} \cdot k_{\mu} \cdot k_e}{\mu_p \cdot E_s} \left[1 - \gamma_1 \left(\frac{e_s}{d} \right) \pm y_i \cdot \delta \left(\frac{e_s}{d} \right) \right] = \frac{f_{CE} \cdot k_{\mu} \cdot k_e}{\mu_p \cdot E_s} \frac{e_s}{d} (1 - \gamma_1 \pm y_i \cdot \delta). \quad (17)$$

Выводы

1. В общем случае самоупреждение по высоте сечения распределяется неравномерно и зависит от положения ограничивающей связи.
2. Возрастание эксцентриситета ограничения приводит к снижению самоупреждения.
3. На основании проведенных исследований предложены зависимости для оценки напряженно-деформированного состояния при самоупреждении.
4. В самоупрежденных конструкциях при малых эксцентриситетах ограничивающей связи ($e_s/d < 0.18$) для определения напряженно-деформированного состояния с достаточной точностью можно пользоваться стандартными зависимостями, а в случае больших эксцентриситетов ($e_s/d > 0.18$) следует использовать полученные зависимости.

Список использованных источников

1. Будюк В.Д., Никитин В.Н. Экспериментально-теоретическое моделирование железобетонных элементов. Известия ВУЗов. Строительство и архитектура, № 6, стр. 17–20.
2. Михайлов В.В., Литвер С.Л. Расширяющийся и напрягающий цементы и самоупрежденные железобетонные конструкции. М.: 1974 г.
3. Пособие по проектированию самоупрежденных железобетонных конструкций (к СНиП 2.03.01–84). М., ЦИТП, 1986.