

## ЦЕЛЕСООБРАЗНОСТЬ И ВОЗМОЖНОСТЬ ПРОЕКТИРОВАНИЯ НЕРАЗРЕЗНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК

Статически неопределимые конструкции по сравнению с определенными имеют ряд преимуществ и поэтому рекомендуются к широкому применению. Из рассмотрения простейшей статически неопределимой конструкции однопролетной защемленной балки (рис. 1) следует, что в ней имеется три расчетных сечения (два опорных и одно пролетное), а в простой балке — только одно пролетное (рис. 2). За счет изменения схемы работы рассматриваемая конструкция, как и любая статически неопределимая система из упругопластического материала, является менее деформативной и обладает повышенной несущей способностью по сравнению с неизменяемой статически определенной системой, из которой она может быть получена.

Известно, что при сопоставимых нагрузках прогиб защемленной балки в 5 раз ( $1/384ql^4/EJ$ ) меньше прогиба простой, несущая способность выше. Последнее объясняется тем, что в защемленной балке с сечением постоянной высоты в наиболее напряженном опорном сечении момент от равномерно распределенной нагрузки равняется  $ql^2/12 = 0,083ql^2$ , где  $q$  — такая же нагрузка, как и для простой балки. Однако в последний момент в пролете равен  $ql^2/8 = 0,125ql^2$ . Следовательно, в защемленной балке значение момента можно увеличить, приняв нагрузку  $q_1$  равной условно не одной, а полутора единицам, т.е. увеличить нагрузку на 50 %. В этом случае момент на опорах будет равен пролетному моменту свободно опертой балки, т.е.  $1,5ql^2/12 = 0,125ql^2 = 0,083ql^2$  (рис. 1, б). То же имеет место и в многопролетной балке (рис. 3).

Прогиб в середине пролетов АВ и ВС равняется  $\frac{2,42}{384} \frac{ql^4}{EJ}$  и  $\frac{0,73}{384} \frac{ql^4}{EJ}$  соответственно, что значительно меньше прогиба прост-

той балки ( $\frac{5}{384} ql^4/EJ$ ). Значение момента на второй опоре меньше, правда, только на 14,5 %. Следовательно, и в этом случае можно повысить нагрузку.

Стержневые элементы в строительной практике проектируют, как правило, постоянной высоты и ширины сечения. Поэтому такие элементы являются неравнонапряженными: эпюра моментов переменная, размеры сечения постоянные. Действительно, в защемленной балке пролетный момент равен всего только  $ql^2/24 = 0,0417ql^2$ , что в три раза меньше пролетного момента свободно

опертой балки. Если определять несущую способность по этому сечению, то нагрузку следует значительно повысить и принять равной, казалось бы, трем единицам, чтобы использовать полностью несущую способность сечения ( $3,0ql^2/24 = 0,125ql^2 = 0,0417q'l^2$ ).

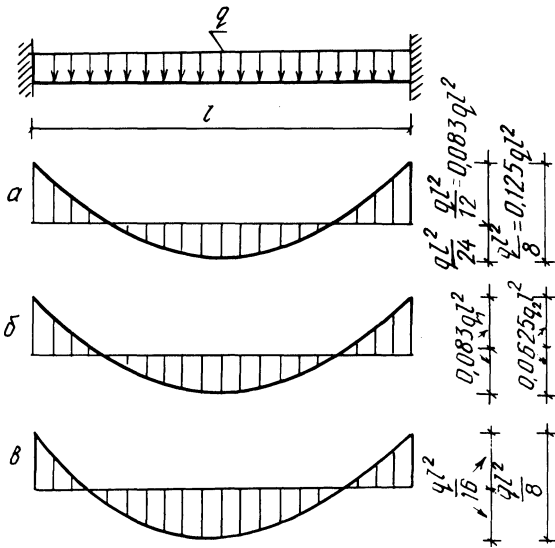


Рис. 1. Зашемленная балка:  
 а — эпюра моментов упругой системы; б —  
 эпюра моментов с учетом неупругих деформаций;  
 в — перераспределенная эпюра моментов.

В действительности же это не так. При увеличении нагрузки на 50 % образуются пластические шарниры на опорах и схема работы балки изменяется. Дальнейшее повышение нагрузки воспринимает статически определяемая система. Нагрузку определяем из значения дополнительного момента, который равен разнице проектного момента и пролетного момента от нагрузки появления опорных пластических шарниров:

$$\Delta M_{\text{пр}} = 0,125ql^2 - 1,5 \times 0,0416ql^2 = 0,125ql^2 - 0,0625ql^2 = 0,0625ql^2.$$

Пролетный момент свободно опертой балки равен  $0,125q^2l^2$ . Приравняв его дополнительному моменту  $\Delta M_{\text{пр}}$ , получаем

$$0,125q^2l^2 = 0,0625ql^2, \text{ откуда } q^2 = 0,5q.$$

Следовательно, нагрузку на неразрезную балку по сравнению с нагрузкой на простую балку с поперечным сечением тех же размеров можно повысить не в 3, а только в 2 раза ( $1,5q + 0,5q = 2q = = q_2$ ), чтобы использовать полностью несущую способность пролет-

ного сечения. Эпюра момента для этого случая нагружения приведена на рис. 1, б, где  $q_2 = 2q$ .

В многопролетной балке наименее напряженным сечением является пролетное сечение ВС (рис. 2). Если последнее принять определяющим несущую способность, то расчетную нагрузку можно увеличить почти в 3,5 раза. Однако анализ расчетных схем [1] такой конструкции показывает, что с увеличением нагрузки на 17% образуются пластические шарниры на опорах В и Д, потому что моменты достигли предельного значения ( $0,107ql^2 \times 1,17 = 0,125ql^2$ ), а в крайних пролетах момент ниже предельных значений ( $0,077ql^2 \times 1,17 = 0,09ql^2$ ). Следовательно, нагрузку крайних пролетов можно увеличить до образования пластического шарнира в пролете. Дополнительную нагрузку определяем из значения дополнительного пролетного момента:

$$\Delta M_{пр} = 0,125ql^2 - 0,09ql^2 = 0,035ql^2, \quad 0,125q^2l^2 = 0,035ql^2,$$

откуда

$$q^2 = 0,28q.$$

Таким образом, нагрузку на эти пролеты можно увеличить только на 45% ( $0,17q + 0,28q = 0,45q = q_2$ ).

В средних пролетах при увеличении загрузки сверх 17% образуется шарнир пластичности на опоре С. Дополнительную нагрузку определяем из соответствующего момента ( $0,125ql^2 - 0,071 \cdot 1,17 = 0,042ql^2$ ), который еще может воспринять это сечение:  $0,125q^3l^2 = 0,042ql^2$ , откуда  $q^3 = 0,34q$ .

При дальнейшем повышении нагрузки на 49% образуются шарниры в середине пролетов. Таким образом, общая нагрузка на эти пролеты может быть увеличена на 100% ( $0,17q + 0,34q + 0,49q = 1,0q$ ).

Подобное повышение нагрузки вполне возможно, если допустить пластическую стадию работы. Необходимо только, чтобы материал конструкции обладал соответствующими пластическими свойствами. Такими свойствами и наделен идеально упругопластический материал и отчасти металл низких марок.

По СНиПу требуется проектировать с учетом перераспределения усилий и железобетонных конструкций, целесообразность применения которых не вызывает возражений. Этого нельзя сказать о возможности практического их проектирования.

Увеличить нагрузку в 2 раза на четырехпролетную балку в действительности нельзя, потому что крайние пролеты разрушаются при меньшей нагрузке ( $1,45q$ ) или будут иметь место значительные деформации неупругого характера. Это объясняется тем, что предельное состояние системы, установленное методом предельного равновесия, не зависит от пластических свойств реальных материалов (металл, железобетон). Поэтому распределение арматуры по расчетным сечениям приводит к значительному неравномерному усилению некоторых из них по отношению к необходимому армированию упругой системы.

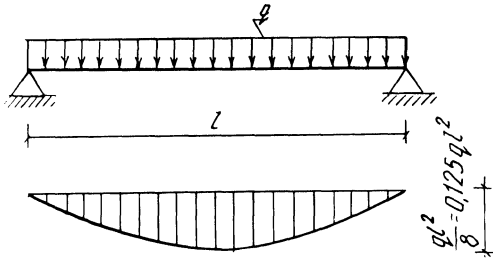


Рис. 2. Однопролетная балка. Эпюра моментов упругой системы.

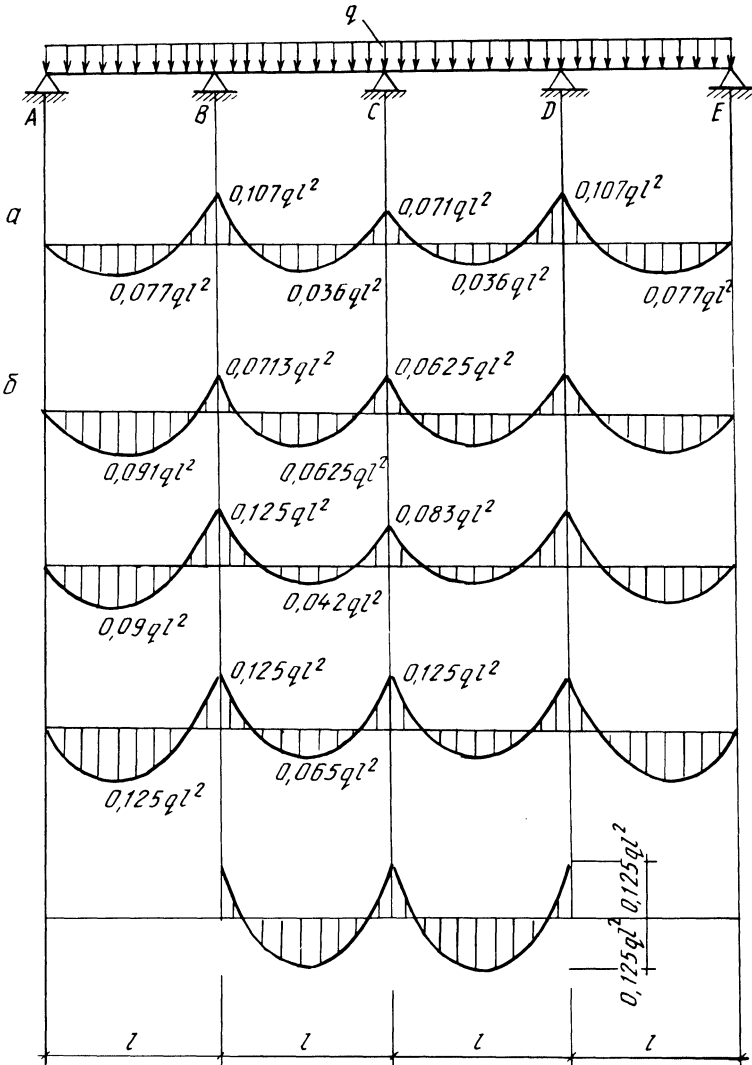


Рис. 3. Многопролетная балка: а — эпюра моментов упругой системы; б — перераспределенная эпюра моментов.

Так, в средних пролетах рассматриваемой балки (рис. 2), армирование почти в 3,5 раза выше, а на второй опоре только на 17%. Такая неравномерность в армировании является причиной значительных пластических деформаций. В связи с этим [ 3 ] требуется проектировать неразрезные балки с равными пролетами на действие равномерно распределенной нагрузки по готовым формулам. На основе последних распределяется арматура по сечениям более равномерно (рис. 3,6).

Однако и в этом случае из-за несоответствия усилий в сечениях их фактическому армированию все равно имеем неравномерно напряженную конструкцию пониженной степени трещиностойкости. Последнее подтверждается результатами экспериментальных исследований [ 4 ]. Поэтому не рекомендуется проектировать железобетонные неразрезные стержневые конструкции по формулам [ 3 ], которые не учитывают реальные пластические свойства материалов (бетона, арматуры) проектируемой конкретной конструкции.

Распределение усилий в стадии эксплуатации рекомендуется приближенно определять при помощи поправочных коэффициентов, на которые умножают опорные моменты многопролетных балок, полученных расчетом упругой системы. По измененным опорным моментам вычисляют пролетные моменты, на которые и проектируют конструкцию.

Таким образом, на первый взгляд, оказывается, что есть практический способ определения усилий в неразрезных балках и имеется возможность рационального их проектирования. Однако, анализ поправочных коэффициентов [ 5 ] показывает, что они больше единицы, а для приближения значений моментов упругой системы к перераспределенным значениям моментов необходимо, чтобы они были меньше единицы. Следовательно, поправочные коэффициенты отрицают правильность формул [ 3 ], исходя из условий эксплуатации. Экспериментальные исследования трехпролетных балок с различными пролетами [ 6 ] показали точность расчета до 30%. Кроме того, необходимо иметь в виду, что действительное распределение усилий в запроектированной по полученным с учетом поправочных коэффициентов значениям моментов будет отличаться от расчетного из-за перераспределения усилий. Степень отличия является вопросом открытым.

Распределение усилий в стадии эксплуатации [ 3 ] можно определить методом последовательных приближений, который сводится к многократным повторениям расчета. Считается, что метод позволяет получить хорошее совпадение расчетных данных с опытными. Точность и надежность этого метода показана как для статического, так и для многократно повторяющегося нагружения [ 7 ]. Однако такие выводы нельзя признать должным образом обоснованными. Так, в ИСиА Госстроя БССР были испытаны четырех (БУ, БП) - и двухпролетные (2БУ, 2БП) балки, армированные из расчета упругой системы (БУ, 2БУ), с учетом полного перераспределения

Т а б л и ц а 1.

Значения моментов в опорных (10) и пролетных (4, 15) сечениях

Марка балки	Сечение	Значения моментов, кНм				Отклонение, в % к М <sup>Р</sup>		
		М <sup>У</sup>	М <sup>а</sup>	М <sup>оп</sup>	М <sup>Р</sup>	М <sup>У</sup>	М <sup>а</sup>	М <sup>оп</sup>
БП <sup>Т</sup>	10	10,1	6,74		9,5	+6,0	-29,0	
	15	3,4	5,91		3,65	-7,0	+62,0	
	10	11,65	6,53	8,3— -8,93	10,7	+9,0	-39	-18 — -22
	15	3,95	6,53	5,34— -5,68	4,38	-10,0	49	22—29
БУ <sup>Т</sup>	10	10,1	10,1		11,0	-8,0	-8,0	
	15	3,4	3,4		3,0	+13,0	13	
БУ	10	11,65	11,65	13,94— -13,53	12,46	-10,0	-6,5	9—12
	15	3,92	4,34	3,02— -3,2	3,65	+7,0	19	+12—-17
2БП <sup>Т</sup>	10	10,14	5,68		9,31	+9,0	-39	
	4	5,67	7,34		5,73	-1,0	28	
2БП	10	12,26	6,7	7,23— -7,88	11,08	+10,0	-40	-29 — -35
	4	6,86	9,3	8,56— -8,81	7,37	7,0	26	16—21
2БУ <sup>Т</sup>	10	10,14	10,1		11,5	-12,0	-12	
	4	5,67	5,67		5,07	+12,0	12	
2БУ	10	12,26	12,25	12,76— -13,21	13,73	-10,0	-11	-4 — -7
	4	6,86	6,7	6,57— -6,73	6,27	+9,0	7	5—7

(БП, 2БП). В табл. 1 приведены значения моментов в опорных (10) и пролетных (4,15 — второй пролет) сечениях, определенных в ходе расчета упругой системы по принятому фактическому и теоретическому (индекс т) армированию по требуемой площади, опытным значениям и расчетным, определенным методом последовательных приближений. Данные свидетельствуют об удовлетворительном совпадении расчетных значений моментов М<sup>Р</sup> только со значениями упругой системы М<sup>У</sup>. В остальных же случаях имеется существенное расхождение.

Следовательно, методом последовательных приближений нельзя определить действительное распределение усилий в железобетонных неразрезных балках, заармированных исходя из требований предельного равновесия. Эти балки наиболее экономичны, но проектирование их является условным и непрактичным. Для разработки практического способа расчета неразрезных балок, позволяющего установить напряженно-деформированное состояние, близкое к действительному в стадии эксплуатации таких конструкций, требуются дальнейшие экспериментально-теоретические исследования.

## ЛИТЕРАТУРА

1. К о з л о в с к и й А.М. Жесткость статически неопределимых железобетонных систем. — В кн.: Строительные конструкции. Минск: ИСиА, 1978, вып. 20, с. 29—34.
2. К о з л о в с к и й А.М. Об условии полной реализации перераспределения усилий в неразрезных балках. — В кн.: Строительные конструкции. Минск: ИСиА, 1976, с. 73—79.
3. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций. — М.: Стройиздат, 1975, с. 61—67.
4. Б о р з е н к о М.М. Распределение усилий в многопролетных железобетонных балках при действии постоянной нагрузки. — В кн.: Строительные конструкции. Минск: ИСиА, 1980, с. 17—21.
5. К р ы л о в С.М. Перераспределение усилий в статически неопределимых железобетонных конструкциях. — М.: Стройиздат, 1964, с. 91—101.
6. Б о р з е н к о М.М. Об исследовании напряженного состояния многопролетных железобетонных балок. — В кн.: Строительные конструкции. Минск: ИСиА, 1978, вып. 20, с. 47—51.
7. М и с л а в с к и й Б.Г. Исследование перераспределения усилий в железобетонных статически неопределимых изгибаемых элементах. — Бетон и железобетон, 1962, № 8, с. 35—37.

УДК 624.072.22.014.25

Ю.С.МАРТЫНОВ, канд.техн.наук,  
А.С.АЛЕКСАНДРОВИЧ (БПИ)

### К ВОПРОСУ О МЕТОДИКЕ СТАТИЧЕСКОГО РАСЧЕТА СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РЕШЕТЧАТЫХ ПОКРЫТИЙ С ОБЪЕДИНЕНИЕМ НА СВАРКЕ

Одним из основных направлений развития теории сооружений в текущей пятилетке является разработка методов расчета зданий как единых пространственных систем [1]. Такой подход предполагает учет совместной работы всех конструктивных элементов системы на различные виды нагрузок и воздействий [2, 3].

Учет пространственной работы здания способствует более достоверному определению возникающих в системе внутренних усилий и деформаций, при этом в ряде случаев с помощью специальных конструктивных мероприятий удастся усилить положительное влияние совместной работы элементов на их технико-экономические показатели. Такой прием был, в частности, использован при разработке сборно-монолитных сталежелезобетонных решетчатых покрытий, которые успешно применяются в промышленном и гражданском строительстве Белоруссии и Украины [4].

Однако указанное конструктивное решение, существенно снижая приведенные затраты по сравнению с затратами на традиционные покрытия, имеет ряд недостатков: наличие "мокрых" процессов, связанных с замоноличиванием шва объединения, и ограниченные возможности использования типовых железобетонных плит. Этих недостатков в значительной степени лишены сталежелезобетонные решетчатые покрытия, в которых совместная работа эле-