

К РАСЧЁТУ ПРОЧНОСТИ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ БАЛОК С ПОЛОГО ОТОГНУТОЙ АРМАТУРОЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Принципы экономичного проектирования железобетонных конструкций во многом определяются выполнением требований по оптимальному распределению арматуры в зависимости от направления внутренних усилий, возникающих от внешних силовых воздействий. На основании общих положений механики железобетона можно констатировать, что отгиб некоторого количества стержней из нижней (растянутой) зоны вблизи опоры, где они не требуются для обеспечения прочности нормальных сечений, в верхнюю, повышает трещиностойкость наклонных сечений, увеличивает сопротивление элемента действию поперечных сил. Благодаря отгибу части арматуры решаются и другие важные вопросы: рассредоточивается напрягаемая арматура по торцу балки, создаётся обжатие бетона опорных частей в вертикальном направлении, уменьшается вероятность образования горизонтальных трещин на её концевых участках, улучшаются технико-экономические показатели конструкции, прежде всего за счёт снижения расхода арматуры на поперечное армирование в виде хомутов и поперечных стержней.

В проблеме сопротивляемости железобетонных элементов поперечным силам принципы рационального поперечного армирования до настоящего времени не сформулированы и, соответственно, не нашли отражения ни в наших отечественных нормах, ни в зарубежных нормативных документах. Ли-

тературные данные о сопротивлении и характере работы предварительно напряжённых железобетонных конструкций с переводом части напрягаемой арматуры из нижней зоны в пролёте в верхнюю на опорах имеют определённую противоречивость [1,2,3], но вместе с тем свидетельствуют о неоспоримости и целесообразности их применения в строительстве [3,4].

В отечественных нормах отгибы отнесены к одному из видов поперечного армирования и в общее условие прочности наклонных сечений по поперечной силе введена вертикальная составляющая усилий в отогнутой арматуре ($R_{s.w} \cdot A_{s.inc} \cdot \sin \alpha$). Однако влияние отгибов в некоторых случаях нормами не раскрыто. Так, при погонном усилии в

$$q_{sw} < q_{sw.min} = \frac{[\varphi_{b4} \cdot (1 + \varphi_n + \varphi_f) \cdot R_{bt} \cdot b]}{2}$$

хомутов независимо от наличия отгибов несущая способность оценивается как элемента без поперечной арматуры (хомутов). Однако, при наличии полого отогнутой арматуры (арматуры, пересекающей всю зону среза) во многих случаях создаётся возможность либо полностью отказаться от ортогональной поперечной арматуры, либо довести её количество до минимального, назначаемого по конструктивным соображениям

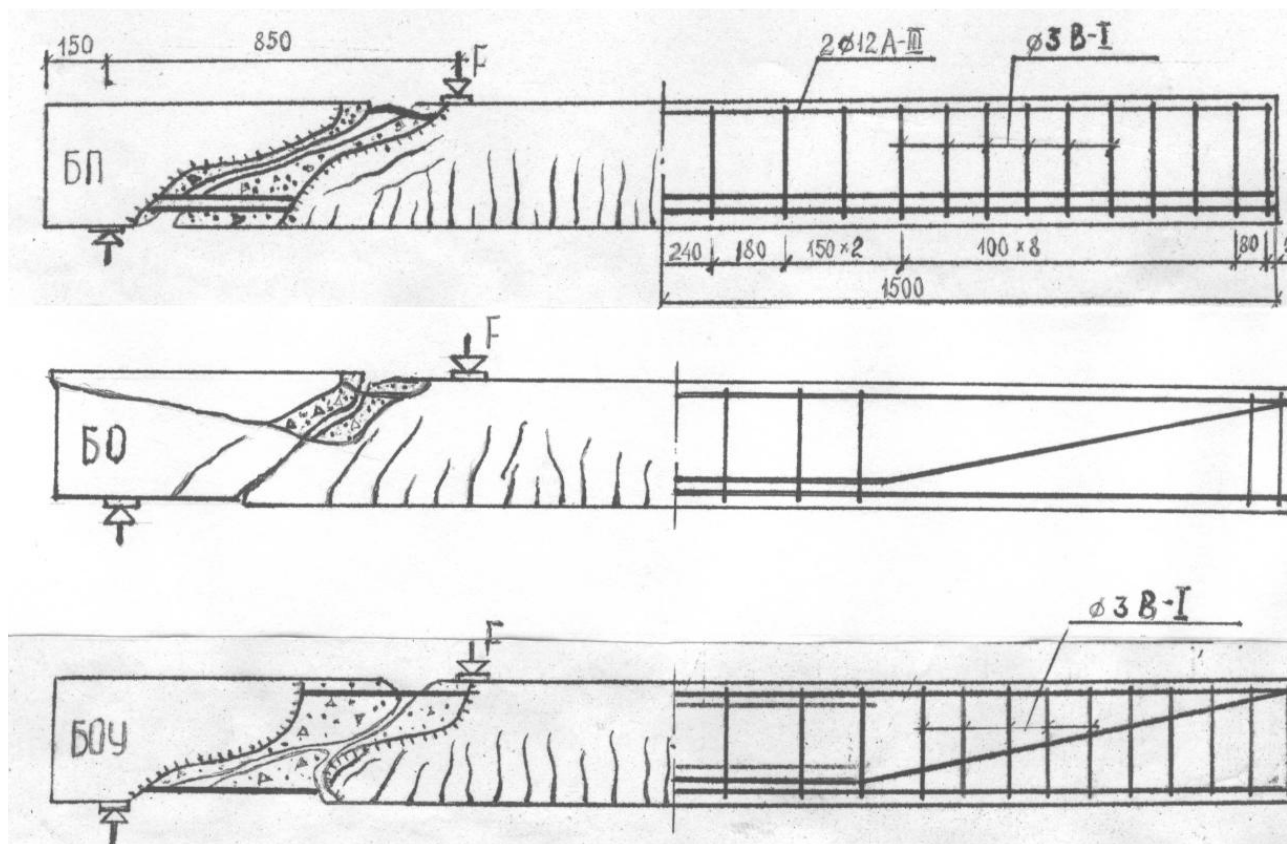


Рисунок 1. Конструкция, характер трещинообразования и разрушения опытных балок

Малиновский Василий Николаевич. К.т.н., доцент каф. строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская 267.

Серия балок	R МПа	R_{bt} МПа	Преднапряжение стержней МПа		Опытная разрушающая нагрузка, Q_{fail} кН	Расчётная поперечная сила, кН, подсчитанная по формулам							
						СНиП 2.03.01-84				с учётом нагельного эффекта		СНБ 5.03.01-98	
						$Q = \varphi_{b4}(1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} b h_0^2 / C$		$Q = Q_b + Q_{sw} + Q_{s.inc}$		$Q = Q_b + Q_{sw} + Q_{s.inc} + Q_s$			
						Верхнего ряда	Нижнего ряда	Q_b	Q_b / Q_{fail}	Q	Q / Q_{fail}	Q	Q / Q_{fail}
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
БП	65,0	2,88	584	598	130	47,6	0,37	102,7	0,79	138,0	1,06	147,0	1,13
БО	64,6	2,79	604	612	120	46,6	0,38	108,2	0,90	133,1	1,11	215,4	1,8
БОУ	64,0	2,78	605	610	160	46,0	0,29	147,2	0,92	183,6	1,15	230,0	1,44

Примечание: В таблице приведены экспериментальные данные для одной из балок каждой серии.

или условиями создания преднапряжения в самоупрочнённых железобетонных конструкциях.

Экспериментально-теоретические исследования, результаты которых приведены ниже, позволили выявить определённые, имеющие важное значение для расчёта и проектирования конструкций, особенности сопротивления изгибу с поперечной силой предварительно напряжённых балок с отогнутой арматурой при отсутствии или малом количестве вертикальных стержней. Опыты проводились на предварительно напряжённых балках из высокопрочного бетона классов В60-В70 длиной 300 см (расчётный пролёт 270 см) с поперечным сечением $b \times h = 10 \times 30$ см. В качестве рабочей принята арматура – 4 стержня $\varnothing 14$ мм из стали класса А-IV, для которой $\sigma_{02} = 720$ МПа, $\sigma_B = 1104$ МПа. Процент армирования средней части балки составил 2,4%. В сжатой зоне устанавливалась напрягаемая арматура в количестве 2 $\varnothing 12$ А-III. Расположение рабочей арматуры двухрядное с рабочей высотой $h_0 = 25$ см. В балках серии БП, являющимися контрольными, все четыре рабочих стержня имели прямолинейное очертание, в балках серии БО и БОУ стержни верхнего ряда в третья пролёта переводились из нижней зоны к верхней грани опорного сечения под углом 12°. Поперечное армирование в виде двух поперечных стержней $\varnothing 3$ мм из проволоки класса В-1 с шагом 100 мм в сечениях опорной зоны ($q_{sw} = 3.08$ МПа, $q_{sw.min} = 14.0$ МПа) предусмотрено в балках БП и БПУ. В балках БО поперечное армирование в зоне среза отсутствовало. Конструктивное решение опытных балок приведено на рис.1.

Испытание проводилось по схеме простой балки на двух опорах, загрузке осуществлялось двумя сосредоточенными силами, прикладываемыми в сечениях, где начинался перегиб стержней; «пролёт среза» при этом составлял $a = 85$ см, $a/h_0 = 3.4$.

Характер трещинообразования на начальных стадиях во всех опытных балках был одинаков (рис.1): вначале образовались нормальные трещины в зоне чистого изгиба, затем нормальные трещины возникли на небольшом участке приопорной зоны, слегка искривляясь с повышением нагрузки в сторону сосредоточенного груза. На последующих этапах нагружения в балках БО наклонные трещины, являясь продолжением нормальных трещин, дойдя до отогнутой армату-

ры в своём развитии тормозились. На этапах нагружения, предшествующих разрушению балки, наклонные трещины образовывались выше и ниже отогнутой арматуры и при подходе к ней развивались вдоль балки, не пересекая или пересекая с меньшей шириной раскрытия отогнутую арматуру.

Наличие незначительного количества поперечной арматуры (балки БОУ) сдерживало распространение наклонных трещин вдоль балки и повысило сопротивление балок БОУ изгибу с поперечной силой. После образования в средней трети высоты сечения критической наклонной трещины потребовалось увеличить нагрузку ещё на 80 кН, чтобы довести элемент до разрушения.

На ступенях нагружения, предшествовавших исчерпанию несущей способности, в балках БП в средней части высоты сечения, вблизи верхних предварительно напряжённых стержней, образовались наклонные трещины, которые сразу получили развитие по направлению «опора – пролётный груз». Однако, дальнейшее их продвижение приостанавливалось при подходе к сжатой зоне сверху и арматурному поясу внизу. Требовалось 2-3 ступени нагружения (40-60 кН), чтобы довести элемент до разрушения.

Исчерпание несущей способности опытных балок БП, БО и БОУ произошло по сдвиговому механизму при суммарной нагрузке соответственно 260, 240 и 320 кН. Следует отметить, что механизм разрушения предварительно напряжённых балок с прямолинейной арматурой отличается от модели, которая, например, нормами положена в основу расчёта несущей способности. В опытах имела место сдвиговая форма перемещения двух, разделённых наклонной трещиной, частей балки со срезом сжатой зоны сечения и изгиба продольной арматуры. В этом случае в сопротивлении балки действию поперечной силы значительную роль играет «нагельный эффект» и силы зацепления бортов магистральной наклонной трещины. В балках БО и БОУ в восприятии поперечной силы участвуют отогнутая арматура и поперечные стержни, пересечённые наклонной трещиной, так как магистральная наклонная трещина, появившаяся в средней части высоты сечения, при дальнейшем увеличении нагрузки развивалась более устойчиво и выходила на нижнюю грань балки перед разрушением.

Для более точной количественной оценки прочности наклонных сечений элементов с полого отогнутой арматурой, для которых $q_{sw} < q_{sw.min}$, в таблице 1 приведены результаты расчётного анализа несущей способности наклонных сечений

опытных балок по СНиП 2.03.01.-84 как для элементов без поперечной арматуры (графа 7) и по зависимостям, приведенным в нормах в общем виде (графа 9), а также по методике [6] с учётом нагельного эффекта арматуры (графа 11) и по предложениям проекта норм СНБ 5.03.01-98, основанных на нормативных документах PrPN-B-03264 и DIN1045-1.[7] (графа 13). Расчётные значения несущей способности наклонных сечений подсчитаны при значении «С», принятым равным пролёту среза, с использованием реальных прочностных характеристик бетона R_{bt} и расчётного сопротивления отогнутой арматуры $R_s = \sigma_{b2}$. Данные опытов [5] подтверждают интенсивность возрастания напряжений в отогнутой арматуре, начиная со стадий загрузки соответствующих образованию наклонных трещин.

Значения несущей способности наклонных сечений по поперечной силе, подсчитанные по зависимостям, приведенным в проекте СНБ 5.03.01-98, являются приемлемыми только для балок с прямолинейной арматурой и, вероятно, при больших углах наклона отгибов. Наиболее близко к результатам экспериментов оценивается прочность наклонных сечений балок с полого отогнутой арматурой и при отсутствии или малом коэффициенте поперечного армирования по условию, представленному в СНиП 2.03.01-84 в виде $Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{s.inc}$ с учётом реальных прочностных характеристик бетона R_{bt} и арматуры R_s .

ВЫВОДЫ

При оценке несущей способности наклонных сечений балок без ортогональной поперечной арматуры или при минимальном количестве её, соответствующей условию $q_{sw} < q_{sw.min}$, на действие поперечных сил следует учитывать усилие в бетоне, определяемое по СНиП 2.03.01.-85, усилие в хомутах, а также вертикальную составляющую в отгибах.

УДК 691.620.1

Никитин В.И.

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ДОЛГОВЕЧНОСТИ ПОВЕРХНОСТНЫХ СЛОЕВ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

Элементы зданий и сооружений, подвергающиеся непосредственному воздействию окружающей среды, нуждаются в довольно частых текущих и капитальных ремонтах. Наиболее короткие сроки службы характерны для защитно-отделочных слоев, кровель и других конструктивных элементов зданий. В результате эксплуатация зданий сопровождается чередой мелких и крупных ремонтов. Поэтому прогнозирование долговечности используемых в конструкциях строительных материалов для планирования последующих ремонтов является важной и достаточно сложной проблемой.

1. ПОДХОДЫ К РЕШЕНИЮ ЗАДАЧИ

Задачи прогноза могут решаться на основе математических моделей, построенных с использованием структурного (теоретического) или эмпирического подходов. Структурный подход предполагает раскрытие схемы механизма процесса деградации материала в реальных условиях. Действующие на молекулярном уровне механизмы деградации изменяются в зависимости от вида материала и условий окружающей среды. Применительно к материалам ограждающих конструкций основная деградация происходит вследствие совместного действия температуры и влаги, гидrolитического и радиаци-

онного повреждения. Поэтому в схеме процесса деградации должны содержаться представления о взаимном влиянии переноса тепла, вещества и химизма соответствующих реакций.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Леонгардт Ф. Предварительно напряжённый железобетон. – М.: Стройиздат 1983.
2. Михайлов В.В. Предварительно напряжённые железобетонные конструкции: Теория, расчёт и подбор сечений. – М.: Стройиздат 1978.
3. Сасонко Л.В. Исследование изгибаемых предварительно напряжённых конструкций с отогнутой арматурой: Автореф. дис. на соиск. учёной степени канд. техн. наук. – М., 1974.
4. Чупак И.М. Работа железобетонных балок с отогнутой преднапрягаемой арматурой// Совершенствование строительных конструкций и строительного производства. – Кишинёв: Штиинца. – 1984.
5. Рочняк О.А., Малиновский В.Н. Прочность балок с отогнутой стержневой арматурой при действии поперечных сил// Бетон и железобетон. – 1985. – N5. с. 33-34.
6. Малиновский В.Н., Зинов К.А. Расчёт прочности железобетонных элементов по наклонному сечению на действие поперечной силы с учётом нагельного эффекта в арматуре// Современные строительные конструкции. Проблемы и перспективы: Сб. трудов. – Брест: БрПИ, 1995, - с. 28-32.
7. Кондратчик Н.И., Кондратчик А.А. О методике расчёта наклонных сечений, предусмотренной в проекте СНБ 5.03.01-98// «Вестник БПИ – Строительство и архитектура» N1, 2000 с. 29-32.

онного повреждения. Поэтому в схеме процесса деградации должны содержаться представления о взаимном влиянии переноса тепла, вещества и химизма соответствующих реакций.

Если такую схему записать на языке математики, то получается некая математическая модель (обычно в виде системы уравнений), в которую первоначально входят неизвестные параметры (коэффициенты). Для определения этих параметров на физических моделях или оригинале ставят эксперимент, результаты которого позволяют получить окончательную модель, используемую в целях прогноза.

Для большинства строительных материалов прогнозирование их долговечности в реальных условиях на основе математических моделей, полученных с помощью структурного подхода, представляет пока значительную сложность. Поэтому при построении математических моделей для прогнозирования часто целесообразно использовать эмпирический подход. Эмпирические модели строятся по результатам испытаний физических моделей изучаемого объекта обычно в лабораторных условиях, которые в какой-то мере имитируют реальные условия. При выполнении таких довольно длительных и трудоемких испытаний много условностей, связанных с несовершенством методик лабораторных экспериментов,

Никитин Вадим Иванович. К.т.н., профессор каф. строительной механики Брестского государственного технического университета.

Беларусь, БГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская 267.