

УДК 624.012.46.046

РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ, ЖЕСТКОСТИ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ, УСИЛЕННЫХ СОЗДАНИЕМ НЕРАЗРЕЗНОСТИ*доктор техн. наук, профессор Д.Н. ЛАЗОВСКИЙ, А.П. ЖУКЬЯН*

Разработана методика расчета прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных плит перекрытий, усиленных созданием неразрезности, учитывающая нелинейные свойства железобетона, напряженно-деформированное состояние (НДС) до усиления, деформативность бетона сжатой зоны шва на неразрезных опорах.

Развитие строительной отрасли в предстоящем столетии направлено на увеличение доли реконструкции гражданских и промышленных зданий и сооружений по сравнению с новым строительством. В связи с этим приобрели особую значимость рациональность принимаемых способов восстановления и усиления конструкций, а также обоснованная методика их расчета.

Значительную долю в общей массе железобетонных конструкций составляют плиты перекрытий и перекрытий, которые могут не удовлетворять предъявляемым в процессе реконструкции требованиям по прочности, жесткости, трещиностойкости и подлежат усилению.

К настоящему времени для их усиления используются различные приемы. Широко распространенным методом усиления плит перекрытий является наращивание сечений путем устройства набетонки в сжатой зоне. Одновременно с наращиванием при усилении возможно повышение степени внешней статической неопределимости путем создания неразрезности, которое осуществляется установкой дополнительной надпорной арматуры.

После набора бетоном наращивания проектной прочности происходит замыкание шарниров на неразрезных опорах, конструкция превращается в статически неопределимую систему, в которой происходит перераспределение усилий вследствие наличия существующих трещин до усиления и образования новых, а также вследствие развития неупругих деформаций в бетоне и арматуре. Для учета перераспределения внутренних усилий используется метод предельного равновесия, который неприменим для оценки работы усиленной конструкции на различных стадиях ее загрузки, так как рассматривает конструкцию в предельном состоянии и не учитывает напряженно-деформированного состояния конструкции до усиления.

На момент усиления плиты перекрытий находятся в напряженно-деформированном состоянии, вызванном нагрузками на конструкцию, минимальной из которых является ее собственный вес, составляющий 25 – 30 % от разрушающей нагрузки, и вес свежешулаженного бетона при проведении работ по устройству наращивания. Для учета напряженно-деформированного состояния до усиления при расчете прочности и жесткости усиленных созданием неразрезности железобетонных конструкций используется принцип суперпозиций в классической постановке, который справедлив только для линейно деформируемых систем.

Сборность конструкции, усиленной созданием неразрезности, в свою очередь, накладывает свои особенности на прочность, жесткость и трещиностойкость образованной после усиления статически неопределимой системы. Величина шва на неразрезных опорах между усиливаемыми плитами перекрытий является переменной, при этом для замоноличивания применяются бетоны с прочностными и деформационными характеристиками, которые могут существенно отличаться от бетона усиливаемой конструкции.

Для решения этих вопросов были проведены экспериментально-теоретические исследования с разработкой методики расчета прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных плит перекрытий, усиленных созданием неразрезности, учитывающей напряженно-деформированное состояние конструкции до усиления, деформативность бетона шва на неразрезных опорах, нелинейность деформирования образованной после усиления статически неопределимой системы.

Предлагаемый метод, позволяющий учитывать вышеотмеченные особенности работы усиленной конструкции, основан на использовании метода конечных элементов (МКЭ) в форме перемещений в сочетании с деформационной моделью сечений.

В рамках предлагаемой расчетной модели для определения НДС усиленной под нагрузкой конструкции выделяются два этапа:

1. Определение напряженно-деформированного состояния конструкции до усиления с учетом нагрузки от собственного веса усиливаемой конструкции и бетона наращивания.

2. Определение напряженно-деформированного состояния усиленной конструкции с учетом измененной расчетной схемы.

Железобетонные плиты покрытий и перекрытий на каждом этапе расчета представляются совокупностью стержневых конечных элементов (КЭ), имеющих ступенчато-переменную жесткость. На первом этапе расчета принимается первоначальная расчетная схема (рис. 1, а) при действии нагрузки $P(t)$ и определяется напряженно-деформированное состояние конструкции до усиления:

$$[B_{P(t)}] \cdot [U_{P(t)}] = [F_{P(t)}], \quad (1)$$

где $[B_{P(t)}]$ – матрица жесткости конструкции до усиления при действии нагрузки $P(t)$; $[U_{P(t)}]$ – вектор узловых перемещений конструкции до усиления; $[F_{P(t)}]$ – вектор узловых усилий конструкции до усиления, соответствующих узловым перемещениям.

Матрица жесткости конструкции $[B_{P(t)}]$ формируется на основе физических жесткостей, определяемых для каждого КЭ системы. В расчетной модели для преодоления нелинейности используется шаговый метод последовательных нагружений. Процесс разбития нагрузки на порции (шаги) может соответствовать реальному режиму нагружения конструкции или быть условным. Процедура шагового нагружения используется для уточнения матрицы жесткости каждого КЭ, а затем – и матрицы жесткости всей конструкции. Поэтапное приращение внешней нагрузки сглаживает процесс изменения жесткости сечений и в результате получается гарантированная сходимости процесса [1]. Матрица жесткости конструкции на каждом этапе нагружения определяется через узловые перемещения, полученные на предыдущем этапе. Таким образом, решение нелинейной системы определяется в виде некоторой сходящейся последовательности решения линейных задач.

В результате нелинейного расчета на первом этапе получаем фактическое напряженно-деформированное состояние всех конечных элементов до усиления, результатом расчета являются фактические усилия (рис. 1, б), действующие в элементах, и прогибы (рис. 1, в).

Переход ко второму этапу расчета осуществляется путем наложения дополнительных связей на промежуточных опорах. Результаты расчета на первом этапе являются исходными данными для второго этапа расчета (массивы перемещений и внутренних усилий).

На втором этапе расчета рассматривается усиленная конструкция с измененной расчетной схемой с учетом замыкания шарниров на промежуточных опорах при действии нагрузки $P(t) + P_{ad}(t)$ (рис. 2, а). По неразрезной схеме будет перераспределяться только нагрузка, приложенная после усиления. Поэтому на втором этапе при формировании зависимости (1) рассматривается только нагрузка $P_{ad}(t)$. Связь между вектором узловых перемещений и вектором внутренних усилий, соответствующим узловым перемещениям после усиления при действии нагрузки $P_{ad}(t)$, выражается зависимостью

$$[B_{P(t)+P_{ad}(t)}] \cdot [U_{P_{ad}(t)}] = [F_{P_{ad}(t)}], \quad (2)$$

где $[B_{P(t)+P_{ad}(t)}]$ – матрица жесткости усиленной конструкции при действии нагрузки $(P(t) + P_{ad}(t))$; $[U_{P_{ad}(t)}]$ – вектор узловых перемещений усиленной конструкции при действии нагрузки $P_{ad}(t)$; $[F_{P_{ad}(t)}]$ – вектор узловых усилий усиленной конструкции, соответствующих узловым перемещениям при действии нагрузки $P_{ad}(t)$.

На каждом шаге нелинейного расчета усиленной конструкции внутренние усилия, действующие в элементах, и прогибы определяются по формулам:

$$[F_j] = F_{P(t)} + F_{jP_{ad}(t)}; \quad (3)$$

$$[U_j] = U_{P(t)} + U_{jP_{ad}(t)}, \quad (4)$$

где $[U_j]$ – вектор узловых перемещений усиленной конструкции при действии нагрузки $(P(t) + P_{j_{ad}}(t))$;

$[F_j]$ – вектор узловых усилий усиленной конструкции, соответствующих узловым перемещениям при действии нагрузки $(P(t) + P_{j_{ad}}(t))$.

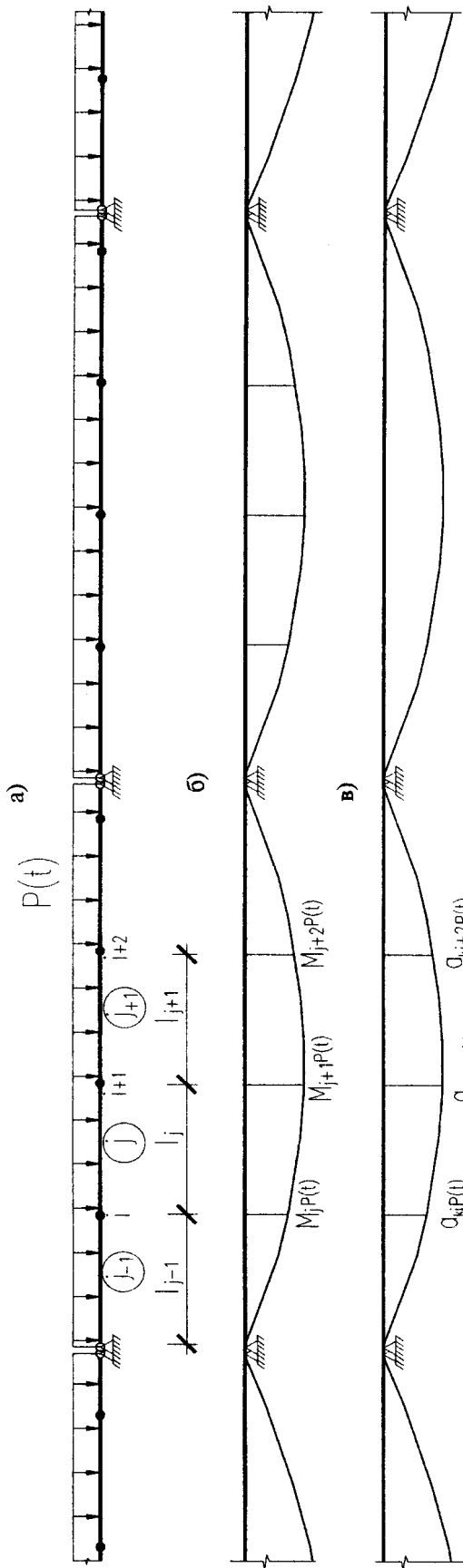


Рис. 1. Расчетная схема конструкции до усиления (а), эпюра изгибающих моментов (б), эпюра перемещений (в)

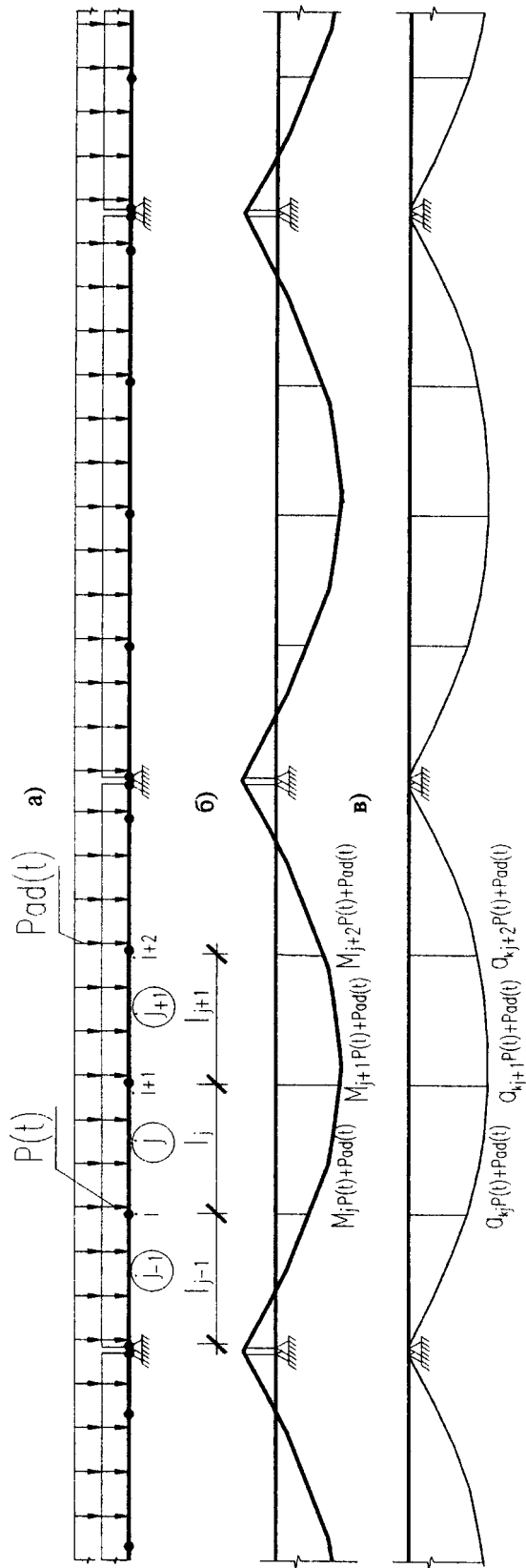


Рис. 2. Расчетная схема усиленной конструкции (а), эпюра изгибающих моментов (б), эпюра перемещений (в)

В процессе нагружения конструкции матрица жесткости каждого конечного элемента и всей конструкции в целом, связывающая внутренние усилия и компоненты деформаций, изменяется вследствие неупругих свойств бетона и арматуры, которые проявляются при образовании и развитии трещин.

В настоящее время для учета нелинейной работы материалов конструкции при расчете как обычных, так и усиленных железобетонных элементов широкое распространение получила деформационная модель с использованием диаграмм «напряжение – деформация» [2]. Деформационная модель позволяет рассчитывать железобетонные элементы произвольной формы поперечного сечения как обычные, так и предварительно напряженные, позволяет определять напряженно-деформированное состояние выделенного сечения от загрузки до исчерпания несущей способности. Произвольный конечный элемент представляет собой не сечение с трещиной, а осредненное сечение определенного объема бетона, охватывающего несколько блоков между трещинами [3, 4], для которых справедлива гипотеза плоских сечений в постановке В.И. Мурашева – Я.М. Немировского для средних продольных деформаций растянутой и сжатой зон. Для определения изгибной жесткости конечных элементов используется процедура численного интегрирования по высоте сечения. Изгибная жесткость B при заданном внешнем усилии произвольного конечного элемента до усиления можно представить в виде

$$B = \sum_{i=1}^k E_i A_i \cdot (y_0 - y_i)^2, \quad (5)$$

где A_i и y_i – соответственно площадь сечения и расстояние от выбранной оси до центра тяжести i -того элементарного слоя; y_0 – расстояние от выбранной оси до центра изгиба (центра тяжести) сечения; E_i – секущий модуль деформации i -того элементарного слоя; k – количество элементарных площадок в сечении.

Проведенные многочисленные расчеты, а также исследования [1] показывают, что решающее значение на изменение жесткостных характеристик сечений оказывает процесс трещинообразования. При достижении напряжениями значений, при которых образуются трещины, происходит разрыв сплошности материала, что вызывает резкое возрастание кривизны, выключение из работы части треснувшего бетона и соответственно снижение жесткости элемента. Использование расчетных моделей, в которых жесткость железобетонных элементов определяется по эмпирическим формулам с учетом наличия либо отсутствия трещин, не отражает фактическую картину изменения жесткостных характеристик сечения. Как уже отмечалось в работе [1], модель деформирования железобетона является неаналитической моделью, и функция жесткости может иметь разрывы первого рода на границе сплошной и трещиноватой зон. В качестве примера приведем зависимость «изгибающий момент – изгибная жесткость» для изгибаемого предварительно напряженного железобетонного элемента (рис. 3). Как видно из приведенного графика, жесткость сечения как до, так и после образования трещин не является величиной постоянной. Поэтому использование зависимости (5) позволяет проследить за фактическим изменением жесткости сечения от момента изготовления конструкции до исчерпания ее несущей способности.

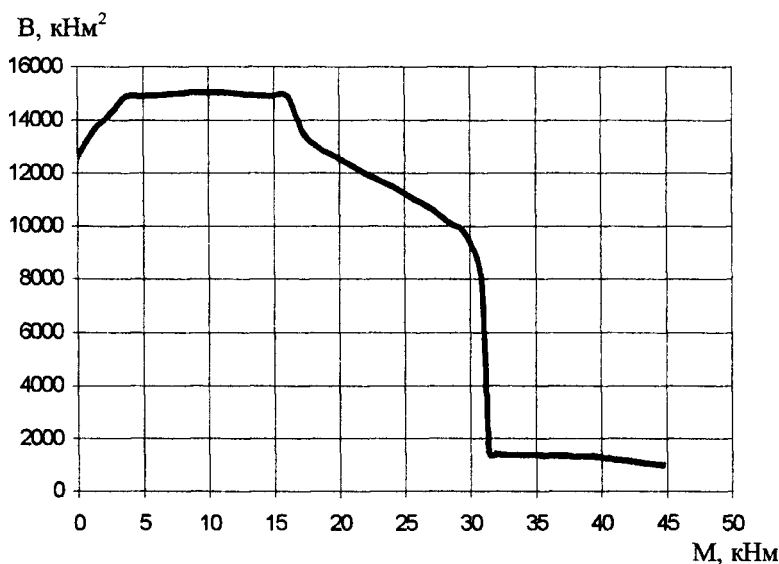


Рис. 3. Зависимость «изгибающий момент – изгибная жесткость» для изгибаемого предварительно напряженного железобетонного элемента

Исходными данными для построения зависимости «изгибающий момент – изгибная жесткость» для сечений усиленной конструкции является уровень нагружения конструкции до усиления, который включает величину изгибающего момента в сечении, при котором производится усиление, а также распределение напряжений и деформаций по высоте усиливаемого сечения.

Для определения изгибной жесткости усиленного сечения также используется процедура численного интегрирования по высоте сечения. Исходя из условия равновесия, гипотезы плоских сечений и зависимости между деформациями и напряжениями для элементарных слоев основного и дополнительного сечений при заданном усилии от внешней нагрузки в результате итерационного процесса определяются кривизна и центр изгиба основного сечения, а также кривизна и центр изгиба дополнительного сечения.

С учетом найденных относительных деформаций слоев конструкции, используя зависимость $\sigma = f(\varepsilon)$, определяем секущий модуль деформации E_i i -того элементарного слоя основного сечения и секущий модуль деформации E_{adj} j -того элементарного слоя бетона наращивания.

Для определения жесткости усиленного наращиванием сечения определяется центр тяжести (изгиба) приведенного сечения:

$$y_{red} = \frac{\sum_{i=1}^k E_i \cdot A_i \cdot y_i + \sum_{j=1}^m E_{adj} \cdot A_{adj} \cdot y_{adj}}{\sum_{i=1}^k E_i \cdot A_i + \sum_{j=1}^m E_{adj} \cdot A_{adj}} \quad (6)$$

Изгибная жесткость B_{ad} усиленного наращиванием элемента определяется суммированием жесткостей каждого элементарного слоя, найденных относительно центра тяжести приведенного сечения:

$$B_{ad} = \sum_{i=1}^k E_i A_i \cdot (y_{red} - y_i)^2 + \sum_{j=1}^m E_{adj} \cdot A_{adj} \cdot (y_{red} - y_j)^2, \quad (7)$$

где A_{adj} – площадь сечения j -того элементарного слоя бетона наращивания.

На образованных после усиления плит перекрытия неразрезных опорах сжатая зона состоит из бетона основной (усиливаемой) конструкции и бетона замоноличивания (наращивания). При этом ширина шва между усиливаемыми изгибаемыми элементами является переменной. Устройство наращивания и замоноличивание швов на неразрезных опорах выполняется бетоном одного состава, прочностные и деформационные характеристики которого могут отличаться от бетона усиливаемой конструкции.

Для моделирования работы бетона сжатой зоны при наличии шва были изготовлены призмы размером $150 \times 150 \times 600$ мм, состоящие из элементов основного бетона и бетона замоноличивания шва (рис. 4). В качестве варьируемых факторов были приняты: ширина шва Δ (20 мм, 90 мм, 200 мм) и призмная прочность бетона замоноличивания (15,6; 23,9; 39,5 МПа). Были изготовлены и испытаны по три призмы-близнеца каждой серии. Дополнительно для определения характеристик бетона замоноличивания шва были изготовлены призмы $150 \times 150 \times 600$ мм также по три образца для каждой серии.

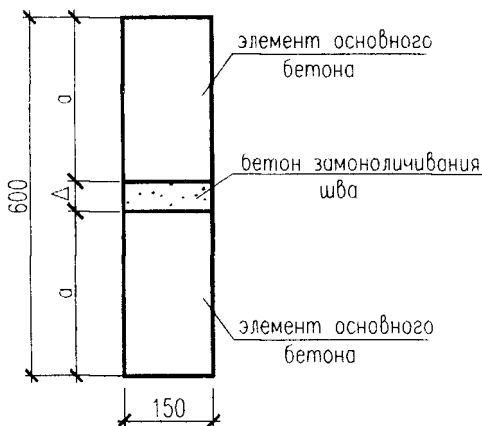


Рис. 4. Конструкция опытных призм

Проведенные испытания показали, что опытные призмы со швами шириной 20 мм независимо от прочностных характеристик бетона замоноличивания разрушились как монолитные призмы. При равнопрочных характеристиках бетона замоноличивания и основного бетона (образцы II серии) со швами 90 и 200 мм также отмечен характер разрушения образцов как монолитных призм.

При исследовании призм I серии со швами 90 и 200 мм, для которых прочностные характеристики бетона замоноличивания ниже прочностных характеристик элементов основного бетона, отмечено разрушение бетона замоноличивания без разрушения основного бетона.

При исследовании призм III серии со швами 90 и 200 мм, для которых прочностные характеристики бетона замоноличивания выше прочностных характеристик элементов основного бетона, отмечено только разрушение основного бетона верхней либо нижней части призмы.

На рис. 5, 6 представлены экспериментально полученные зависимости прочности опытных образцов от ширины шва и прочности бетона замоноличивания.

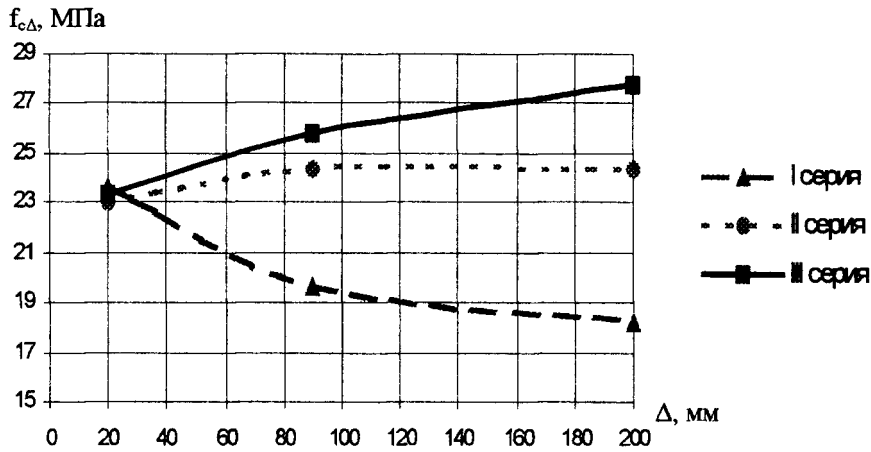


Рис. 5. Зависимость прочности опытных образцов от величины шва

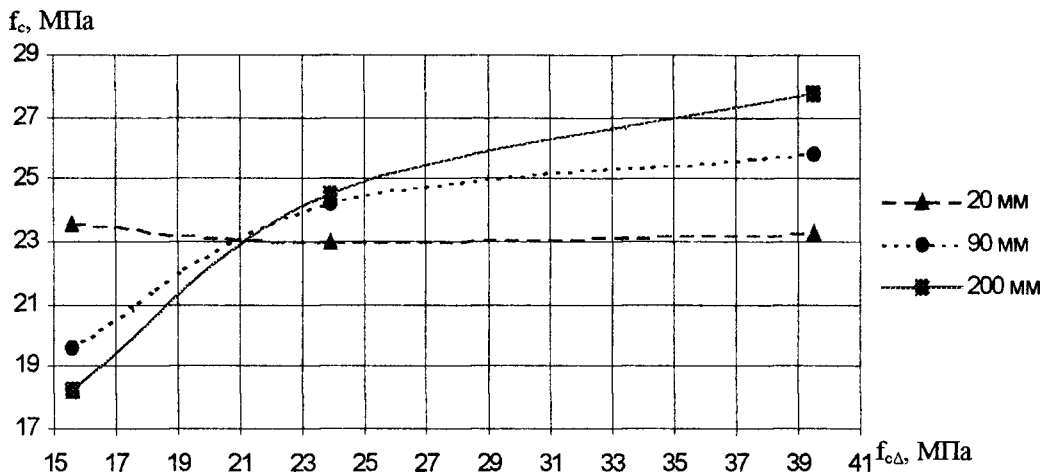


Рис. 6. Зависимость прочности опытных образцов от прочностных характеристик бетона замоноличивания шва

Проведенные экспериментальные исследования свидетельствуют о повышенной деформативности призм со швами всех серий по сравнению с их монолитными аналогами. Инструментальные измерения деформаций по высоте призмы показали, что наибольшей деформативностью обладает контактная зона шва, при этом деформации контактной зоны превышают деформации основного бетона на начальных этапах нагружения в 30 – 50 раз, при уровне напряжений $(0,1 \dots 0,7)\sigma_{\max}$ – в 7 – 11 раз (рис. 7).

Повышенная деформативность контактной зоны шва объясняется наличием структурных микротрещин в окаменевшем цементно-песчаном растворе по границе основного бетона и бетона замоноличивания [5]. По контактной зоне при замоноличивании происходит разрыв сплошности скелета крупного заполнителя, что приводит к образованию по контактной зоне структуры бетона, состоящей только из цементно-песчаного геля. Вследствие значительного отсоса воды основными элементами из бетона замоноличивания при его твердении в составе сборной призмы происходит снижение прочностных характеристик и соответственно увеличение деформативности контактных слоев бетона замоноличивания, непосредственно прилегающих к основному бетону [5].

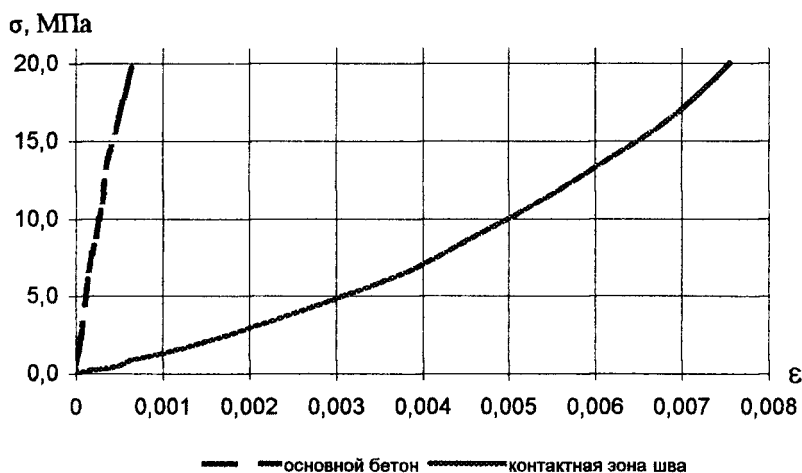


Рис. 7. Зависимость « $\sigma - \epsilon$ » для основного бетона и контактной зоны шва

Для получения диаграмм деформирования призм со швами проводилась статистическая обработка экспериментальных данных. Методом регрессионного анализа была построена зависимость модуля деформаций от ширины шва Δ и его прочностных характеристик. Статистическая обработка полученных данных проводилась с использованием программы «СТАН», с помощью которой была построена полиномиальная модель модуля деформаций.

В натуральных обозначениях факторов после удаления незначимых коэффициентов модель имеет вид:

$$E_{cm\Delta} = 19000 - 268 \cdot \Delta + 489 \cdot f_c + 4.067 \cdot \Delta \cdot f_c + 0.603 \cdot \Delta^2, \quad (8)$$

где $E_{cm\Delta}$ – модуль деформаций, МПа; Δ – ширина шва, мм; f_c – прочность бетона замоноличивания, МПа.

Полученная полиномиальная модель (8) справедлива при ширине шва 20...200 мм и прочностных характеристиках бетона замоноличивания 15,6...39,5 МПа.

Анализ эпюры моментов усиленной конструкции позволяет выделить в каждом пролете три характерных участка (рис. 8).

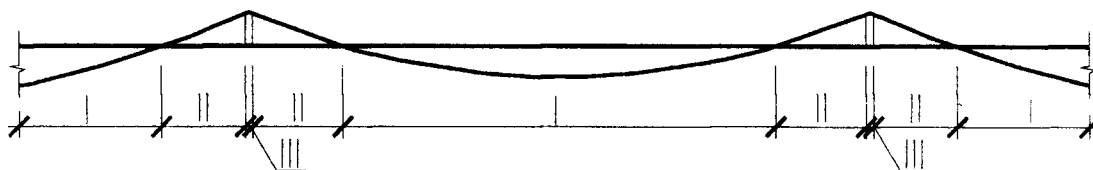


Рис. 8. Схема характерных участков при определении жесткостных характеристик сечений усиленной конструкции

Для I участка в сечениях элементов конструкции как до, так и после усиления изгибающий момент имеет положительный знак. На рис. 9 приведены зависимости «изгибающий момент – изгибная жесткость» для изгибаемого железобетонного элемента, усиленного наращиванием бетона в сжатой зоне в зависимости от уровня нагружения конструкции до усиления. При проведении теоретических исследований установлено, что жесткость сечений усиленной конструкции после образования трещин не зависит от предыстории загрузки конструкции до усиления. Уровень загрузки конструкции до усиления оказывает влияние на момент образования трещин в усиленной конструкции.

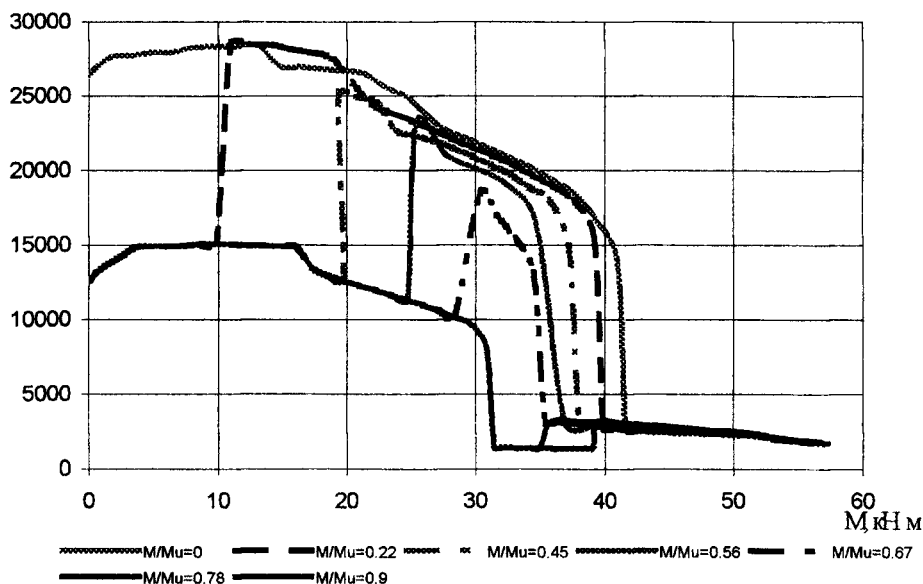
$B, \text{кНм}^2$ 

Рис. 9. Зависимость «изгибающий момент – изгибная жесткость» для изгибаемого железобетонного элемента, усиленного наращиванием в сжатой зоне:
M – изгибающий момент в сечении конструкции в момент усиления;
Mu – несущая способность конструкции до усиления

Для III участка жесткостные характеристики определяются по зависимости (5), при этом для бетона сжатой зоны используются диаграммы деформирования с учетом корректировки модуля деформаций по формуле (8) в зависимости от ширины шва и его прочностных характеристик.

При проведении экспериментальных исследований плит перекрытий, усиленных созданием неразрезности, установлено, что на неразрезной опоре первая нормальная трещина образуется по бетону шва. При дальнейшем нагружении конструкции нормальные трещины образуются симметрично в обе стороны от первой трещины. Увеличение ширины раскрытия нормальных трещин вызвано повышенной деформативностью бетона сжатой зоны шва на неразрезных опорах.

На основании проведенных экспериментально-теоретических исследований можно сделать следующие выводы:

1. Разработана на основе метода конечных элементов методика расчета прочности и жесткости железобетонных плит перекрытий, усиленных созданием неразрезности, учитывающая нелинейные свойства железобетона, предысторию загрузки, деформативность бетона сжатой зоны шва на неразрезных опорах.

2. По результатам численного эксперимента получены данные о влиянии процента армирования опорного сечения, уровня загрузки конструкции до усиления, прочностных характеристик бетона наращивания на прочность и жесткость усиленных созданием неразрезности железобетонных плит перекрытий.

3. Получены экспериментальные данные о влиянии деформативности бетона сжатой зоны при наличии шва на прочность, жесткость и трещиностойкость усиленной конструкции.

4. На основании экспериментальных данных получены зависимости прочности опытных образцов от ширины шва и прочностных характеристик бетона замоноличивания. Проведенные исследования показали, что призмы со швами более деформативны по сравнению с их монолитными аналогами. Повышенная деформативность обусловлена значительными деформациями контактной зоны по границе основного бетона и бетона замоноличивания.

5. Для описания диаграмм деформирования бетона сжатой зоны при наличии шва на основе экспериментальных исследований получена полиномиальная зависимость по корректировке модуля деформаций.

6. На основании экспериментальных данных получен коэффициент $\beta = 2,2 \dots 2,5$ для определения ширины раскрытия нормальных трещин на образованных после усиления неразрезных опорах, учитывающий неравномерность отношения расчетной ширины раскрытия трещин к средней.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ярин Л.И. К решению физически нелинейных задач для железобетонных пластин с учетом трещин. // Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций: Сб. тр. / Под ред. Н.И. Карпенко, Т.А. Мухамедиева. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1987. – С. 56 – 65; С. 155.
2. Лазовский Д.Н. Расчет усиления железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений // Инженерные проблемы современного бетона и железобетона: Материалы междунар. конф. – Минск. – 1997. – Т. 1. Ч 1. – С. 235 – 248.
3. Лазовский Д.Н. Теория и расчета и конструирование усиления железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений: Дис. ... д-ра техн. наук. – Мн., 1998. – 586 с.
4. Лазовский Д.Н., Пецольт Т.М. Усиление железобетонных конструкций: Пособие П1-98 к СНиП 2.03.01-84*. – Минск: Министерство арх. и стр-ва Республики Беларусь, 1998. – 195 с.
5. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. – М: Стройиздат, 1996. – 413 с.