

УДК 624.073.4.012.45.046 (043)

ПРОЧНОСТЬ, ЖЕСТКОСТЬ И ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ, УСИЛЕННЫХ СОЗДАНИЕМ НЕРАЗРЕЗНОСТИ

*д-р техн. наук, проф. Д.Н. ЛАЗОВСКИЙ, канд. техн. наук, доц. Д.О. ГЛУХОВ,
канд. техн. наук А.П. ЖУКЬЯН (Полоцкий государственный университет)*

Представлена и экспериментально апробирована методика расчета прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных плит перекрытий, усиленных созданием неразрезности, учитывающая напряженно-деформированное состояние конструкции до усиления и особенности деформирования замоноличенного шва между торцами плит на промежуточных опорах

В предстоящем столетии строительная отрасль немаловажное значение будет уделять реконструкции зданий и сооружений. Техническое перевооружение предприятий, внедрение новых технологий, установка нового оборудования приводит к изменению нагрузок на существующие конструкции, что нередко требует их усиления. Нарушение нормальных условий эксплуатации, недоработки на стадии проектирования, непроектное выполнение узлов вызывает переход конструкции в состояние, отличное от проектного, что также требует проведения работ по усилению строительных конструкций.

Значительную долю в общей массе строительных конструкций составляют железобетонные плиты перекрытий и покрытий, которые также могут не удовлетворять предъявляемым требованиям по прочности, жесткости и трещиностойкости и подлежать усилению.

Для их усиления на практике используются различные приемы и способы. Широко распространенным способом усиления плитных конструкций является устройство наращивания в сжатой зоне. Одновременно с усилением наращиванием возможно повышение степени внешней статической неопределенности путем создания неразрезности, которое заключается в установке дополнительной арматуры на промежуточных опорах с обеспечением ее совместной работы с усиливаемыми конструкциями.

После установки на промежуточных опорах дополнительной арматуры выполняется замоноличивание швов между торцами плит перекрытий и устройство наращивания. При этом толщина шва между торцами усиливаемых плит перекрытий является различной. Устройство наращивания и замоноличивания швов на неразрезных опорах выполняется бетоном, прочностные и деформационные характеристики которого могут отличаться от бетона усиливаемых конструкций.

Как правило, усиление плит перекрытий происходит под нагрузками, минимальной из которых всегда является собственный вес усиливаемых элементов, составляющий для плитных конструкций до 25 % от их прочности.

До усиления каждая плитная конструкция работает по однопролетной балочной схеме. После создания неразрезности изменяется схема работы конструкции, она превращается в статически неопределимую систему, которой свойственно перераспределение внутренних усилий вследствие проявления неупругих свойств железобетона, наличия существующих трещин до усиления и образования новых, особенностей деформирования бетона шва между торцами плит на промежуточных опорах.

С учетом вышеизложенных особенностей способа усиления разработана и экспериментально проверена научно обоснованная методика расчета прочности, жесткости и трещиностойкости усиленных созданием неразрезности железобетонных плит перекрытий.

Предлагаемая методика расчета основана на использовании метода конечных элементов [2] в сочетании с деформационной моделью сечений [3,4].

Для определения фактических внутренних усилий и перемещений (прогибов) в усиленных под нагрузкой созданием неразрезности железобетонных плитах перекрытий выделяются два этапа:

- 1) определение внутренних усилий и перемещений в шарнирно опертой железобетонной конструкции в момент усиления с учетом постоянной и временной нагрузки при первоначальной расчетной схеме;
- 2) определение внутренних усилий и перемещений в усиленной железобетонной конструкции с учетом измененной расчетной схемы как неразрезной многопролетной конструкции.

Железобетонные плиты перекрытий на каждом этапе расчета представляются совокупностью стержневых конечных элементов, имеющих ступенчато-переменную жесткость по длине конструкции.

На первом этапе расчета принимается первоначальная расчетная схема при действии нагрузки $P(t)$ и определяются внутренние усилия и перемещения элементов до усиления (рис 1)

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

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

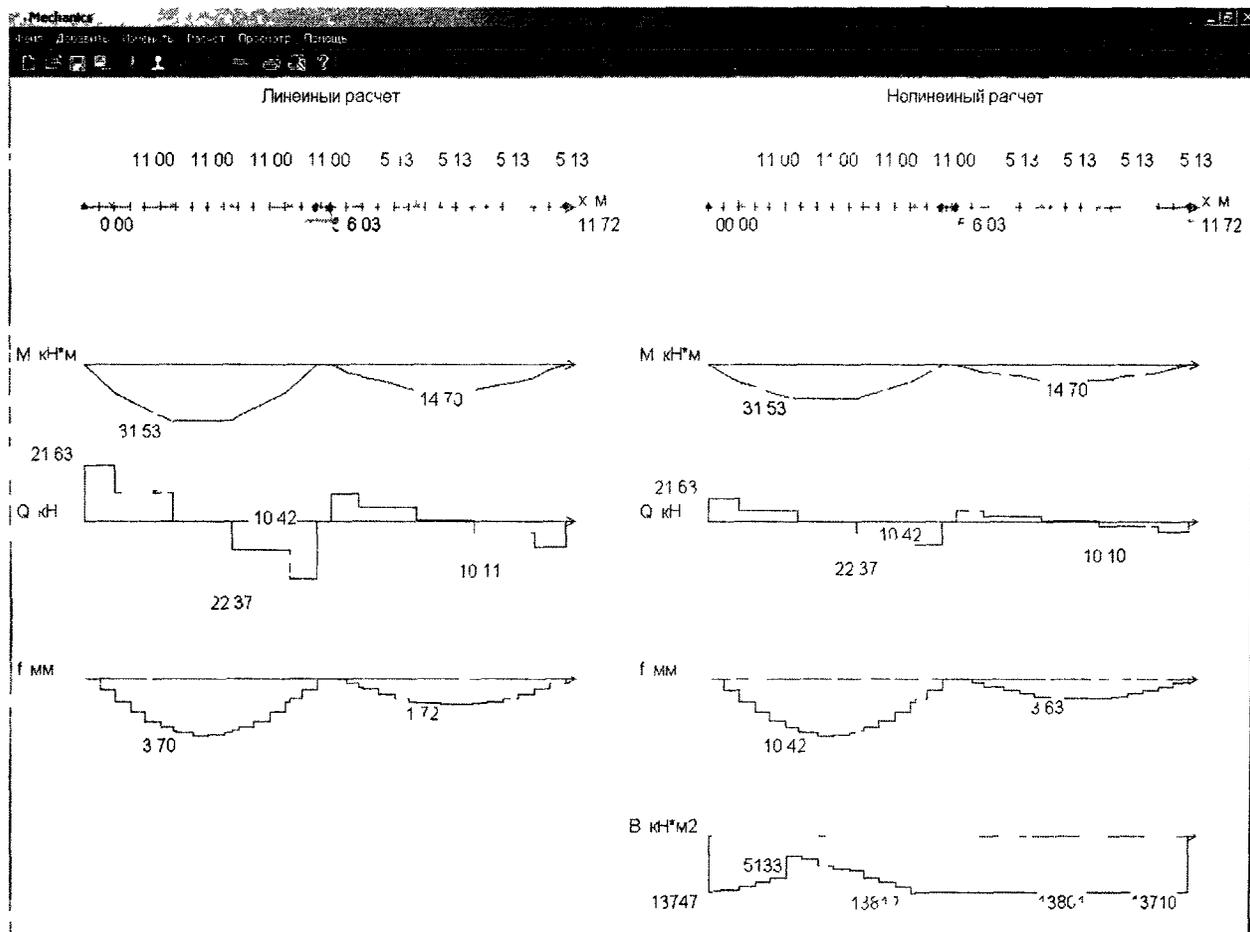


Рис 1 Эпюры внутренних усилий, перемещений и жесткости на момент усиления

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 $P(t) + P_{ad}(t)$. По неразрезной схеме будет перераспределяться только нагрузка, приложенная после усиления. Связь между вектором узловых перемещений и вектором внутренних усилий, соответствующих 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 $P_{ad}(t)$,

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

На каждом шаге нелинейного расчета усиленных созданием неразрезности железобетонных плит перекрытий внутренние усилия и перемещения (прогибы) (рис. 2) можно записать в виде:

$$[F_j] = F_{P(t)} + F_{jPad(t)}, \quad (3)$$

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

где $[U_j]$ – вектор узловых перемещений усиленной конструкции при действии нагрузки $(P(t) + P_{jAd}(t))$; $[F_j]$ – вектор узловых усилий усиленной конструкции, соответствующих узловым перемещениям при действии нагрузки $(P(t) + P_{jAd}(t))$.

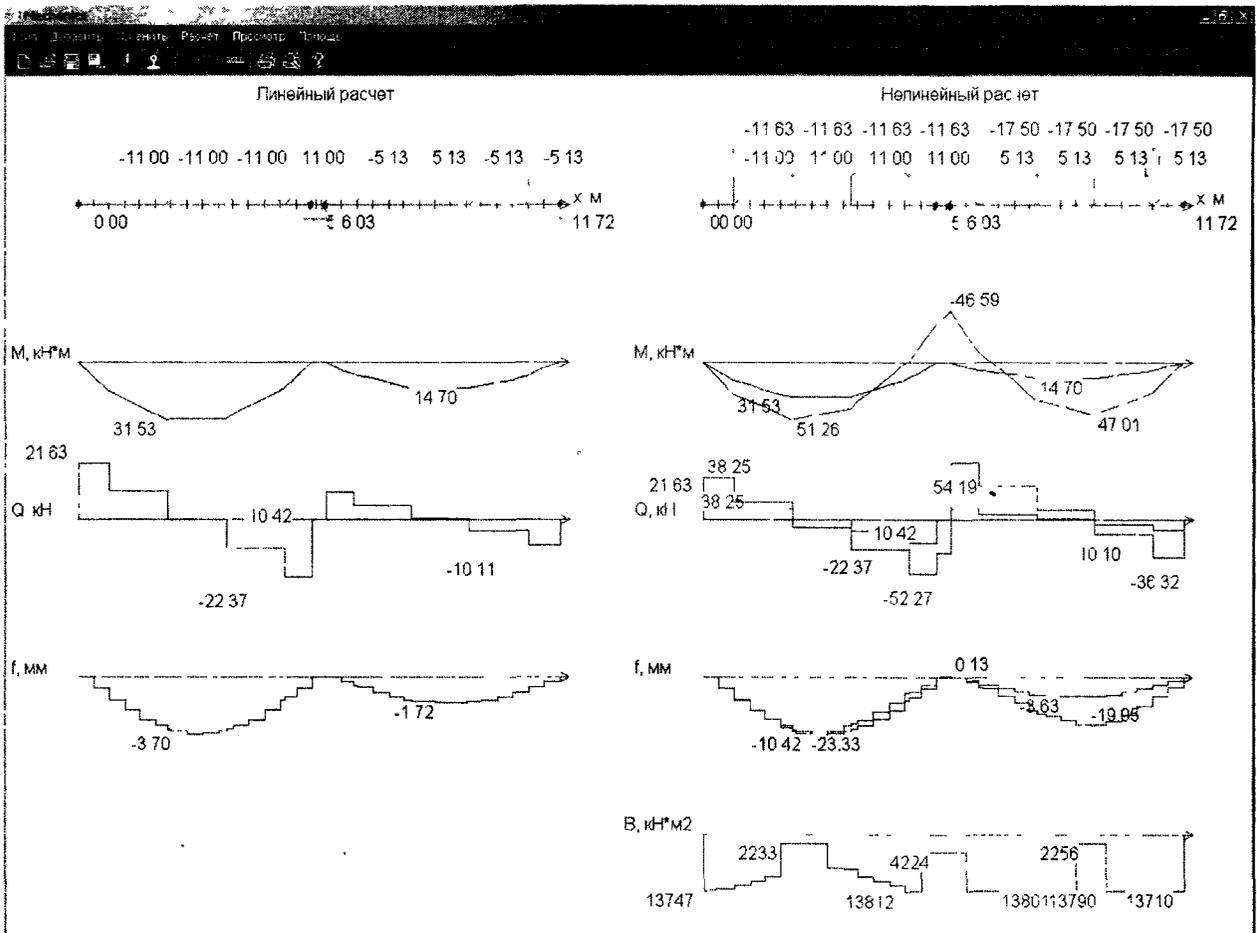


Рис. 2. Эпюры внутренних усилий, перемещений и жесткости усиленной конструкции

В расчетной модели для преодоления трудностей вычислений, связанных с нелинейностью, используется шаговый метод последовательных нагружений. Процесс разбиения нагрузки на этапы (шаги) может соответствовать реальному режиму нагружения конструкции или быть условным. Процедура шагового нагружения используется для уточнения матрицы жесткости каждого конечного элемента, а затем и матрицы жесткости всей конструкции. Матрица жесткости конструкции на каждом этапе нагружения определяется через узловые перемещения, полученные на предыдущем этапе.

В процессе нагружения матрица жесткости каждого конечного элемента и всей конструкции в целом, связывающая внутренние усилия и компоненты деформаций, изменяется вследствие проявления неупругих свойств бетона и арматуры образованием и развитием трещин. Нарращивание сечений и уста-

новка дополнительной арматуры в растянутой зоне при создании неразрезности также приводит к изменению матриц жесткости конечных элементов.

Для определения изгибной жесткости до усиления используется процедура численного суммирования жесткостей каждого элементарного слоя бетона и арматуры, найденных относительно центра тяжести сечения.

Анализ эпюры моментов усиленной конструкции позволяет выделить в каждом пролете три характерных участка (рис. 3).

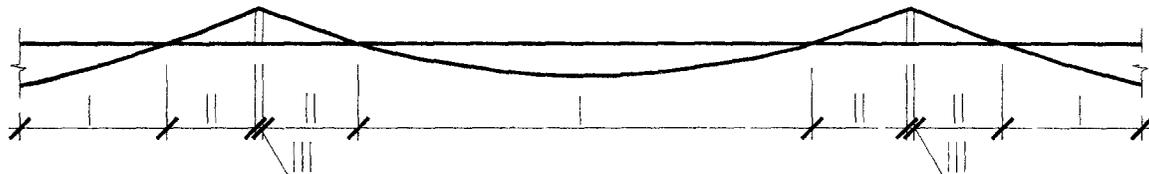


Рис. 3. Схема характерных участков на суммарной эпюре изгибающих моментов при определении жесткостных характеристик сечений усиленной созданием неразрезности конструкции

Для элементов I участка как до, так и после усиления изгибающий момент имеет положительный знак (рис. 4).

На II участке эпюра изгибающих моментов на первом этапе расчета имеет положительный знак, после создания неразрезности - отрицательный. Элементарные слои основного сечения конструкции после усиления будут разгружаться, и отрицательный момент будет воспринимать дополнительная надпорная арматура (рис. 5). Поэтому при определении жесткостных характеристик сечений для бетона наращивания и надпорной арматуры используются обычные диаграммы деформирования, а для бетона основной конструкции и для пролетной арматуры - диаграммы деформирования на ветвях разгрузки.

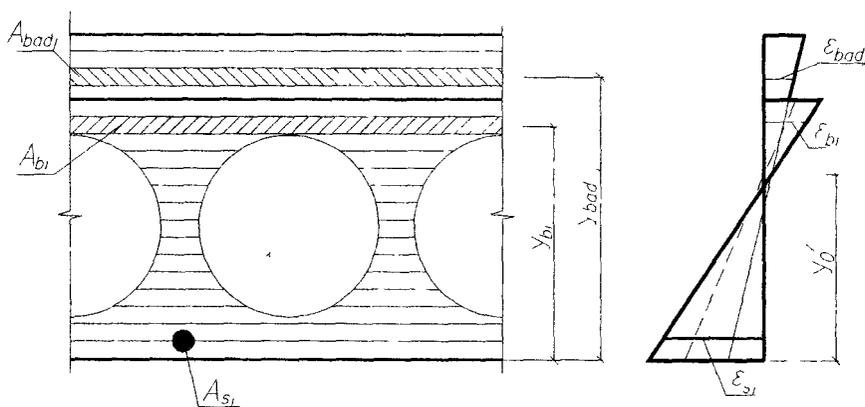


Рис. 4. Расчетное поперечное сечение произвольного конечного элемента с усиленной сжатой зоной и распределение деформаций в сечении (элемент I участка)

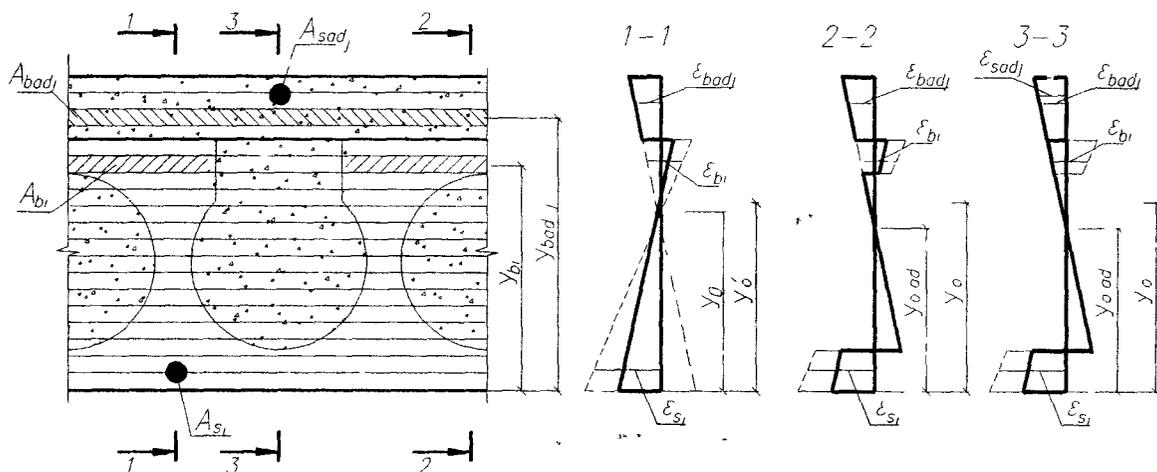


Рис. 5. Расчетное поперечное сечение произвольного конечного элемента с усиленной растянутой зоной и распределение деформаций в сечениях (элементы II участка)

Для учета напряженно-деформированного состояния до усиления используется подход, основанный на фиксации остаточных деформаций каждого слоя бетона и арматуры от предыдущих нагружений. Деформации каждого слоя бетона и арматуры основного сечения при усилении можно записать в виде

$$\varepsilon_{(b,s)_i} = \frac{1}{r'} (y'_{o} - y_{(b,s)_i}) + \varepsilon_{1(b,s)_i}, \quad (5)$$

где $\frac{1}{r'}$ – приведенная кривизна железобетонного элемента; y'_{o} – расстояние от выбранной оси до центра тяжести приведенного сечения.

Для определения изгибной жесткости усиленного элемента также используется процедура численного суммирования по высоте сечения. При заданном усилии от внешней нагрузки ($M \pm \Delta M$), используя уравнения деформационной модели, в результате итерационного процесса определяются приведенная кривизна $\frac{1}{r'}$ и центр тяжести приведенного сечения y'_{o} .

Алгоритм определения изгибной жесткости предусматривает шаговый метод последовательных нагружений, на каждом этапе которого реализован итерационный процесс вычисления относительных деформаций в элементарных слоях.

С учетом найденных продольных деформаций для каждого слоя основного и дополнительного сечений по диаграммам деформирования определяются секущие модули деформаций. Изгибная жесткость B_{ad} усиленного элемента определяется суммированием жесткостей каждого элементарного слоя бетона и арматуры, найденных относительно центра тяжести приведенного сечения:

$$B_{ad} = \sum_{i=1}^{n+n_1+m} E_{(b,s)_i} \cdot A_{(b,s)_i} \cdot (y'_{o} - y_{(b,s)_i})^2 + \sum_{j=1}^k E_{(b,s)adj} \cdot A_{(b,s)adj} \cdot (y'_{o} - y_{(b,s)adj})^2, \quad (6)$$

где $E_{(b,s)_i}$ – секущий модуль деформаций бетона или арматуры основного сечения, МПа; $E_{(b,s)adj}$ – секущий модуль деформаций бетона или арматуры дополнительного сечения, МПа; $A_{(b,s)_i}$ – соответственно площадь сечения i -того элементарного слоя бетона или арматуры основного сечения; $A_{(b,s)adj}$ – соответственно площадь сечения j -того элементарного слоя бетона наращивания или дополнительной арматуры; n – количество элементарных слоев бетона; n_1 – количество элементарных слоев арматуры без предварительного напряжения; m – количество элементарных слоев предварительно напряженной арматуры; k – количество элементарных слоев бетона наращивания и дополнительной арматуры.

Для учета особенностей деформирования шва между торцами плит при расчете усиленной созданием неразрезности конструкции на втором этапе расчета вводится дополнительный элемент (рис. 6), равный толщине шва.

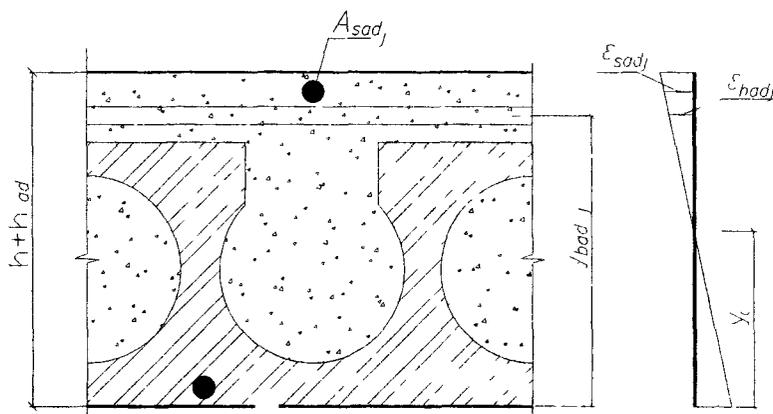


Рис. 6. Расчетное поперечное сечение конечного элемента на опоре и распределение деформаций в сечении (элемент III участка)

При этом для бетона замоноличивания вводится обычная диаграмма деформирования, а для бетона основной конструкции - диаграмма деформирования только на сжатие с учетом корректировки модуля деформаций по полученной полиномиальной модели [1].

Уравнения напряженно-деформированного состояния шва запишем в виде

$$\left\{ \begin{aligned} & \sum_{i=1}^n \sigma_{bi(cm\Delta)} A_{bi} (y_o - y_{bi}) + \sum_{j=1}^k \sigma_{badj} A_{badj} (y_o - y_{badj}) + \\ & + \sum_{j=k+1}^{k1} \sigma_{sadj} A_{sadj} (y_o - y_{sadj}) = -\Delta M \\ & \sum_{i=1}^n \sigma_{bi(cm\Delta)} A_{bi} + \sum_{j=1}^k \sigma_{badj} A_{badj} + \sum_{j=k+1}^{k1} \sigma_{sadj} A_{sadj} = 0 \\ & \varepsilon_{bi(cm\Delta)} = -\frac{1}{r} (y_o - y_{bi}) \\ & \varepsilon_{(b,s)adj} = -\frac{1}{r} (y_o - y_{(b,s)adj}) \\ & \sigma_{bi(cm\Delta)} = f(\varepsilon_{bi(cm\Delta)}) \\ & \sigma_{(b,s)adj} = f(\varepsilon_{(b,s)adj}) \end{aligned} \right.$$

где $\sigma_{bi(cm\Delta)}$ – нормальные напряжения в i -том элементарном слое бетона основного элемента, определенные с учетом зависимости (1); $\sigma_{(b,s)adj}$ – нормальные напряжения в j -том элементарном слое бетона наращивания или надопорной арматуре; $\varepsilon_{bi(cm\Delta)}$ – продольные деформации i -того элементарного слоя бетона основного элемента; $\varepsilon_{(b,s)adj}$ – соответственно продольные деформации j -того элементарного слоя бетона наращивания и дополнительной арматуры; $\frac{1}{r}$ – кривизна железобетонного элемента после усиления.

Для подтверждения методики расчета и получения данных о прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных предварительно напряженных плит перекрытий, усиленных созданием неразрезности, с учетом напряженно-деформированного состояния до усиления и особенностей деформирования шва между торцами плит на неразрезных опорах были проведены экспериментальные исследования.

Объем эксперимента включал испытание 6-ти многпустотных панелей перекрытия 220(h) x 740 x x 5980 мм, изготовленных по типовой серии

Опытные плиты после предварительного нагружения попарно были объединены в неразрезную конструкцию посредством установки надопорной арматуры и устройства общей набетонки. В качестве варьируемых параметров был принят изгибающий момент от нагрузки с учетом собственного веса в момент усиления M/M_u (0,23; 0,65; 0,87).

На первом этапе опытные плиты с маркировкой П-3, П-4, П-5, П-6 загружались штучными грузами по однопролетной балочной схеме. Для плит с маркировкой П-1 и П-2 нагружение до усиления штучными грузами не производилось. Сосредоточенная нагрузка от штучных грузов прикладывалась в средних четвертях пролета. Ширина шва между торцами плит на неразрезной опоре для всех трех испытаний принята постоянной и равной 50 мм.

После предварительного нагружения плит для установки надопорных каркасов были пробиты пустоты. Контактная поверхность верхней грани плит перекрытий перед бетонированием была зачищена металлическими щетками до обнажения крупного заполнителя и обильно смочена водой.

После установки надопорных арматурных каркасов в существующие пустоты одновременно с заполнением пустот бетоном было произведено устройство наращивания толщиной 50 мм. Бетонирование производилось симметрично от краев к неразрезной опоре.

Усиленную конструкцию нагружали с помощью домкратов, запитанных от одной насосной станции, по неразрезной схеме сосредоточенными силами, приложенными также в средних четвертях пролета.

Для раскрытия статической неопределенности измеряли опорную реакцию на образованной после усиления неразрезной опоре с помощью кольцевых динамометров.

На основании проведенных экспериментальных данных установлено, что усиление созданием неразрезности повысило прочность опытных плит по сравнению с неусиленной конструкцией в 1,63 - 1,71 раза; по сравнению с усилением только наращиванием - в 1,32 - 1,46 раза; а напряженно-деформированное состояние до усиления практически не повлияло на прочность усиленных созданием неразрезности железобетонных предварительно напряженных плит перекрытий. Опытные и расчетные значения максимальной нагрузки, приложенной к обеим плитам, приведены в таблице и показывают удовлетворительную сходимость данных.

Расчет разрушающей нагрузки опытных плит, усиленных созданием неразрезности

Шифр плиты	$\frac{M}{M_u}$	Вид разрушения	P_{\max}^{exp} кН	$P_{\max}^{\text{clc}}(\Delta)$, кН	$\frac{P_{\max}^{\text{exp}}}{P_{\max}^{\text{clc}}(\Delta)}$	P_{\max}^{clc} кН	$\frac{P_{\max}^{\text{exp}}}{P_{\max}^{\text{clc}}}$
П-1, П-2	0,23	По нормальному сечению в пролете и на опоре	214	217	0,98	202,5	1,06
П-3, П-4	0,65	По нормальному сечению в пролете	216	228	0,95	207	1,05
П-5, П-6	0,87	По нормальному сечению в пролете	212	206	1,03	195	1,09

Условные обозначения $P_{\max}^{\text{clc}}(\Delta)$ – расчетная разрушающая нагрузка, приложенная к обеим плитам, с учетом особенностей деформирования бетона шва, P_{\max}^{clc} – расчетная разрушающая нагрузка, приложенная к обеим плитам, без учета особенностей деформирования бетона шва, P_{\max}^{exp} – опытное значение разрушающей нагрузки, приложенной к обеим плитам.

В плитах П-1 и П-2, усиленных созданием неразрезности, а также в сечении на неразрезной опоре для всех опытных образцов до момента образования нормальных трещин деформации бетона по высоте нормального сечения распределялись в соответствии с гипотезой плоских сечений. После образования и в процессе развития нормальных трещин распределение средних деформаций бетона и арматуры на участках, включая трещины и бетон между трещинами, по высоте основного и дополнительного сечений опытных плит П-1 и П-2, а также опорных сечений подчинялось гипотезе плоских сечений вплоть до их разрушения.

Для опытных плит П-3 и П-4 на первом этапе нагружения, а также для опытных плит П-5 и П-6 до образования нормальных трещин деформации бетона по высоте нормального сечения также распределялись в соответствии с гипотезой плоских сечений. Нагрузка от свежееуложенного бетона для плит П-3 и П-4 при устройстве наращивания вызвала появление нормальных трещин, тем не менее распределение средних деформаций бетона на участках, включая трещины и бетон между трещинами, по высоте основного сечения подчинялось гипотезе плоских сечений. При дальнейшем нагружении усиленных под нагрузкой опытных плит гипотеза плоских сечений выполнялась для распределения средних деформаций дополнительного сечения и приращения деформаций основного сечения по высоте усиленных плит, а также для средних деформаций отдельно для основного и дополнительного сечений. Разность деформаций бетона основного и дополнительного сечений на уровне контактного шва оставалась практически постоянной (изменение не превышало 9 %).

Наличие шва между торцами плит перекрытий при их усилении созданием неразрезности не вносило принципиальных изменений в характер распределения внутренних усилий в конструкции. В одном случае наличие бетона шва между торцами плит приводит к снижению жесткости опорного сечения по сравнению с пролетными сечениями, что вызывает уменьшение опорного момента и опережающий рост пролетного (плиты П-1 и П-2); в других случаях (плиты П-3 - П-6) жесткость опорного сечения оказывается больше жесткости пролетных сечений вследствие наличия трещин в пролетах до усиления и происходит опережающий рост опорного момента. Использование в расчетной модели жесткости опорного сечения с учетом особенностей деформирования шва позволяет проследить за фактически перераспределением внутренних усилий в конструкции.

Максимальная величина прогиба плит перекрытий до усиления находилась в середине пролета каждой конструкции. После создания неразрезности вследствие изменения расчетной схемы максимальное увеличение прогибов происходило в зоне действия максимального пролетного изгибающего момента под вторым от крайней опоры местом приложения сосредоточенной нагрузки. Варьирование

уровнем напряженно-деформированного состояния до усиления не вносило принципиальных изменений в общую картину изменения прогибов усиленных плит перекрытий. Предварительное нагружение на момент усиления увеличивает деформативность сборных железобетонных плит перекрытий, усиленных созданием неразрезности (рис 7-9)

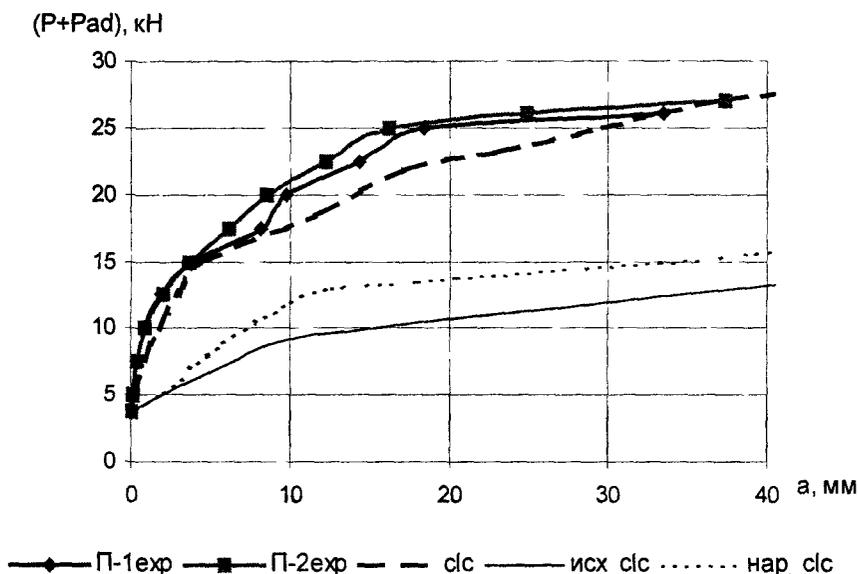


Рис 7 Зависимость прогибов усиленных плит П-1 и П-2 от внешней нагрузки

Условные обозначения П-1exp, П-2exp – соответственно максимальный прогиб в плитах П-1 и П-2, c/c – расчетный прогиб для усиленной созданием неразрезности конструкции, исх_c/c – расчетный прогиб для неусиленного образца, нар_c/c – расчетный прогиб плиты, усиленной только наращиванием

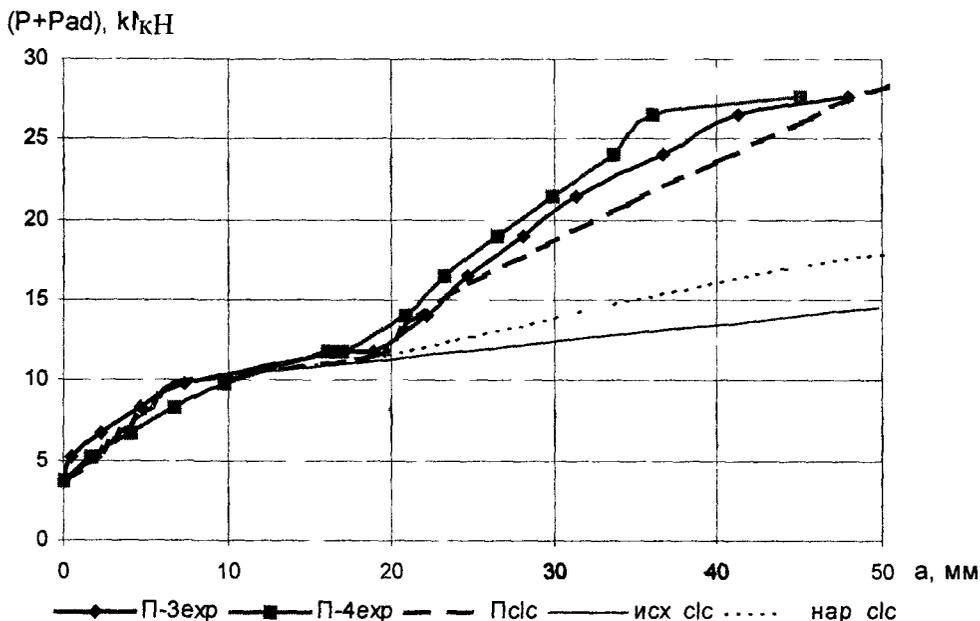


Рис 8 Зависимость прогибов усиленных плит П-3 и П-4 от внешней нагрузки

Условные обозначения см. к рис. 7.

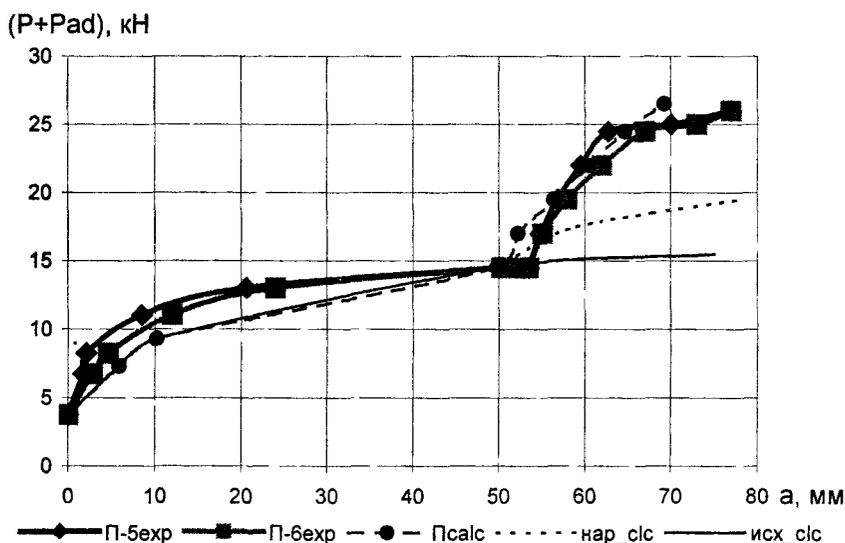


Рис. 9. Зависимость прогибов усиленных плит П-5 и П-6 от внешней нагрузки

Условные обозначения см. к рис. 7.

При испытании всех усиленных конструкций образование первой трещины происходило в контактной зоне сборного элемента и бетона замоноличивания шва вследствие слабой адгезии монолитного бетона со сборным элементом. В дальнейшем в опорном сечении происходило образование новых нормальных трещин симметрично относительно первой трещины, однако ширина раскрытия первой трещины значительно превышала ширину раскрытия остальных нормальных трещин в опорном сечении. Анализ полученных данных показал, что опытные значения ширины раскрытия нормальных трещин в опорном сечении превышают расчетные, полученные в соответствии с требованиями СНБ 5.03.01-02, на 45 - 60 %.

ЛИТЕРАТУРА

1. Жукьян А.П. Прочность и деформативность бетона сжатой зоны шва // Вестник ПГУ. Серия В. Прикладные науки. - 2002. - С. 87 - 90.
2. Зенкевич О. Метод конечных элементов в технике. - М.: Мир, 1975. - 541 с.
3. Лазовский Д.Н. Теория расчета и конструирование усиления железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений: Дис.... д-ра техн. наук - Мн., 1998. - 307 с
4. Лазовский Д.Н., Глухов Д.О. Программа расчета напряженно-деформированного состояния в нормальном сечении железобетонных элементов // Новые конкурентоспособные и прогрессивные технологии, машины и механизмы в условиях современного рынка: Материалы междунар. научн. конф. - Могилев: ММИ, 2000. - 300 с.