

Таблица 5. Результаты испытаний

Образец 1	Производитель	ИП «Изобудпромстрой»
	Тип панели	панель стеновая
	Материал среднего слоя	минераловатные плиты
	Высота сечения панели, мм	120
	<b>Жесткость крепления, кН/м</b>	<b>4650</b>
Образец 2	Производитель	ООО «УниверсалСистем»
	Тип панели	панель стеновая
	Материал среднего слоя	пенополистирольные плиты
	Высота сечения панели, мм	120
	<b>Жесткость крепления, кН/м</b>	<b>4400</b>
Образец 3	Производитель	ООО «УниверсалСистем»
	Тип панели	панель стеновая
	Материал среднего слоя	минераловатные плиты
	Высота сечения панели, мм	120
	<b>Жесткость крепления, кН/м</b>	<b>4900</b>
Образец 4	Производитель	ООО «УниверсалСистем»
	Тип панели	панель стеновая
	Материал среднего слоя	минераловатные плиты
	Высота сечения панели, мм	100
	<b>Жесткость крепления, кН/м</b>	<b>5150</b>
Образец 5	Производитель	УМП «Компо»
	Тип панели	панель стеновая
	Материал среднего слоя	минераловатные плиты
	Высота сечения панели, мм	120
	<b>Жесткость крепления, кН/м</b>	<b>4400</b>
Образец 6	Производитель	УМП «Компо»
	Тип панели	панель стеновая
	Материал среднего слоя	пенополистирольные плиты
	Высота сечения панели, мм	100
	<b>Жесткость крепления, кН/м</b>	<b>3500</b>

**LEVCHUK A.A. The deformations constraints' influence on mode of deformation of double skin metal faced panels', used in walls**

The article contains research of the deformations constraints' influence on mode of deformation of double skin metal faced panels', used in walls.

УДК 624.012

**Карabanюк С.А.**

## ОСОБЕННОСТИ СОПРОТИВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, ИМЕЮЩИХ ЗАКРЕПЛЕНИЯ НА ОПОРАХ, В ОСОБЫХ РАСЧЕТНЫХ СИТУАЦИЯХ

**Введение.** В соответствии со стратегиями защиты конструктивных систем зданий от наступления прогрессирующего обрушения, принятыми в нормах [2-4, 9, 10], рекомендуется применять следующие расчетные методы:

1. Методы, направленные на обеспечение требуемого сопротивления конструкции или отдельного конструктивного элемента системы, достаточного для того, чтобы противостоять локальному разрушению при появлении аномального (особого) воздействия (метод локальной прочности).

2. Методы, связанные с разработкой т.н. альтернативных (резервных) путей передачи нагрузки после реализации локального разрушения отдельного конструктивного элемента, в рамках которого расчету подвергается модифицированная система с удаленными ключевыми элементами. В этой стадии расчет производят, выявляя полные резервы конструктивной системы. При этом не принимается во внимание ограничение ширины раскрытия трещин и прогибов. При развитии значительных прогибов одним из важнейших резервов повышения несущей способности перекрытий является учет так называемых мембранных усилий, развивающихся в деформированном элементе при наличии значительных прогибов.

При применении методов второй группы выделяют две подгруппы:

2.1. Методы, направленные на обеспечение неразрывности, об-

щей целостности и пластической деформативности конструктивной системы при особом воздействии, за счет постановки расчетного минимума соединительных связей (метод связевых усилий);

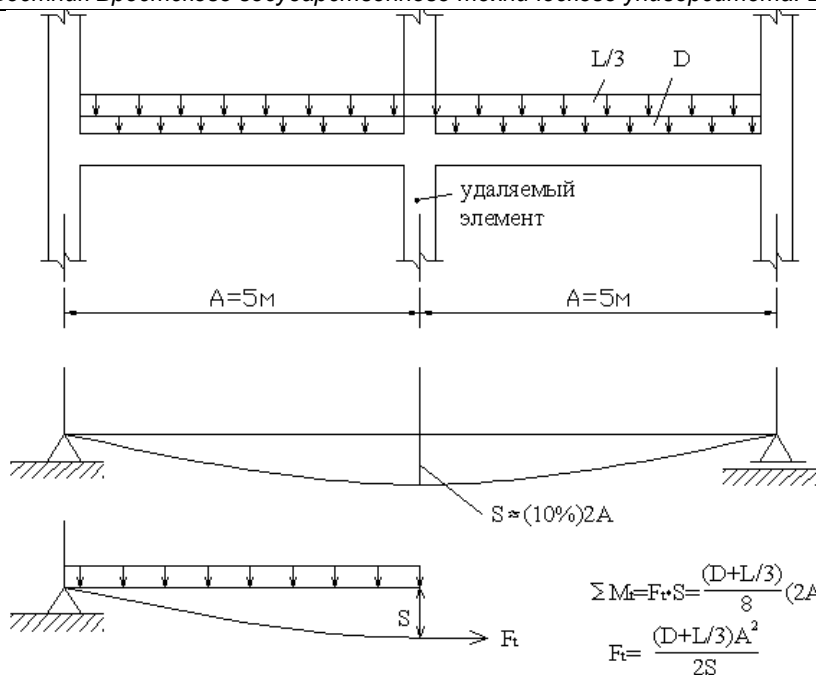
2.2. Методы, основанные на идентификации допустимой площади или объема здания, подвергающейся прогрессирующему обрушению или локальному разрушению отдельного конструктивного элемента и проектирование конструктивной системы, способной воспринять нагрузки, действующие в пределах объема здания, подвергшегося обрушению (методы альтернативных траекторий, АТ - метод).

В рамках метода связевых усилий (СУ) целостность конструктивной системы, повышенная неразрезность, пластическая деформативность и резервирование альтернативных путей передачи нагрузок, в случае наступления локального разрушения, достигается посредством проектирования системы горизонтальных и вертикальных связевых элементов. В традиционных конструктивных системах в качестве горизонтальных и вертикальных связевых элементов выступают, как правило, конструктивные элементы и их стыки (соединения), входящие в общую конструктивную систему и рассчитанные на восприятие усилий от сочетаний нагрузок и воздействий, содержащихся в нормах проектирования и действующих при традиционном проектировании в условиях постоянной проектной (расчетной) ситуации.

**Карabanюк Светлана Александровна**, аспирантка кафедры технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета.

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

Строительство и архитектура



Исходные данные:

- A=5м
- S=A/5
- D=3,6кПа
- L=3,6кПа
- F<sub>t</sub>=60кН/м

Рис. 1. К определению горизонтального мембранного усилия согласно [6] для стандартных условий Великобритании

При проектировании высотных зданий следует рассматривать систему связевых элементов, которая включает:

- горизонтальные связи (периметрические, внутренние связи, связи, объединяющие крайние и угловые колонны (стены) с другими элементами конструктивной системы);
- вертикальные связи, размещаемые в колоннах и несущих стенах.

Эффективная работа связей, препятствующих прогрессирующему обрушению, возможна при обеспечении их пластической деформативности в предельном состоянии. Для выполнения этого требования связевые элементы следует проектировать из пластичной листовая или арматурной стали, а прочность анкеровки связей должна быть больше усилий, вызывающих их текучесть.

Формулы для расчета горизонтальных (мембранных) усилий, внесенные в большинство норм, основаны на британских исследованиях [6] (1970 г.), проведенных после обрушения здания Ronan Point в Лондоне.

Решение получено для стандартных условий для Великобритании, показанных на рисунке 1.

Корректировка для других пролетов и параметров нагружения выполняется по формуле (1).

Требуемая прочность горизонтальных внутренних связей  $T_{Sd}$  по каждому из направлений (на 1 м ширины перекрытия) согласно [11] рекомендуется определять по формуле:

$$T_{Sd,h} \geq \begin{cases} \frac{(1,0G_k + 1,0Q_k)}{7,5} \cdot \frac{l_r}{5,0} F_t, \text{кН/м} \\ 1,0F_t \end{cases}, \quad (1)$$

где  $G_k, Q_k$  - соответственно нормативная постоянная и переменная нагрузка ( $\text{кН/м}^2$ );

$l_r$  - большее из расстояний между центрами колонн, рам, стен, поддерживающих два любых смежных пространства перекрытий (этажей) в направлении связей, которые рассматриваются (м);

$F_t$  - «базовая прочность» (базовое связевое усилие), принимая, как меньшее из  $(20 + 4n_0)$  или 60 кН, где  $n_0$  - количество этажей.

В уровне перекрытия или покрытия следует располагать по периметру горизонтальные связи, способные воспринимать требуемое связевое растягивающее усилие, равное  $T_{Sd} = 1,0F_t$  (кН).

Каждая наружная колонна и наружная стена (если внутри стены не расположены периметрические связи) должны иметь горизонтальные связи, надежно заанкеренные в элементах конструктивной системы. Наружные стены должны иметь горизонтальные связи, устанавливаемые на каждом метре длины стены. Требуемое связевое усилие (кН), которое должно быть воспринято связевыми элементами согласно [7, 11] определяют по формулам:

$$T_{Sd,h} \geq \begin{cases} \min(2,0F_t; \frac{l_s}{2,5} F_t), \text{кН} \\ 3\% \end{cases} \quad (2)$$

от величины наибольшей расчетной вертикальной нагрузки, воспринимаемой колонной или стеной в уровне, для которого рассматривается комбинация нагрузок;

где  $l_s$  - высота этажа (м)

**1. Особенности расчета железобетонных элементов с учетом мембранных усилий.** В общем случае под простым изгибом понимают поперечный изгиб элемента при отсутствии мембранных усилий. Если конструктивный элемент, подверженный изгибу, имеет на опорах связи, препятствующие продольным (горизонтальным) перемещениям, имеет место т.н. несвободный изгиб, приводящий к появлению продольных усилий в случае развития значительных вертикальных перемещений.

Следует отметить, что даже в том случае, когда ограничение свободных деформаций на опорах существуют, это не обязательно приведет к появлению мембранных усилий в сечениях конструктивного элемента. Последние будут появляться только при наличии значительных деформаций (прогибов).

Этот эффект известен достаточно давно в железобетонных конструкциях и получил название арочного эффекта в балках и эффекта свода в плитах [8]. Следует отметить, что несмотря на то, что в результате реализации подобных эффектов повышается прочность конструктивного элемента, реакция является очень нестабильной. Характерная зависимость «нагрузка - деформация» при испытании конструктивного элемента, имеющего ограничения деформаций на концевых участках, показана на рисунке 2. Вслед за эффектом повышения прочности (за счет проявления арочного эффекта при сжа-

тии), достигаемом в пиковой точке зависимости при незначительных вертикальных перемещениях (порядка 10% от толщины плиты) следует резкое падение усилия, воспринимаемого конструктивным элементом, и если нагрузка не будет снижена, это может привести к полному разрушению. Наиболее драматические последствия наблюдаются в балках и плитах, работающих в одном направлении. В этом случае нисходящая ветвь графика пересекает линию, определяющую несущую способность элемента при простом изгибе. При этом наблюдается трансформация сжимающего мембранного усилия в растягивающее. В случае, если элемент имеет достаточную пластическую деформативность, появляется возможность реализации мембранного (цепного) эффекта.

Аналитические модели, применяемые для расчета железобетонных конструкций, как правило, не принимают во внимание резервов прочности, обусловленных развитием в элементах мембранных усилий. Однако при расчетах конструкций в особых расчетных ситуациях пренебрегать подобными эффектами нерационально. Так, по мере увеличения деформативности конструкция деформируется, в сечениях образуются трещины. Точка В на кривой соответствует предельной нагрузке, определенной, например, по теории предельного равновесия из условия, что арматура достигает физического предела текучести. В случае если на конечных участках элемента наложены связи, развивается арочный эффект.

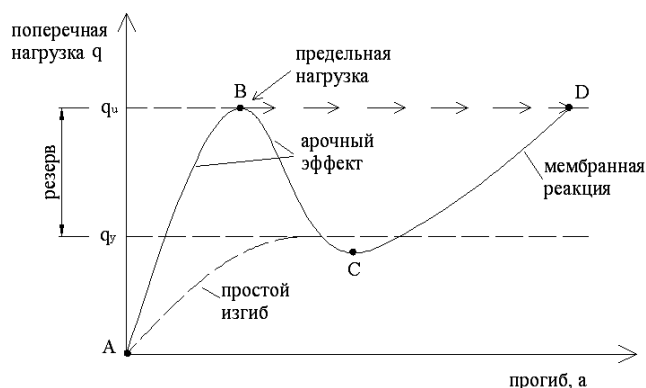


Рис. 2. Зависимость «нагрузка - деформация» при испытании конструктивного элемента, имеющего ограничения деформаций на конечных участках

Эта стадия соответствует на кривой участку ВС, где без приращения нагрузки развиваются достаточно быстро вертикальные пе-

ремещения до тех пор, пока трещина полностью не пересечет практически все сечение по высоте элемента. В этой стадии (точка С) перемещения приблизительно равны высоте конструктивного элемента. Начиная от этой точки, балочная плита или балка работает как мембрана, воспринимая растягивающие мембранные (или цепные) усилия. Плита продолжает воспринимать возрастающую нагрузку до тех пор, пока не произойдет разрыв арматуры в точке D. Отсюда следует очень важное требование: арматурные стержни по всей длине балочного или плитного элементов должны быть выполнены без разрывов и иметь хорошую анкеровку за сечениями, в которых образуются трещины на опорах.

Таким образом, в общем случае, реализация мембранного (или для балки т.н. цепного эффекта) возможно только при выполнении следующих условий:

- элемент получил значительные прогибы, и невозможно игнорировать продольные усилия, возникающие в элементе при искривлении его продольной оси;
- изгибная жесткость элемента в критическом сечении близка к нулю.

Следует отметить, что особенностью железобетонных элементов является то, что изгибная жесткость мала на участке с трещиной и примерно соответствует начальной жесткости на участке между трещинами.

Пользуясь этими условиями, можно записать, что для критического сечения на стадии, когда элемент работает на участке CD, диаграммы из формулы для уравнения поперечного изгиба [1]

$$EI \frac{d^4 \omega}{dx^4} = p + F_x \frac{d^2 \omega}{dx^2} \text{ получаем:}$$

$$F_x \cdot \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} = p(x). \quad (3)$$

Очевидно, что это будет максимальное значение мембранного усилия, действующего в элементе:

$$F_x = \frac{p(x)}{\left( \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \right)_{ult}}, \quad (4)$$

где  $\left( \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \right)_{ult} = \left( \frac{1}{r} \right)_{ult}$  - предельная кривизна элемента в

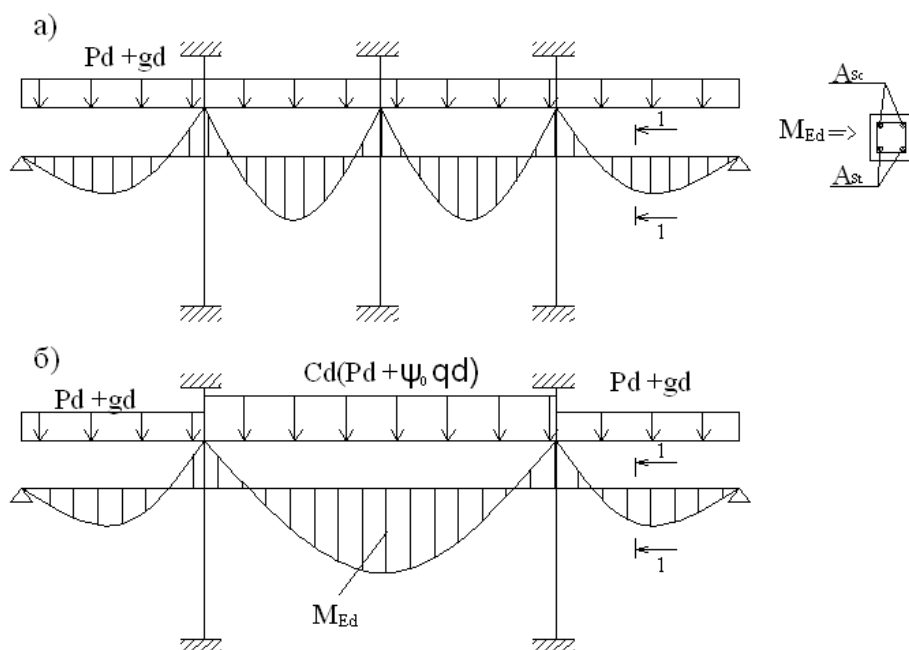


Рис. 3. К алгоритму решения

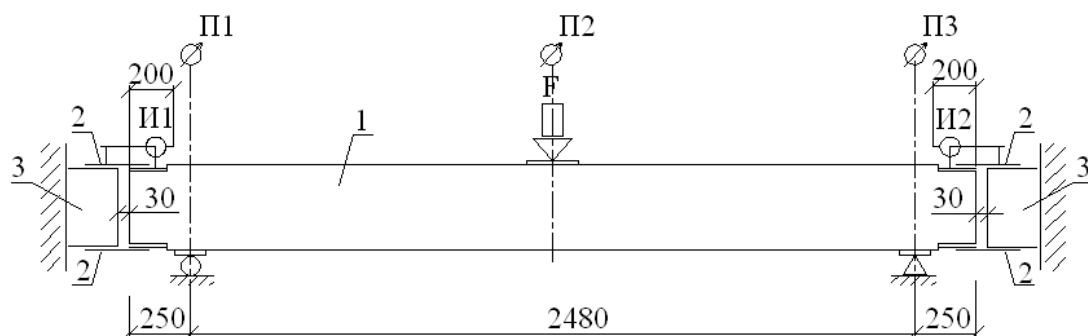


Рис. 4. Схема испытаний балки с размещением испытательных приборов: 1 – балка; 2 – соединительные арматурные вставки  $\varnothing 16S500$ ; 3 – жесткие опоры

расчетном сечении, определяемая при значениях относительных деформаций бетона и арматуры, соответствующих окончанию участка пластического деформирования.

Таким образом, одной из главных задач является определение предельных прогибов  $\varpi_{lim}$ , при которых следует определять влияние мембранных усилий.

В общем случае может быть предложен следующий алгоритм решения задачи:

1. Для исходной расчетной схемы, используемой в проектной ситуации, выполняется расчет внутренних усилий и подбор требуемого количества арматуры (рис. 3а).
2. Рассматривается особая расчетная ситуация, в которой рассматриваются конструкция с удаляемым вертикальным элементом (рис. 3б).
3. Проверяют условия, обеспечивающие закрепление конструктивного элемента в горизонтальном направлении.
4. Производят расчет внутренних усилий в сечениях конструктивного элемента в составе модифицированной расчетной схемы с новыми условиями опирания на концах.
5. Для расчетных сечений, выделенных по длине элемента, применяя специальные расчетные программы (например, BETA), выполняют

расчет кривизн  $\left(\frac{1}{r}\right)_i = \left(\frac{\partial^2 \varpi}{\partial x^2}\right)$  в рамках общего деформационного метода. По полученным значениям кривизн в отдельных сечениях строят функцию распределения прогибов по длине элемента.

6. По полученным кривизнам рассчитывают прогибы, используя традиционные методы строительной механики (например, интеграл Мора).

Прогиб элемента  $f_m$ , обусловленный деформацией изгиба, определяется по формуле:

$$\varpi_m = \int_0^l \overline{M}_x \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_x \cdot dx, \quad (5)$$

где  $\overline{M}_x$  – изгибающий момент в сечении X от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения элемента в сечении по длине пролета, для которого определяется прогиб;

$\left(\frac{1}{r}\right)_x$  – полная кривизна элемента в сечении X от нагрузки,

при которой определяется прогиб.

Интеграл может быть вычислен перемножением эпюры кривизн и эпюры единичных моментов  $\overline{M}_x$ . При этом используют различные методы приближенного интегрирования; например, эпюра

кривизн  $\left(\frac{1}{r}\right)_x$  по длине элемента разбивается на несколько участков в виде кусочно-линейной функции, после чего эпюры перемножаются по правилу Верещагина.

7. Величина продольного мембранного (цепного) усилия в общем случае определяется по формуле  $EI \frac{d^4 \varpi}{dx^4} = p + F_x \frac{d^2 \varpi}{dx^2}$ , в случае, если выполняется условие:

$$\varpi_{max} \geq \varpi_{lim}, \quad (6)$$

где  $\varpi_{max}$  – максимальный прогиб в пролете при действующих нагрузках в особой расчетной ситуации;

$\varpi_{lim}$  – граничное значение прогиба, при котором появляется мембранный (цепной) эффект.

В нормах [5] установлено, что предельный прогиб, при котором появляется мембранная (цепная) реакция в балочном элементе составляет 10% от пролета.

## 2. Экспериментальные исследования

2.1. Методика проведения исследования. Испытанию подвергали балку прямоугольного сечения размером 120x290 мм длиной 2980 мм. Балку Б-1 армировали плоскими каркасами. Твердение бетона балки происходило в пропарочной камере.

Испытания балки опытных образцов проводили статической нагрузкой в виде сосредоточенной силы, приложенной в середине пролета. Схема приложения нагрузки показана на рисунке 4, а общий вид испытаний – на рисунке 5.

До проведения испытаний в балке оголяли верхнюю (конструктивную) или нижнюю (рабочую) арматуру на концевых участках длиной 200 мм. После монтажа балки в испытательное положение оголенные выпуски арматурных каркасов сваривали накладками  $\varnothing 16S500$  с неподвижными металло-бетонными опорами, зафиксированными тязями в силовом полу.

Нагрузку на балку прикладываем при помощи тарированного домкрата Q=10т этапами по 50кН. Усилие контролировали при помощи тарированного образцового динамометра ДОУЗ-35, установленного в силовой рамке.

В процессе испытаний на всех этапах нагружения выполняли контроль вертикальных перемещений и деформаций арматуры в местах выпусков. Вертикальные перемещения контролировали поверенными прогибомерами ПАО-6 с ценой деления 0,01 мм, установленными в середине пролета и на опорах. Удлинение арматурных вставок контролировали при помощи индикаторов часового типа ИЧ-0.01, установленных на базе 120 мм.

2.2. Результаты испытаний и их анализ. По мере приложения нагрузки происходило приращение вертикальных прогибов и деформаций арматурных вставок на опорах. При нагрузке  $P_{cr} = 30кН$  образовались трещины нормального отрыва, которые пересекали практически более половины сечения. Нормальные трещины были локализованы в листе приложения сосредоточенной силы в пролете. При дальнейшем увеличении нагрузки трещины интенсивно раскрывались, пересекая практически все сечение по высоте балки. Обращает на себя тот факт, что прогибы увеличивались практически линейно в зависимости от величины нагрузки.



Рис. 5. Общий вид испытаний

При достижении нагрузки  $P_u = 50\text{кН}$  нормальные трещины пересекали практически все сечение по высоте балки. При этой же нагрузке наблюдался разрыв вставок на верхней арматуре.

Относительные деформации, зафиксированные по индикаторам, составляли  $\varepsilon_{Sx} = 361 \cdot 10^{-5}$ , что соответствует напряжениям, равным пределу текучести арматуры вставки. Следует отметить, что при нагрузке  $P_u = 50\text{кН}$  прогиб в середине пролета составил  $a_{u1} = 9,0\text{мм}$  и развивался на выдержке до величины  $a_{u2} = 45,6\text{мм}$ , что близко соответствовало предельно-допустимому прогибу  $a_{lim} = \frac{1}{50}l = \frac{1}{50} \cdot 2600 = 52\text{мм}$ .

На дальнейших этапах наблюдали интенсивный прирост вертикальных перемещений при падении величины усилия на домкрате (см. рис. 6). Так, при нагрузке  $P = 13\text{кН}$  прогиб составил  $a_{u3} = 165\text{мм}$ .

Следует отметить, что при достижении этого уровня прогибов нагрузка стабилизировалась и дальнейшего падения нагрузки не наблюдали. При практически стабилизировавшейся нагрузке прогиб продолжал развиваться и достиг  $a_{u4} = 225\text{мм}$ . Очевидно, при достижении этого прогиба была полностью реализована площадка текучести растянутой арматуры в среднем сечении по длине элемента. Этот прогиб соответствовал границе вертикальных перемещений, при которых начинают появляться мембранные (цепные) усилия в поврежденной балке.

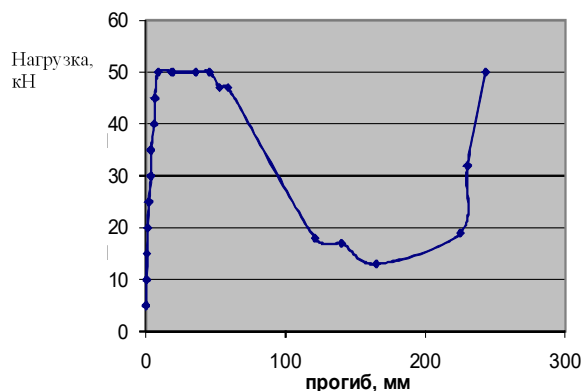


Рис. 6. График зависимости «нагрузка - прогиб», полученный по результатам испытаний опытной балки

После достижения граничного значения прогиба ( $a_{lim,exp} = 230\text{мм}$ ) наблюдали новый этап приращения нагрузки, что свидетельствует о реализации мембранного (цепного) усилия. Важно подчеркнуть, что к тому моменту, когда начал реализовываться мембранный эффект, нормальное сечение балки было практически разрушено, а сжатые арматурные стержни потеряли устойчивость. При дальнейшем нагружении нагрузка, воспринимаемая балкой возросла практически до исходного уровня  $P_u = 50\text{кН}$ , после чего происходило разрушение балки в результате достижения напряжениями в растянутой арматуре величины временного сопротивления. Разрушение балки происходило хрупко в результате разрыва продольной арматуры.

Проведенные исследования подтвердили, что при условиях ограничения деформаций балки на опорах, в частности – горизонтальных перемещений, в стадии, характеризуемой как «запредельная», реализуется мембранный (цепной) эффект, обеспечивающий резерв прочности конструктивного элемента.

На обобщающем графике (рис. 7) приведены: 1) опытный график прогибов при наличии ограничивающих связей на опорах; 2) опытный график прогибов шарнирно-опертой балки, не имеющей ограничения на опорах; 3) расчетный (теоретический) график прогибов в середине пролета.

**Выводы.** Проведенные экспериментально-теоретические исследования показали, что наличие закрепления на опорах железобетонного балочного элемента приводит к появлению мембранных (цепных) усилий при работе балок в закритической стадии. Для реализации мембранных усилий должны быть выполнены следующие условия: 1) арматура должна иметь достаточную пластическую деформативность и надежную анкеровку за сечением с трещиной на

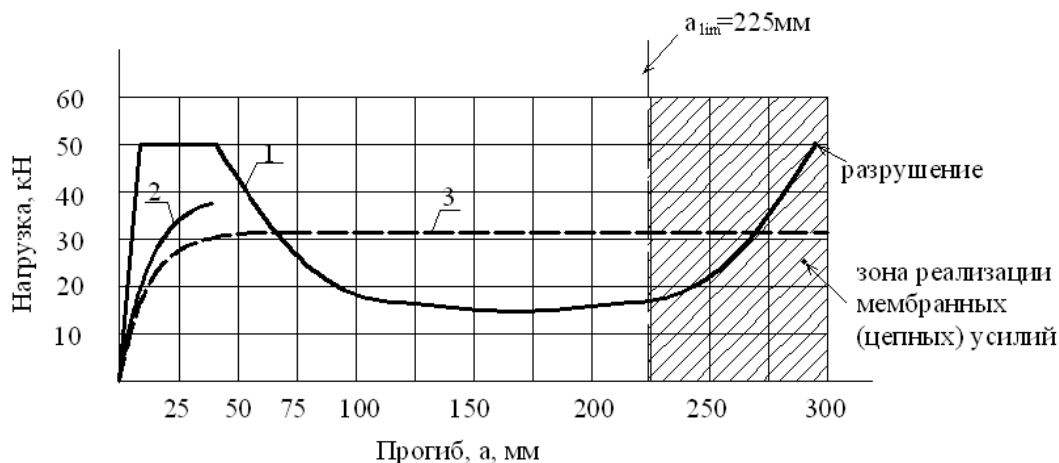


Рис. 7. Графики «нагрузка - прогиб» в зависимости от граничных условий на опорах (без учета связей на опорах)

опоре; 2) величина прогиба должна быть не менее некоторого граничного значения  $a_{lim,exp}$  (в первом приближении можно принять граничное значение прогиба около 10% от эффективного пролета конструктивного элемента). Расчетные зависимости, внесенные в нормы [9, 10] для определения связевых усилий, основанные на предпосылке от реализации мембранных эффектов при  $a_{lim} = 0, 1I_{eff}$  являются обоснованными. Такой подход в первом приближении может быть принят при разработке национальных нормативных документов.

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Доннелл Л.Г. Балки, пластины и оболочки: Пер. с англ./Под ред. Э.Н. Григолюка. – М.: Наука, 1982. – 568 с.
2. Рекомендации по предотвращению прогрессирующих обрушений крупнопанельных зданий. Москомархитектура. – М.: ГУП НИИАЦ, 1999. – 55с.
3. Рекомендации по защите жилых зданий с несущими кирпичными стенами при чрезвычайных ситуациях. Москомархитектура. – М.: ГУП НИИАЦ, 2002. – 14с.

4. Рекомендации по защите высотных зданий от прогрессирующего обрушения/ Москомархитектура.-М.: ГУП НИИАЦ, 2006. - 60с.
5. СНБ 5.03.01-02 Бетонные и железобетонные конструкции. – Мн.: Типпроект, 2003. - 237с.
6. Report of the Inquiry into the Collapse of Flats at Ronan Point, Caning Town; MSO, 1968 (НИИС, перевод 18736).
7. Swedish Board of Housing, Building and Planning – Boverket, 1994, Handbook on Vibration, Induced Deformations and Accidental Loads.
8. Wooding R.E. «An analytical Study of the Moments in Continuous Slabs Subjected to Concentrated Loads», PhD thesis, University of Illinois, 1963, 151 p-p.
9. UFC-023-03 (Unified Facilities Criteria) – Design of Building to Resist progressive collapse, January, 2005.
10. UFC3-340-01 Design and Analysis of Hardened Structures to Conventional Weapons Effect, Dep. Of Defense, Washington, DC, 2002.
11. UFC 4-010-01 DoD Minimum Antiterrorism Standards for Buildings, Dep. Of Defense, Washington, DC, 2002.

Материал поступил в редакцию 25.02.09

#### KARABANUIK S.A. Features of resistance of reinforced Concrete Elements, fixed on supports in accidental design situations.

Design methods directed to protection structures from progressive (disproportional) collapse have been considered in this paper. Some design peculiarities of reinforced concrete elements subject to membrane action have been presented. A description of strategy and results of experimental research of reinforced concrete beam due to detection membrane forces in conditions of deformations restriction have been given.

УДК 624.012

Воскобойников И.С., Бранцевич В.П.

## К ВОПРОСУ О СОПРОТИВЛЕНИИ СОСТАВНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ЦИКЛИЧЕСКИХ НАГРУЖЕНИЯХ

**Введение.** Прочность железобетонных конструкций при действии многократно повторяющихся нагрузок является важнейшим показателем их эксплуатационной надёжности. Учитывая расширяющиеся объёмы применения несущих сборно-монолитных конструкций в сооружениях, испытывающих в процессе эксплуатации многократно повторяющиеся нагрузки (мосты, эстакады, подкрановые балки, элементы перекрытия промзданий с вибрационными воздействиями от оборудования, подвижного транспорта и т.п.), появляется необходимость исследования прочностных характеристик контактного шва сборно-монолитных балочных изгибаемых элементов при циклических нагружениях.

**1. Прочность контактных швов сборно-монолитных конструкций в соответствии с нормативными документами различных стран.** Анализируя нормы по проектированию железобетонных конструкций различных стран, можно отметить тот факт, что большинство из них не даёт чётких указаний по расчёту прочности контакта в условиях циклического воздействия.

В действующих на территории России нормах проектирования железобетонных конструкций (СНиП 2.03.01-84\* [1]) расчет контактных швов сборно-монолитных конструкций на статическое нагружение производится по эмпирическим формулам, а расчет выносливости контакта производится как при статическом нагружении путем уменьшения расчетных сопротивлений материалов, что приводит к искажению картины напряженно-деформированного состояния сборно-монолитных элементов при статических и циклических нагружениях и, как следствие, к снижению надежности и экономичности проектных решений.

По заключению Скворцова А.Г. [2], расчёт прочности контакта по методике СНиП при статическом нагружении приводит к погрешно-

стям до 40%, при циклическом нагружении - до 50%.

В американских нормах АСІ 318-08 [3] при статическом нагружении прочность контакта на сдвиг предлагается определять по выражению

$$V_n = A_{vf} \cdot f_y (0,8 \sin \alpha + \cos \alpha) + A_c K_1 \sin^2 \alpha, \quad (1)$$

Первый член в (1) – это вклад эффекта трения в передачу сдвига контактом (0,8 – коэффициент трения). Второй член выражения – это суммарный вклад эффекта зацепления по берегам трещины (контакта) и нагельного эффекта арматуры.

В немецких DIN 1045 [4] для расчёта прочности контакта при статическом нагружении используется следующее выражение

$$V_{Rd,sy} = a_s \cdot f_{yd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha - \mu \cdot \sigma_{Nd} \cdot b, \quad (2)$$

Вопрос работы контакта при циклических нагружениях в нормах [3, 4] опущен.

В общеевропейских нормах Eurocode 2 [5] к вопросу прочности контакта подошли более детально. При статических нагрузках нормы рекомендуют рассчитывать конструкцию по следующей зависимости

$$V_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5v \cdot f_{cd}, \quad (3)$$

где  $v$  – коэффициент эффективности,  $v = 0,6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$ ;

$c, \mu$  – коэффициенты, зависящие от шероховатости контакта.

При работе стыка в условиях циклических нагрузок нормы [5] предлагают коэффициент  $c$  в выражении (3) умножать на коэффициент, равный 0,5.

Отечественные нормы СНБ 5.03.01-02 [6] для расчёта контакта при статической нагрузке тоже предлагают воспользоваться выражением (3). Но, как ни странно, не распространяют данную зависи-

**Воскобойников Игорь Сергеевич**, аспирант кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета.

**Бранцевич Владимир Петрович**, доцент кафедры строительных конструкций Брестского государственного технического университета

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