



ISSN 1993-3495 online

СОВРЕМЕННОЕ ПРОМЫШЛЕННОЕ И ГРАЖДАНСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО
СУЧАСНЕ ПРОМИСЛОВЕ ТА ЦИВІЛЬНЕ БУДІВНИЦТВО
MODERN INDUSTRIAL AND CIVIL CONSTRUCTION

2021, ТОМ 17, НОМЕР 3, 175–191

УДК 624.074.042

ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПОЭТАЖНЫХ ПОЯСОВ БЕСКАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ НА НЕРАВНОМЕРНО ДЕФОРМИРУЕМОМ ОСНОВАНИИ

М. Д. Панасюк

*ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры»,
2, ул. Державина, г. Макеевка, ДНР, 86123.
E-mail: m.d.panasuk@donnasa.ru*

Получена 07 сентября 2021; принята 10 сентября 2021.

Аннотация. Исследуются предельные состояния железобетонного поэтажного пояса стены бескаркасного здания при неравномерных осадках фундаментов в результате неравномерной сжимаемости грунтов основания или от особых воздействий, например искривления земной поверхности при подработке территории. Натурными исследованиями установлено, что поэтажный пояс над проемами в стене претерпевает изгибные деформации и в предельном состоянии разрушается по нормальным или наклонным сечениям. Формы разрушения зависят от схемы армирования пояса. Признаками разрушения могут быть: течение с последующим разрывом растянутой арматуры; предельная сжимаемость бетона сжатой зоны; течение с последующим разрывом хомутов. Целью исследований является установление надежных деформационных критериев предельных состояний железобетонных поэтажных поясов бескаркасных зданий на неравномерно деформируемых основаниях. Методы исследования являются численные исследования конечно-элементной расчетной модели на основе гипотез теории пластического течения бетона.

Ключевые слова: относительные осадки, теория пластического течения, деформационные критерии.

ГРАНИЧНІ СТАНИ ПОВЕРХОВИХ ПОЯСІВ БЕЗКАРКАСНИХ БУДІВЕЛЬ НА НЕРІВНОМІРНО ДЕФОРМОВАНІЙ ОСНОВІ

М. Д. Панасюк

*ДОНУ ВПО «Донбаська національна академія будівництва і архітектури»,
2, вул. Державіна, м. Макіївка, ДНР, 86123.
E-mail: m.d.panasuk@donnasa.ru*

Отримана 07 вересня 2021; прийнята 10 вересня 2021.

Анотація. Досліджуються граничні стани залізобетонного поверхового поясу стіни безкаркасної будівлі при нерівномірних осіданнях фундаментів в результаті нерівномірної стисливості ґрунтів основи або від особливих впливів, наприклад викривлення земної поверхні при підроблюванні території. Натурними дослідженнями встановлено, що поверховий пояс над прорізами в стіні зазнає згинальні деформації і в граничному стані руйнується по нормальних або похилих перерізах. Форми руйнування залежать від схеми армування поясу. Ознаками руйнування можуть бути: течія з подальшим розривом розтягнутої арматури; гранична стисливість бетону стиснутої зони; течія з подальшим розривом хомутів. Метою досліджень є встановлення надійних деформаційних критеріїв граничних станів залізобетонних поверхових поясів безкаркасних будівель на нерівномірно деформованій основі. Методи дослідження є чисельні дослідження кінцево-елементної розрахункової моделі на основі гіпотез теорії пластичної течії бетону.

Ключові слова: відносні осідання, теорія пластичної течії, деформаційні критерії.

LIMITING CONDITIONS OF FLOOR BELTS OF FRAMELESS BUILDINGS ON AN UNEVENLY DEFORMABLE BASE

Mark Panasyuk

Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture,

2, Derzhavin Str., Makeevka, DPR, 83123.

E-mail: m.d.panasuk@donnasa.ru

Received 07 September 2021; accepted 10 September 2021.

Abstract. The limiting states of the reinforced concrete floor belt of the wall of a frameless building are investigated in case of uneven settlements of foundations as a result of uneven compressibility of the foundation soils or from special influences, for example, the curvature of the earth's surface during the development of the territory. Field studies have established that the floor belt above the openings in the wall undergoes bending deformations and, in the limiting state, collapses along normal or inclined sections. The forms of destruction depend on the belt reinforcement scheme. Signs of destruction can be: flow followed by rupture of the stretched reinforcement; the ultimate compressibility of the concrete in the compressed zone; flow followed by rupture of the clamps. The aim of the research is to establish reliable deformation criteria for the limiting states of reinforced concrete floor belts of frameless buildings on unevenly deformable foundations. Re-search methods are numerical studies of a finite element design model based on the hypotheses of the theory of plastic flow of concrete.

Keywords: relative settlements, theory of plastic flow, deformation criteria.

Введение

Статья посвящена исследованию предельных состояний железобетонного поэтажного пояса стены бескаркасного здания при неравномерных осадках фундаментов в результате неравномерной сжимаемости грунтов основания или от особых воздействий, например искривления земной поверхности при подработке территории.

Уравнения пластического состояния материалов конструкций приняты в соответствии с работой [1]. Решение нелинейных задач МКЭ выполнено итерационными методами, изложенными в работе [2]. Исследования выполнены с использованием исследовательского программного комплекса (ИПК) «Ранам».

В технической литературе отсутствуют надежные методы анализа предельных состояний железобетонных поэтажных поясов стен бескаркасных зданий в зоне проемов. В частности отсутствуют рекомендации по применению деформационных критериев предельных состояний. По этой причине приводимые здесь результаты исследований являются актуальными.

Характеристика расчетной модели

Расчетная модель представлена ансамблем объемных конечных элементов в форме тетраэдров. При формировании расчетной схемы использован шаблон в виде куба размерами $0,1(l) \times 0,05(b) \times 0,05(h)$ м, состоящий из пяти тетраэдров. Продольная рабочая арматура и хомуты моделировались стержневыми конечными элементами. Размеры поперечного сечения поэтажного пояса $20 \times 40(h)$ см. Расстояние между гранями простенков стены (пролет поэтажного пояса) составляет 1,2 м. Ширина простенка принята в двух вариантах – 1,2 м (нормальный простенок) и 0,2 м (узкий простенок).

Расчетная модель поэтажного пояса представлена на рисунке 1.

Применены четыре типа конечных элементов по жесткости:

- тип 1 – бетон C20/25;
- тип 2 – верхняя продольная арматура 3 $\varnothing 20$ A400C;
- тип 3 – нижняя продольная арматура 3 $\varnothing 20$ A400C;
- тип 4 – хомуты $\varnothing 10$ A240 с шагом 100 мм.

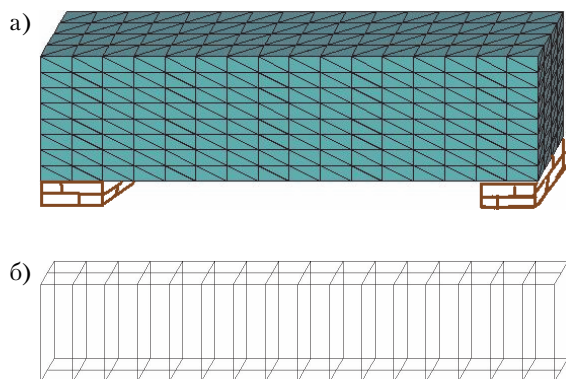


Рисунок 1. Расчетная модель поэтажного пояса: а) конечно-элементная модель; б) схема армирования поэтажного пояса.

Граничные условия задавались в виде жестких закреплений опорных сечений поэтажного пояса по граням простенков. Воздействия на конструкцию задавались в виде вынужденных перемещений левого опорного сечения поэтажного пояса по грани простенка. Величина ступени нагружения составила 1 мм. Количество ступеней нагружения – 12. Максимальная величина деформационного воздействия составляет 12 мм или 10 мм/м. В соответствии с нормами [3] максимально допустимая величина неравномерной осадки для бескаркасного здания не превышает 3 мм/м.

Расчетные характеристики материалов конечных элементов вычислены в соответствии с работой [4]. Ниже приводятся численные значения указанных характеристик.

Данные таблицы 1 вычислены для следующих нормативных характеристик материалов [5].

Бетон: $C_{20/25}$, $R_b = 14,5$ МПа, $R_{bt} = 1,5$ МПа, $\epsilon_{lim} = 0,00344$.

Предельная деформация бетона при растяжении принята $\epsilon_{lim,t} = 0,0007$.

Расчетные характеристики арматурной стали приняты по нормам [5].

Исследования выполнялись для трех расчетных моделей поэтажного пояса.

Модель 1. Поэтажный пояс выполнен из железобетона, ширина простенка 1,2 м, при достижении предельной растяжимости растягивающие напряжения в бетоне обнуляются.

Модель 2. Поэтажный пояс выполнен из фибробетона, ширина простенка 1,2 м, при достижении предельной растяжимости растягивающие напряжения в бетоне остаются неизменными (течение в области растяжения).

Модель 3. Поэтажный пояс выполнен из железобетона, ширина простенка 0,2 м, предельное состояние достигается в виде пластического течения в зоне узкого простенка.

Результаты исследований

Анализ результатов расчета, полученных в рамках теории пластичности, принято выполнять с использованием пяти типов диаграмм (графиков):

- диаграмма сдвига, которая строится в осях «интенсивность деформаций (x) – интенсивность напряжений (y)»;
- диаграмма уплотнения, которая строится в осях «средние деформации (x) – средние напряжения (y)»;
- траектория нагружения, которая строится в осях «средние напряжения (x) – интенсивность напряжений (y)»;
- уровень напряжений (нагружения), которая строится в осях «нагрузка (степень нагружения) (x) – уровень напряжений (y)»;
- уровень деформаций (сжатия или растяжения), которая строится в осях «нагрузка (степень нагружения) (x) – уровень деформаций (y)».

1. Опорные реакции и внутренние усилия

Опорными реакциями являются вертикальные силы в закреплениях поэтажного пояса по граням простенка. По величинам опорных реакций

Таблица 1. Расчетные характеристики материалов

Материал	Деформационные и прочностные характеристики						
	E , тс/м ²	ν	C_1 , тс/м ²	C_2 , тс/м ²	F_1 , градус	F_2 , градус	γ , тс/м ³
Бетон	920 000	0,25	329,64	725,0	41,08	0	2,5

Вид
испытаний
Одноосное
сжатие

определены изгибающие моменты и поперечные силы в сечениях поэтажного пояса по внутренним граням простенка. Графики изменения изгибающих моментов и поперечных сил в зависимости от неравномерных осадок простенков стены бескаркасного здания приведены на рисунках 2 и 3.

В таблице 2 представлены результаты сопоставления максимальных усилий в поясе по данным расчетов и по нормам на проектирование железобетонных конструкций [5].

Выводы по представленным результатам расчета сводятся к следующему.

Для изготовления поэтажного пояса в разных вариантах использован бетон (модель 1) и фибробетон (модель 2) одного и того же класса по прочности. Разница в несущей способности указанных конструкции по изгибающему моменту объясняется обнулением растягивающих напряжений в бетоне при образовании трещин. При этом в фибробетоне реализуется пластическое течение материала в области растяжения с

Изгибающие моменты в сечении пояса

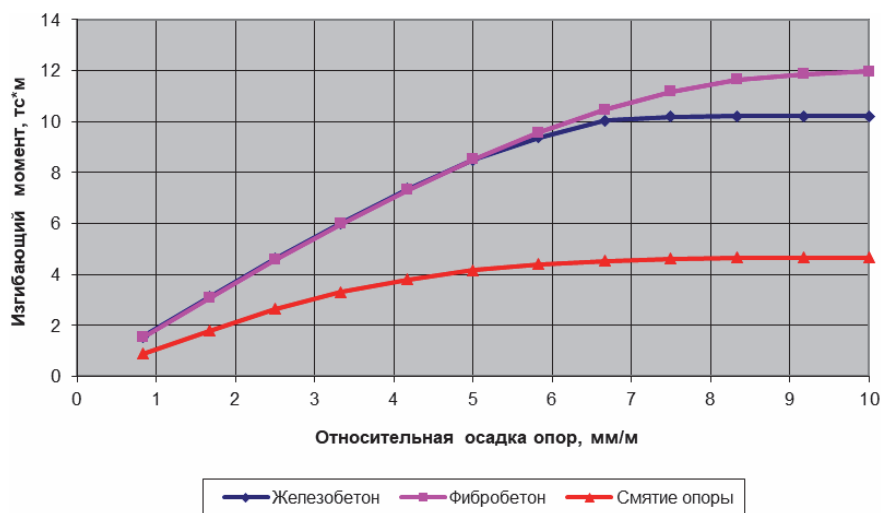


Рисунок 2. Изгибающие моменты в опорном сечении пояса.

Поперечные силы в сечении пояса

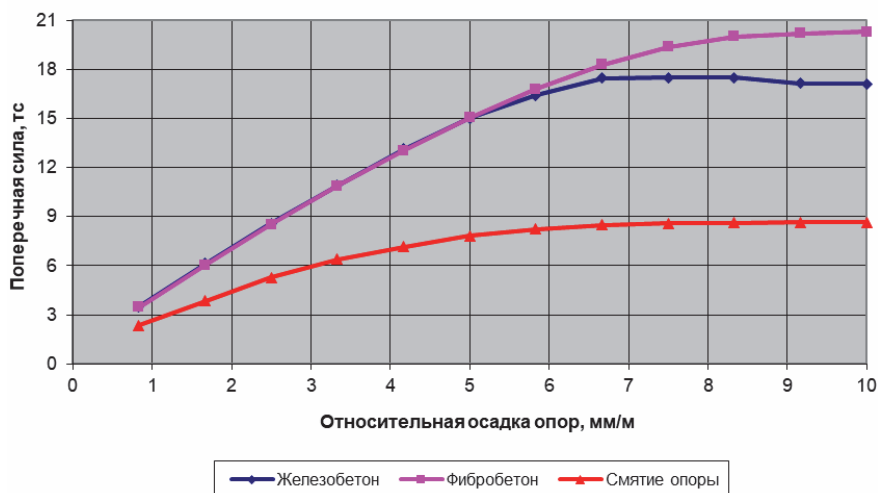


Рисунок 3. Графики поперечных сил в опорном сечении пояса.

Таблица 2. Результаты сопоставления максимальных усилий в поясе

Вид расчета	Железобетон (1)		Фибробетон (2)		Смятие опоры (3)	
	М, тс·м	Q, тс	М, тс·м	Q, тс	М, тс·м	Q, тс
Panama	10,21	17,12	11,96	20,31	4,66	8,65
СНиП	10,2	24,12	12,2	24,12	–	–

постоянными значениями растягивающих напряжений. Можно сделать заключение, что разность несущей способности указанных конструкций равна величине момента трещинообразования в железобетоне.

При смятии материала в зоне узкого простенка (модель 3) опорные реакции переходят в стадию течения. При этом внутренние усилия в поэтажном поясе, начиная с неравномерной осадки 5 мм/м, практически не изменяются.

Железобетонный пояс (модель 1) переходит в стадию пластического течения, начиная с неравномерной осадки опор 6,7 мм/м, (рис. 2). Указанную величину неравномерной осадки можно принять в качестве предельно допустимой по критерию исчерпания несущей способности конструкции поэтажного пояса, изготовленного из железобетона. Для поэтажного пояса, выполненного из фибробетона, в качестве такой величины (рис. 2) можно принять неравномерную осадку опор 8,3 мм/м. Таким образом, применение фибробетона для изготовления поэтажного пояса увеличивает предельно допустимую неравномерную осадку опор на 22 %.

2. Напряжения и деформации в бетоне

Динамика изменения напряженно-деформированного состояния поэтажного пояса при возрастании неравномерных осадок опор представлены на рисунках таблиц 3–5. На указанных рисунках иллюстрируется изменение уровней напряжений и уровней деформаций как безразмерных параметров, принимающих значение 1,0 при достижении соответствующих предельных состояний. В указанных таблицах неравномерные осадки опор представлены в виде относительных осадок $\Delta S/L$, измеряемых в мм/м. Как принято в большинстве программных комплексах, параметры НДС представлены в виде цветных мозаик.

Анализ мозаик изменения НДС поэтажного пояса, представленных в таблицах 3–5, позволяют сделать следующие выводы.

Трещины в растянутой зоне нормального сечения поэтажного пояса возникают уже при относительных осадках опор 1,5...2,0 мм/м. В соответствии с нормами [3] допускаемые неравномерные осадки основания кирпичного здания составляют 2,0 мм/м.

Пластическое течение бетона сжатой зоны нормального сечения поэтажного пояса реализуется при относительных осадках опор 3,0...3,5 мм/м. В соответствии с нормами [3] неравномерная осадка основания 4,0 мм/м допускается только для податливых каркасных зданий.

При смятии опор поэтажного пояса (модель 3) предельная сжимаемость бетона в опорной зоне достигается при относительных осадках опор 5,0 мм/м. Этот результат согласуется с данными анализа внутренних усилий в поэтажном поясе (модель 3, рис. 2). Раннее разрушение опорной зоны не позволяет предавать напряжения на опорные сечения поэтажного пояса при возрастании неравномерных осадок опор. По этой причине наблюдается псевдотечение опорного сечения по изгибающему моменту (модель 3, рис. 2).

В целом характер разрушения поэтажного пояса соответствует схеме внецентренного сжатия с большим эксцентриситетом. При этом растянутая зона распространяется на одну треть длины конструкции от опоры в виде клиновидного тела с основанием у опоры. При этом границей между растянутым и сжатым клиновидными телами является траектория наклонной трещины. Разрушение поэтажного пояса по наклонной трещине в данном анализе не реализовано.

Количественная оценка напряженно-деформированного состояния конечных элементов поэтажных поясов для разных моделей представлена на графиках рисунков 4–14. Для моделей 1 и 2 выполнен сопоставительный анализ растянутой и сжатой зоны нормального сечения поэтажного пояса.

Таблица 3. Поэтажный пояс из железобетона (модель 1)

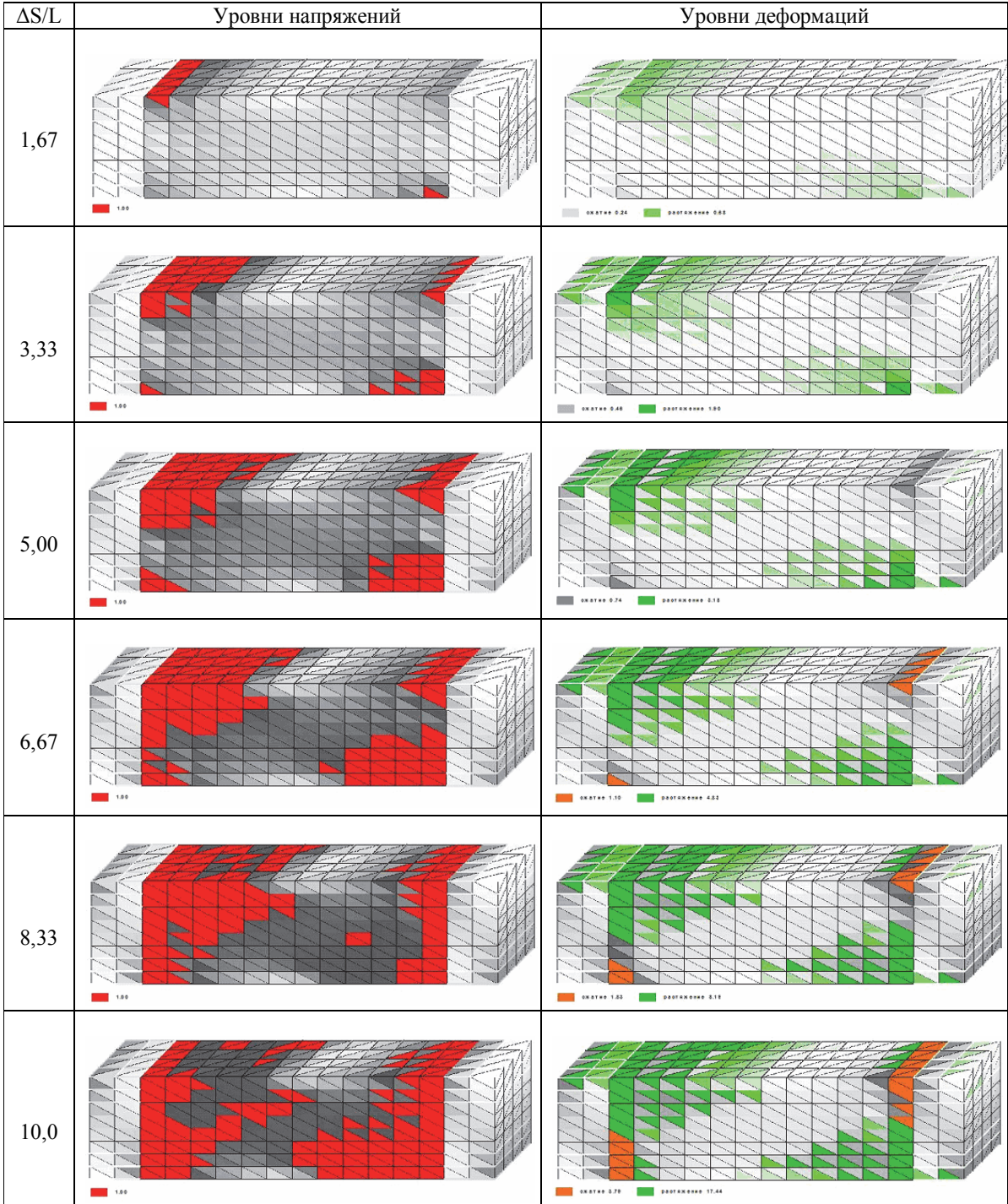
$\Delta S/L$	Уровни напряжений	Уровни деформаций
1,67		
3,33		
5,00		
6,67		
8,33		
10,0		

Для растянутой зоны представлены диаграммы сдвига, уплотнения, уровни нагружения и уровни деформаций растяжения (рис. 4–7).

Из графика на рисунке 6 следует, что предельное состояние по растягивающим на-

пряжениям наступает при относительной осадке опор поэтажного пояса 1,67 мм/м. При этом интенсивность напряжений (рис. 4), которая вначале возрастала до 200 тс/м², уменьшилась до нуля. Это означает, что бетон потерял

Таблица 4. Поэтажный пояс из фибробетона (модель 2)

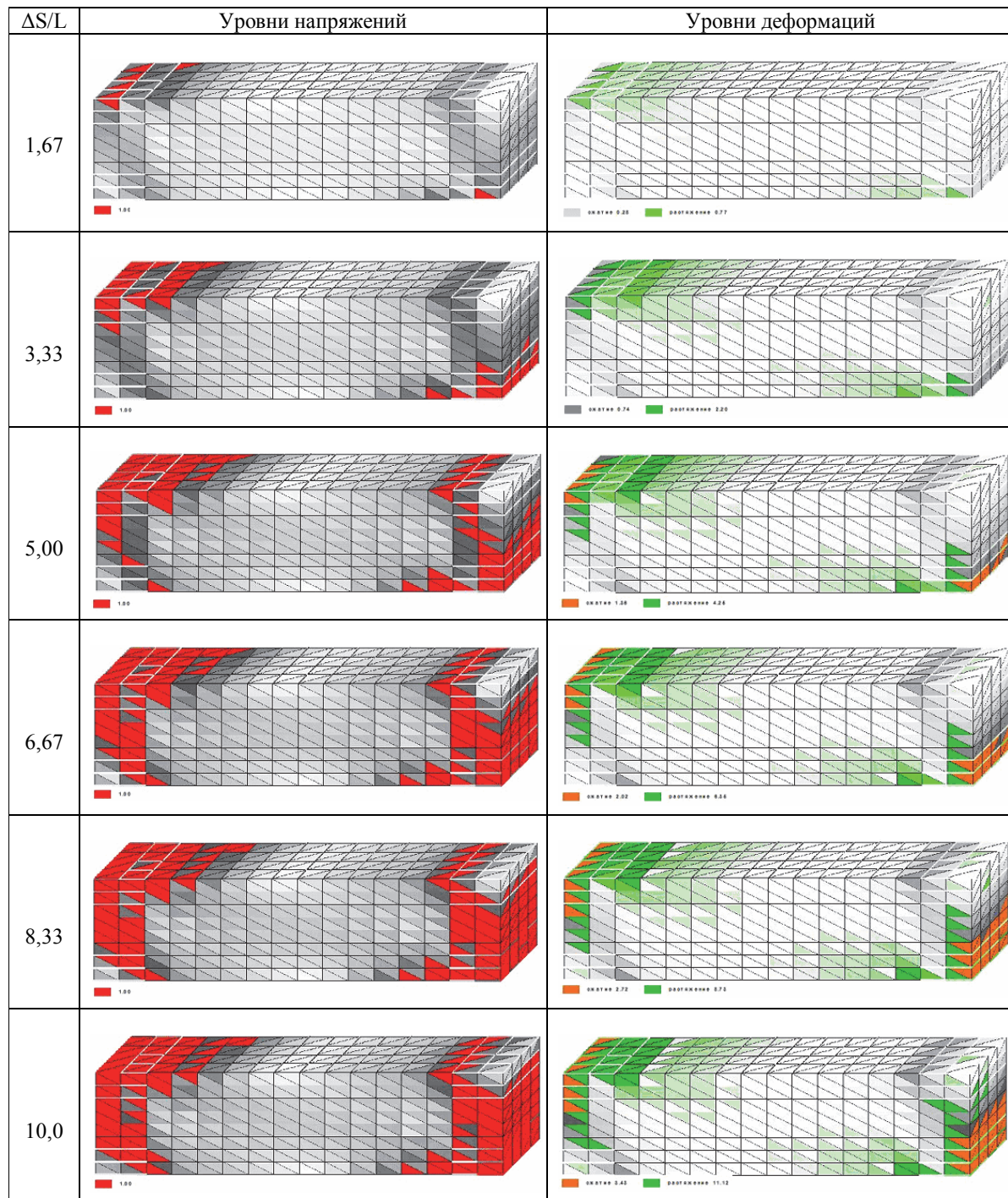


несущую способность по сдвиговым деформациям.

Из графиков на рисунке 5 следует, что в начале нагружения растягивающие средние напряжения в бетоне возрастали до 250 тс/м². После до-

стижения предельного состояния средние напряжения в бетоне (модель 1) уменьшились до нуля, а средние напряжения в фибробетоне (модель 2) при дальнейшем нагружении остались неизменными. Таким образом, работа фибробетона в

Таблица 5. Поэтажный пояс из железобетона, смятие опор (модель 3)



области растяжения соответствует гипотезе о пластическом течении материала в области объемного растяжения. Именно диаграммы уплотнения по рисунку 5 объясняют разницу в несущей способности по изгибающему моменту железобетона (модель 1) и фибробетона (модель 2).

Наибольший интерес представляют графики на рисунке 7, характеризующие уровни деформаций растяжения в бетоне.

Уровню деформаций растяжения 1,0 соответствует предельная деформация растяжения 0,0007. Расстояние между трещинами вычислено



Рисунок 4. Диаграмма сдвига характерного КЭ растянутой зоны.

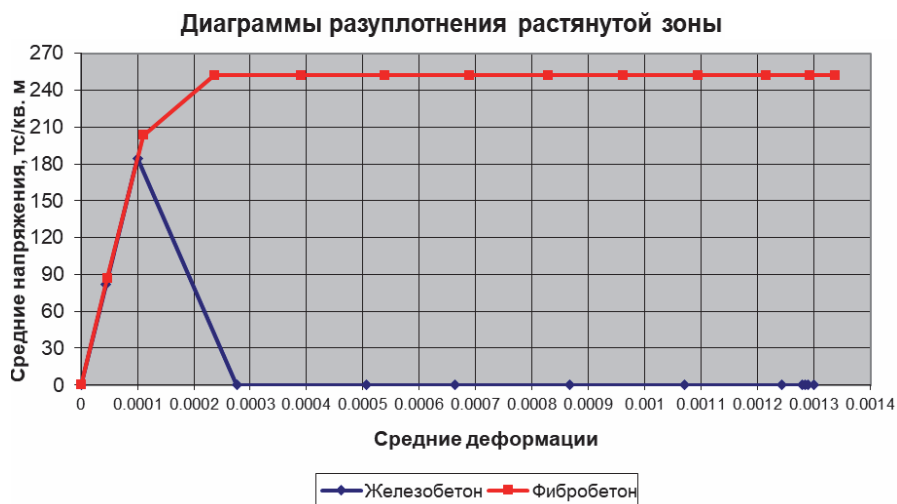


Рисунок 5. Диаграмма уплотнения характерного КЭ растянутой зоны.



Рисунок 6. Уровни нагружения характерного КЭ растянутой зоны.

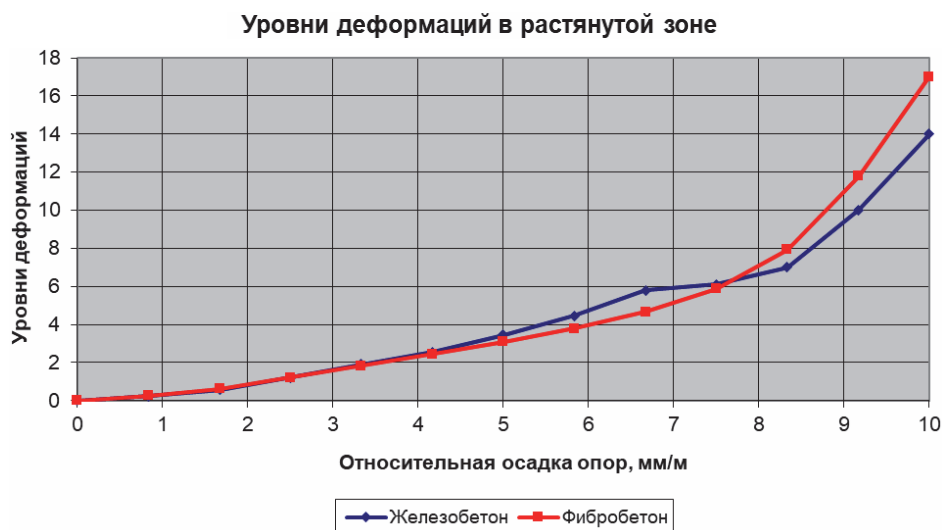


Рисунок 7. Уровни деформаций растяжения характерного КЭ растянутой зоны.

по нормам [5] и составляет 150 мм. Ширина раскрытия трещины при уровне 1,0 составляет $0,0007 \cdot 150 = 0,105$ мм. Допустимая величина раскрытия трещины составляет по нормам 0,3 мм и наступает при относительной осадке опор 5 мм/м (рис. 7). Максимальное раскрытие трещин составляет: для железобетона (модель 1) – 1,4 мм; для фибробетона (модель 2) – 1,7 мм.

Вывод: предельно допустимая величина относительной осадки опор по критерию образования трещины 0,3 мм составляет 5,0 мм/м.

Для сжатой зоны представлены траектории нагружения, уровни нагружения и уровни деформаций сжатия (рис. 8–10).

Траектории нагружения сжатой зоны (рис. 8) монотонные, что свидетельствует о простом характере нагружения. Интенсивность напряжений достигает при относительной осадке опор 4,2 мм/м величины $1\,450 \text{ тс/м}^2$. Указанная величина является расчетным сопротивлением бетона при одноосном сжатии. При этом объемные напряжения в сжатой зоне составляют 900 тс/м^2 . Траектория нагружения имеет площадку текучести, свидетельствующую о достижении в материале пластического течения на определенном этапе нагружения. При этом максимальные значения средних напряжений составляют: $1\,300 \text{ тс/м}^2$ для железобетона и $1\,700 \text{ тс/м}^2$ для фибробетона. Последнее обусловлено более высокой несущей способностью нормального сечения фибробетона по изгибающему моменту.

Графики уровней нагружения (рис. 9) для железобетона и фибробетона практически совпадают. При этом начало пластического течения сжатой зоны соответствует относительной осадке опор 4,2 мм/м.

Предельная сжимаемость бетона сжатой зоны (рис. 10) достигается при относительной осадке опор 6,7...7,0 мм/м.

Таким образом, предельно допустимая относительная осадка опор по критерию достижения предельной сжимаемости в материале составляет 6,7 мм/м.

Для анализа НДС в зоне смятия опор (модель 3) построены графики траекторий нагружения, уровней нагружения, осевых напряжений и уровней деформаций сжатия, представленные на рисунках 11–14.

Анализируется НДС в нижней и верхней зонах опор. Указанные зоны существенно отличаются траекториями нагружения (рис. 11). Так, например, течение в нижней зоне возникает при средних напряжениях сжатия 800 тс/м^2 , а в верхней зоне при средних напряжениях 600 тс/м^2 .

Пластическое течение бетона при смятии опор (рис. 12) возникает в нижней зоне при относительной осадке опор 5,8 мм/м, а в верхней зоне при неравномерной осадке 2,4 мм/м. Таким образом, разрушение верхней зоны наступает значительно раньше, чем нижней зоны. Здесь важно отметить следующее.

В условиях стесненного сжатия (рис. 13) вертикальные напряжения в стадии пластического

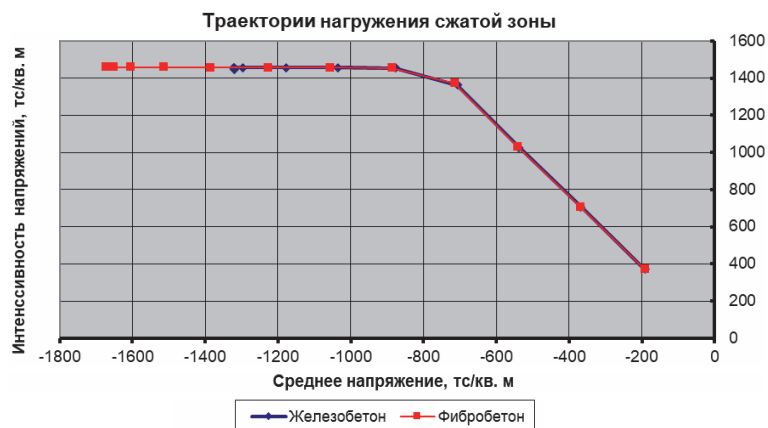


Рисунок 8. Траектории нагружения характерного КЭ сжатой зоны.



Рисунок 9. Уровни нагружения характерного КЭ сжатой зоны.

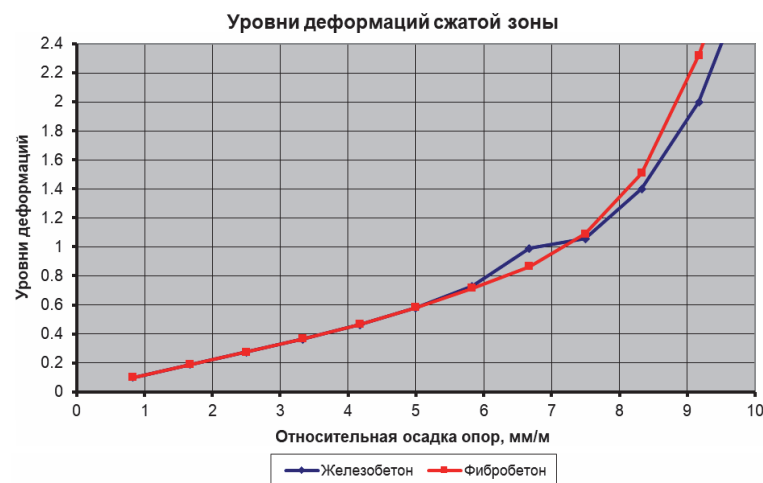


Рисунок 10. Уровни деформаций сжатия характерного КЭ сжатой зоны.

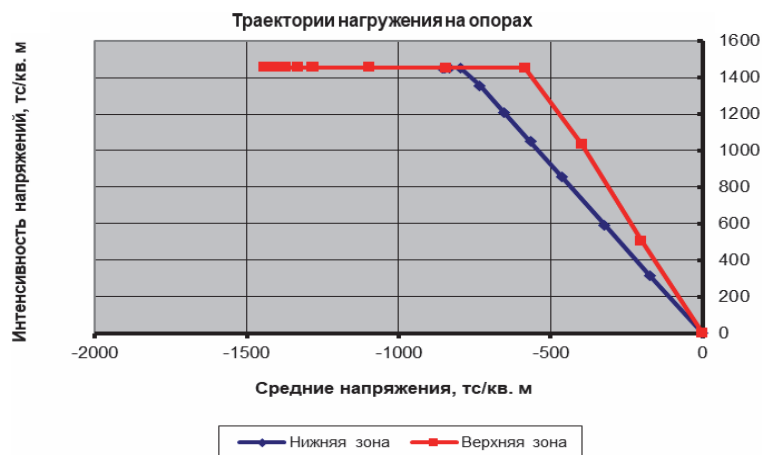
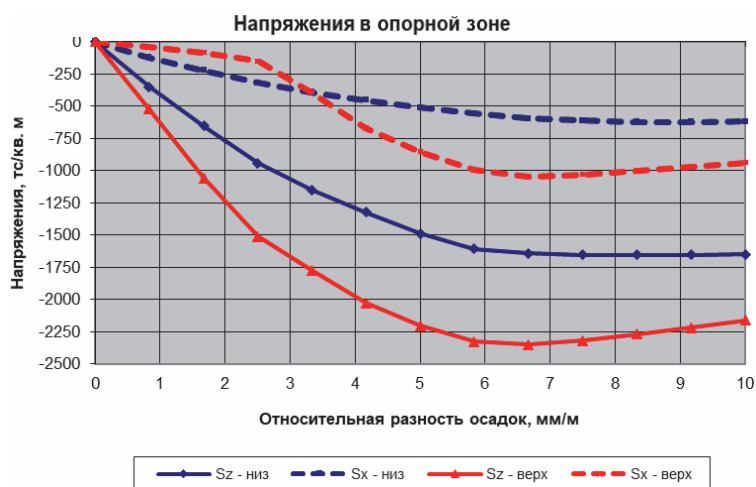


Рисунок 11. Траектории нагружения характерных КЭ в зоне смятия опор.



Рисунок 12. Уровни нагружения характерных КЭ в зоне смятия опор.

Рисунок 13. Влияние боковых напряжений (S_x) на сопротивление бетона сжатию (S_z).

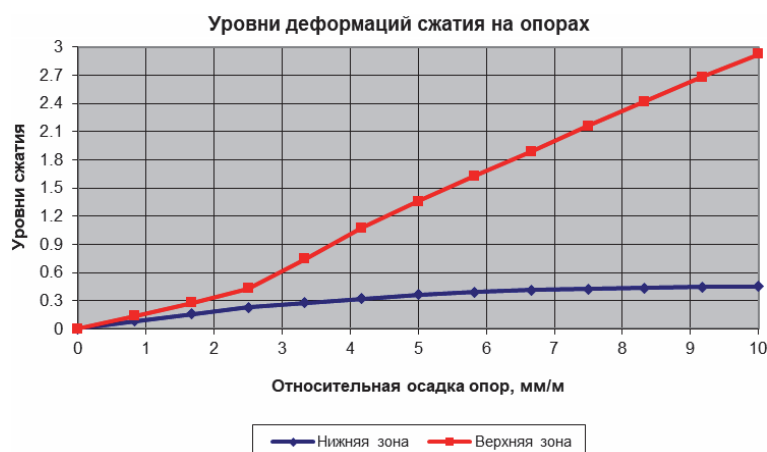


Рисунок 14. Уровни деформаций сжатия характерных КЭ в зоне смятия опор.

течения материала могут превышать расчетное сопротивление бетона одноосному сжатию, которое в нашем случае составляет $1\,450\text{ тс/м}^2$. Как следует из графиков рисунка 13, расчетное сопротивление бетона сжатию в нижней зоне увеличивается на 14 %, а в верхней зоне на 55 %. При этом начало текучести по сжимаемым напряжениям для обеих зон смещается к относительной осадке 6,0 мм/м. Таким образом, в стадии пластического течения материала по сдвиговым напряжениям сопротивление бетона сжимающим напряжениям может при определенных траекториях нагружения возрастать.

Предельная сжимаемость бетона (рис. 14) достигается в верхней зоне при относительной осадке опор 4,2 мм/м. Предельная сжимаемость бетона в нижней зоне вообще не достигается. При этом максимальный уровень деформаций сжатия составляет в этой зоне в конце нагружения 0,4.

Таким образом, предельно допустимая относительная осадка опор по критерию достижения предельной сжимаемости в материале составляет для случая смятия опор (модель 3) 4,2 мм/м.

3. Напряжения в арматуре.

Рассмотрено напряженное состояние растянутой и сжатой продольной арматуры и хомутов в опорной зоне поэтажного пояса (рис. 1). Графики уровней нагружения арматуры представлены на рисунках 15–17.

Уровни нагружения в растянутой арматуре (рис. 15) находятся в диапазоне 0,7–0,8. Таким образом, предельное состояние по текучести растянутой арматуры не реализуется. Низкий уровень нагружения для растянутой арматуры в слу-

чае смятия опор (модель 3) объясняется тем, что при смятии опор внутренние усилия с определенного уровня нагружения не передаются на опорные сечения поэтажного пояса. Для продольной арматуры в железобетонной конструкции (модель 1), начиная с относительной осадки опор 6,8 мм/м, наблюдается участок псевдо-текучести, обусловленный достижением в бетонной сжатой зоне предельной сжимаемости.

Уровни нагружения в растянутой арматуре (рис. 16) находятся в диапазоне 0,5–0,6. Таким образом, предельное состояние по текучести сжатой арматуры не реализуется. Низкий уровень нагружения для сжатой арматуры в случае смятия опор (модель 3) объясняется тем, что при смятии опор внутренние усилия с определенного уровня нагружения не передаются на опорные сечения поэтажного пояса. Напряжения в сжатой арматуре возрастают во всех случаях пропорционально внешнему воздействию, т. е. находятся в упругой стадии работы арматуры.

Уровни нагружения в арматуре хомутов (рис. 17) находятся в пределах 0,4–0,6. Более нагруженными являются хомуты в конструкции из фибробетона (модель 2). По высоте хомута наиболее напряженным является участок в его средней трети. Это объясняется тем, что именно в средней трети по высоте пояса действуют максимальные сдвигающие напряжения. В этой зоне также берет начало наклонная трещина, приводящая в конечном счете к разрушению конструкции по поперечной силе.

Вывод: предельные состояния поэтажного пояса по критериям достижения течения или

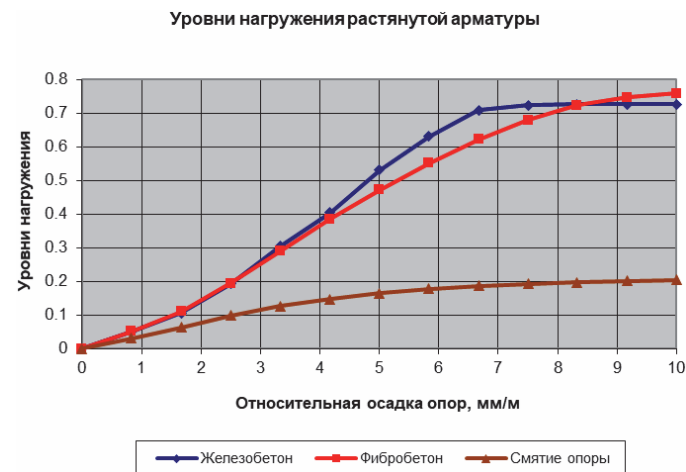


Рисунок 15. Уровни нагружения растянутой продольной арматуры.

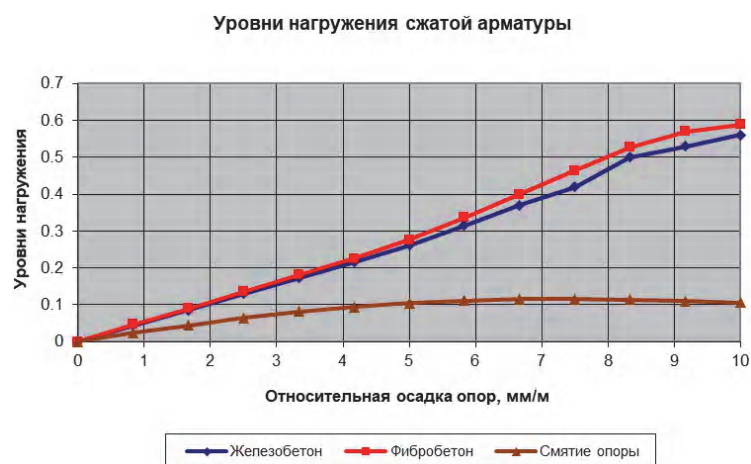


Рисунок 16. Уровни нагружения сжатой продольной арматуры.

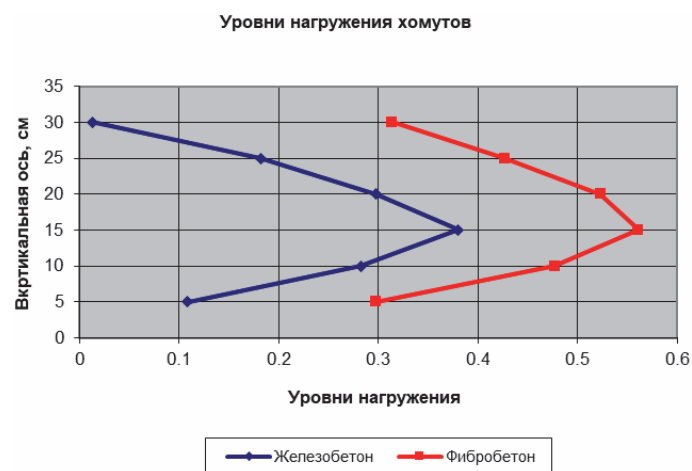


Рисунок 17. Уровни нагружения вертикальной ветви хомута у опоры.

разрушения продольной или поперечной арматуры не достигнуты.

Общие выводы по результатам исследований

1. Предельно допустимые относительные осадки опор поэтажного пояса, вычисленные по различным критериям предельных состояний, приведены в таблице 6.

В качестве расчетного значения относительной осадки оснований фундаментов для поэтажного пояса следует принять величину 6,7 мм/м. При этом ширина простенка стены бескаркасного здания должна быть не менее 0,4 м.

В соответствии с нормами [3] максимальная допустимая относительная осадка фундаментов бескаркасного здания не превышает 3,0 мм/м.

Таким образом, применение для оценки предельных состояний поэтажных поясов бескаркасных зданий деформационных критериев позволяет расширить область допустимых неравномерных осадок основания в 2,2 раза.

2. Работа бетона на растяжение, например, в случае применения фибробетона, приводит

к увеличению несущей способности нормальных сечений по изгибающему моменту на 15...20 %. Однако последнее не влияет на величины неравномерных осадок основания, соответствующих достижению предельной сжимаемости бетона. Таким образом, в практических расчетах работа бетона на растяжение может не учитываться.

3. Напряженное состояние сжатой зоны нормального сечения поэтажного пояса близко к одноосному сжатию. При этом напряжения в сжатой зоне, соответствующие началу пластического течения бетона, равны расчетному сопротивлению бетона на сжатие. В опорной зоне имеет место стесненное сжатие. При этом вертикальные напряжения в бетоне, соответствующие пластическому течению, возрастают по сравнению с расчетным сопротивлением бетона на 14...55 %.
4. Напряжения в арматуре хомутов распределяются по высоте сечения неравномерно. Максимальные напряжения возникают в средней трети по высоте сечения в зоне максимальных сдвигающих напряжений. В этой же зоне берет начало наклонная трещина, приводящая в конечном счете к разрушению конструкции по поперечной силе.

Таблица 6. Предельно допустимые относительные осадки поэтажного пояса

Критерии предельных состояний	Конструкция поэтажного пояса		
	Железобетон Модель 1	Фибробетон Модель 2	Смятие опор Модель 3
Несущая способность нормального сечения	6,7	8,3	5,0
Несущая способность наклонного сечения	Не достигнуто	Не достигнуто	Не достигнуто
Предельная сжимаемость бетона	6,7	6,7	4,2
Ширина раскрытия трещины 0,3 мм	5,0	5,0	Не достигнуто
Пластическое течение арматуры	Не достигнуто	Не достигнуто	Не достигнуто
Предельная растяжимость арматуры	Не достигнуто	Не достигнуто	Не достигнуто

Литература

1. Петраков, А. А. Исследование уравнений состояния теории пластического течения / А. А. Петраков. – Текст : непосредственный // Будівельні конструкції. – 2008. – Выпуск 71. – С. 77–87.
2. Петраков, А. А. Решение нелинейных задач МКЭ методом Ньютона – ПВР / А. А. Петраков, Н. А. Петракова, М. Д. Панасюк. – Текст : электронный // Современное промышленное и гражданское строительство. – 2017. – Т. 13, № 3. – С. 169–178. – URL: http://donnasa.ru/publish_house/journals/spgs/2017-3/05_petrakov_petrakova_panasiuk.pdf (дата опубликования: 31.05.2017).
3. ДБН В.1.1-5-2000. Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих ґрунтах. Державні будівельні норми України : видання офіційне : затверджено та надано чинності Наказом Держбуду України від 30.12.99 р. № 314 : на заміну СНиП 2.01.09-91 : надано чинності 2000-07-01 / розроблено Державним підприємством «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (НДІБК). – Київ : Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2000. – 94 с. – Текст : непосредственный.
4. Гениев, Г. А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г. А. Гениев, В. Н. Кисюк, В. А. Тюпин. – Москва : Стройиздат, 1974. – 216 с. – Текст : непосредственный.
5. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції : видання офіційне : затверджено та надано чинності Наказом Мінрегіонбуду України від 24 грудня 2009 р. № 680 : на заміну СНиП 2.03.01-84* : надано чинності 2011-06-04 / розроблено Державним науково-дослідним інститутом будівельних конструкцій. – Київ : Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011. – 71 с. – Текст : непосредственный.
6. Петраков, А. А. Практические методы решения упруго-пластических задач при сложном нагружении бетонных конструкций / А. А. Петраков. – Текст : непосредственный // Современные проблемы строительства. Донецкий ПромстройНИИ-проект. – 1999. – № 7. – С. 65–69.
7. Numerical Modeling of Masonry and Historical Structures from Theory to Application / B. Ghiassi, G. Milani, G. Bahman, M. Gabriele. – Cambridge, United States : Woodhead Publishing, 2019. – 795 p. – Текст : непосредственный.
8. Zienkiewicz, O. C. The Finite Element Method : volume 2. Solid Mechanics / O. C. Zienkiewicz, R. L. Taylor. – [5-th ed.]. – Oxford : Butterworth : Heinemann, 2000. – 459 p. – Текст : непосредственный.
9. Schanz, T. The hardening soil model: formulation and verification / T. Schanz, P. A. Vermeer, P. G. Bonnier. – Текст : непосредственный // Beyond 2000 in Computational Geotechnics. 10 Years of Plaxis International, 18–20 March 1999, Amsterdam, Netherlands / edited by Ronald B. J. Brinkgreve. – Rotterdam : BROOKFIELD, 1999. – P. 281–296.

Reference

1. Petrakov, A. A. Investigation of the equations of state of the theory of plastic flow. – Text : direct. – In: *Building structures*. – 2008. – Issue 71. – P. 77–87. (in Russian)
2. Petrakov, A. A.; Petrakova, N. A.; Panasyuk, M. D. Solving non-linear problems of the finite over elements by Newton method. – Text : electronic. – In: *Modern industrial and civil construction*. – 2017. – Volume 13, № 3. – P. 169–178. – URL: http://donnasa.ru/publish_house/journals/spgs/2017-3/05_petrakov_petrakova_panasiuk.pdf (date of publication: 31.05.2017). (in Russian)
3. DBN V.1.1-5-2000. Buildings and structures in undermined areas and subsidence soils. – Kiev : Ministry of Regional Development and Construction of Ukraine. – 2000. – 94 p. – Text : direct. (in Ukrainian)
4. Geniyev, G. A.; Kisyuk, V. N.; Tyupin, V. A. The theory of plasticity of concrete and reinforced concrete. – Moscow : Stroiizdat, 1974. – 216 p. – Text : direct. (in Russian)
5. DBN V.2.6-98:2009. Concrete and reinforced concrete structures. – Kiev : Ministry of Regional Development and Construction of Ukraine. – 2011. – 71 p. – Text : direct. (in Ukrainian)
6. Petrakov, A. A. Practical methods for solving elastic-plastic problems with complex loading of concrete structures. – Text : direct. – In: *Modern construction problems. Donetsk Promstroy Research Institute project*. – 1999. – № 7. – P. 65–69. (in Russian)
7. Ghiassi, B.; Milani, G.; Bahman, G.; Gabriele, M. Numerical Modeling of Masonry and Historical Structures from Theory to Application. – Cambridge, United States : Woodhead Publishing, 2019. – 795 p. – Text : direct. (in English)
8. Zienkiewicz, O. C.; Taylor, R. L. The Finite Element Method : volume 2. Solid Mechanics. – [5-th ed.]. – Oxford : Butterworth : Heinemann, 2000. – 459 p. – Text : direct. (in English)
9. Schanz, T.; Vermeer, P. A.; Bonnier, P. G. The hardening soil model: formulation and verification. – Text : direct. – In: *Beyond 2000 in Computational Geotechnics. 10 Years of Plaxis International*. – Rotterdam : BROOKFIELD, 1999. – P. 281–296. (in English)
10. Zingoni, A. Advances in Engineering Materials, Structures and Systems: Innovations, Mechanics and Applications. – Netherlands : CRC Press/ Balkema, 2019. – 2398 p. – Text : direct. (in English)
11. Curtin, W. G.; Parkinson, G. I.; Golding, J. [et. al.]. Structural Foundation Designers' Manual. – UK : Blackwell Publishing, 2006. – 370 p. – Text : direct. (in English)

10. Zingoni, A. Advances in Engineering Materials, Structures and Systems: Innovations, Mechanics and Applications / A. Zingoni. – Netherlands : CRC Press/Balkema, 2019. – 2398 p. – Текст : непосредственный.
11. Structural Foundation Designers' Manual / W. G. Curtin, G. I. Parkinson, J. Golding [et. al.]. – UK : Blackwell Publishing, 2006. – 370 p. – Текст : непосредственный.

Панасюк Марк Дмитриевич – аспирант кафедры оснований, фундаментов и подземных сооружений ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры». Научные интересы: теория взаимодействия сооружений с деформирующимся основанием, в том числе на подрабатываемых территориях и на просадочных грунтах; разработка и исследование фундаментов повышенной несущей способности и методов их расчета на основе гипотез нелинейной геомеханики и теории строительных конструкций.

Панасюк Марк Дмитрович – аспірант кафедри основ, фундаментів та підземних споруд ДООУ ВПО «Донбасська національна академія будівництва і архітектури». Наукові інтереси: теорія взаємодії споруд з деформованою основою, у тому числі на підроблюваних територіях і просадних ґрунтах; розроблення і дослідження фундаментів підвищеної несучої здатності і методів їх розрахунку на основі гіпотез нелінійної геомеханіки та теорії будівельних конструкцій.

Panasyuk Mark – Post-graduate student, Grounds, Foundations and Underground Structures Department, Donbas National Academy of Civil Engineering and Architecture. Scientific interests: theory of inter action with deformable structures base, including undermined territories and subsiding soils; development and research foundations increased carrying capacity and methods of their calculation on the basis of hypotheses and theories of nonlinear geomechanics constructions.