

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ПОЛТАВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ІМЕНІ ЮРІЯ КОНДРАТЮКА

ЗБІРНИК НАУКОВИХ ПРАЦЬ

**Серія: ГАЛУЗЕВЕ МАШИНОБУДУВАННЯ,
БУДІВНИЦТВО**

Випуск 3 (42)
Том 2

Полтава 2014

Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво) / Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка.

Редколегія: С.Ф.Пічугін (головний редактор) та ін. – Вип. 3(42), Т.2. – Полтава: ПолтНТУ, 2014. –172 с. Видається з 1999 р.

Свідоцтво про державну реєстрацію КВ 8974 від 15.07.2004 р.

У збірнику представлені результати наукових досліджень та розробок із удосконалення будівельних конструкцій, зокрема сталезалізобетонних конструкцій.

Призначений для наукових й інженерно-технічних працівників, аспірантів та студентів старших курсів.

Збірник наукових праць рекомендовано до опублікування вченою радою Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, протокол № 6 від 26.11.2014 р.

Збірник уключений до переліку наукових фахових видань, у яких можуть публікуватися результати дисертаційних робіт (Наказ МОН України № 1279 від 6.11.2014 року)

Редакційна колегія:

- С.Ф. Пічугін** – *головний редактор*, д.т.н., проф., зав. каф. конструкцій із металу, дерева і пластмас Полтавського національного технічного університету ім. Юрія Кондратюка;
- Ю.Л. Винников** – *заступник головного редактора*, д.т.н., проф., проф. каф. видобування нафти і газу та геотехніки Полтавського національного технічного університету ім. Юрія Кондратюка;
- В.В. Льченко** – *відповідальний секретар*, к.т.н., доц., доц. каф. автомобільних доріг, геодезії та архітектури сільських будівель Полтавського національного технічного університету ім. Юрія Кондратюка;
- А.Ж. Жусупбеков** – д.т.н., проф., зав. каф. проектування будівель і споруд, директор геотехнічного інституту, Євразійського національного університету ім. Л.М. Гумільова, м. Астана, Казахстан;
- М.Л. Зоценко** – д.т.н., проф., зав. каф. видобування нафти і газу та геотехніки Полтавського національного технічного університету ім. Юрія Кондратюка;
- С.Ф. Клованич** – д.т.н., проф., проф. Вармінсько-Мазурського університету, м. Ольштин, Польща;
- О.Г. Маслов** – д.т.н., проф., зав. каф. основ конструювання машин і технологічного обладнання Кременчуцького національного університету;
- І.І. Назаренко** – д.т.н., проф., зав. каф. механізації технологічних процесів Київського національного університету будівництва та архітектури;
- А.Я. Найчук** – д.т.н., проф., директор НТС РУП «Інститут БелНІІС», м. Брест, Республіка Беларусь;
- М.П. Нестеренко** – д.т.н., доц., доц. каф. будівельних машин та обладнання ім. О.Г. Онищенко Полтавського національного технічного університету ім. Юрія Кондратюка;
- А.М. Павліков** – д.т.н., проф., зав. каф. залізобетонних і кам'яних конструкцій та опору матеріалів Полтавського національного технічного університету ім. Юрія Кондратюка;
- О.О. Петраков** – д.т.н., проф., зав. каф. основ, фундаментів і підземних споруд Донбаської національної академії будівництва та архітектури, м. Макіївка;
- А.Б. Пономарьов** – д.т.н., проф., зав. каф. будівельного виробництва і геотехніки Пермського національного дослідницького політехнічного університету, Росія;
- О. Прентковський** – д.т.н., проф., проф. кафедри технологічного транспортного обладнання Вільнюського технічного університету ім. Гедимінаса, Литва;
- В.Л. Сєдін** – д.т.н., проф., зав. каф. основ і фундаментів Придніпровської державної академії будівництва та архітектури, м. Дніпропетровськ;
- О.В. Семко** – д.т.н., проф., зав. каф. архітектури та міського будівництва Полтавського національного технічного університету ім. Юрія Кондратюка;
- Л.І. Стороженко** – д.т.н., проф., проф. каф. конструкцій із металу, дерева і пластмас Полтавського національного технічного університету ім. Юрія Кондратюка;
- Л.А. Хмара** – д.т.н., проф., зав. каф. будівельних і дорожніх машин Придніпровської державної академії будівництва та архітектури, Дніпропетровськ;
- В.Г. Шаповал** – д.т.н., проф., проф. каф. будівництва та геомехіки Національного гірничого університету, м. Дніпропетровськ.

ЗМІСТ

| | |
|---|----|
| <i>Е.И. Албу, Д.С. Даниленко, Ю.А. Сёмина, В.М. Карпюк</i> НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК, УСИЛЕННЫХ УГЛЕПЛАСТИКАМИ ПРИ НЕМНОГОПОВТОРНЫХ ЦИКЛИЧЕСКИХ НАГРУЗКАХ | 5 |
| <i>Є.М. Бабич, В.С. Довбенко</i> БЛОК–СХЕМИ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК, ПІДСИЛЕНИХ ПОЛІМЕРНОЮ КОМПОЗИЦІЄЮ, ЗА ДРУГОЮ ГРУПОЮ ГРАНИЧНИХ СТАНІВ | 11 |
| <i>А.А. Берестянская, Н.Н. Гаврилко, И.В. Быченко</i> ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА И ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТАЛЕФИБРОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ | 20 |
| <i>П.С. Білокуров</i> КОМП'ЮТЕРНЕ МОДЕЛЮВАННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ БАЛКИ, ЩО ПОСИЛЕНА ЗОВНІШНІМ СТАЛЕВИМ АРМУВАННЯМ | 26 |
| <i>Г.Л. Ватуля, Е.И. Галагузя, Д.Г. Петренко, И.В. Быченко</i> ИССЛЕДОВАНИЕ ДЕФОРМАТИВНОСТИ БЕТОННЫХ КОЛОНН МЕТОДОМ ГЛУБИННОЙ ТЕНЗОМЕТРИИ | 30 |
| <i>Г.І. Гришко</i> РОЗРАХУНОК РАЦІОНАЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ПОКРИТТЯ ІЗ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОНУ | 37 |
| <i>О.В. Клецов</i> АНАЛІТИЧНИЙ РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ ЗІ СТАЛЕВИМ ОБРАМЛЕННЯМ | 43 |
| <i>А.В. Ковров, А.В. Ковтуненко, А.М. Кушнир</i> ВЛИЯНИЕ СООТНОШЕНИЙ ДЛИН ПРОЛЕТОВ НА ФОРМИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ РАМНОЙ КОНСТРУКЦИИ | 49 |
| <i>В.И. Колчунов, И.А. Яковенко, Т.В. Тугай</i> МЕТОДИКА РАСЧЕТА ЖЕСТКОСТИ ПЛОСКО НАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ПРИВЛЕЧЕНИЕМ ПРОГРАММНОГО КОМПЛЕКСА «ЛИРА PRO» | 55 |
| <i>Д.В. Кочкаръов</i> ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ МЕТОДОМ РОЗРАХУНКОВИХ ОПОРІВ ЗАЛІЗОБЕТОНУ | 67 |
| <i>О.М. Крантовська, Л.М. Ксьонішкевич</i> ТРІЩИНОУТВОРЕННЯ ТА ШИРИНА РОЗКРИТТЯ ТРІЩИН У НЕРОЗРІЗНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛКАХ | 73 |
| <i>О.І. Лапенко, А.І. Машкова</i> РОЗРАХУНОК СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ПІДСИЛЕНИХ ЗА ДОПОМОГОЮ ЕПОКСИДНИХ КЛЕЇВ | 83 |
| <i>В.Н. Малиновский, П.В. Кривицкий</i> МЕТОДЫ РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ ПО НАКЛОННЫМ СЕЧЕНИЯМ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА ОСНОВЕ ТЕОРИИ ПОЛЕЙ СЖАТИЯ | 86 |

| | |
|--|-----|
| В.Ф. Пенц РОБОТА ТРУБОБЕТОННИХ (ТБ) ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ КВАДРАТНОГО ПЕРЕРІЗУ: ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ | 96 |
| В.В. Романюк, В.Б. Василенко ДОСЛІДНІ КОНСТРУКЦІЯ ТА УСТАНОВКА ДЛЯ ПРОВЕДЕННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ПЕРФОРОВАНОГО ПРОГОНУ Z-ПОДІБНОГО ПРОФІЛЮ В УМОВАХ КОСОГО ЗГИНУ | 102 |
| В.М. Ромашко ДЕФОРМУВАННЯ БЕТОНУ ТА КРИТЕРІЇ ВИЧЕРПАННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ І КОНСТРУКЦІЙ | 108 |
| О.В. Семко, А.В. Гасенко, В.В. Дарієнко ПРО МОЖЛИВІСТЬ ЗМЕНШЕННЯ ПЕРЕРІЗУ СТАЛЕВИХ БАЛОК ПЕРЕКРИТТЯ ШЛЯХОМ УРАХУВАННЯ СУМІСНОЇ ЇХ РОБОТИ З МОНОЛІТНОЮ ЗАЛІЗОБЕТОННОЮ ПЛИТОЮ | 115 |
| С.М. Скребнева, І.Л. Машков НОВІТНІ МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ | 120 |
| Л.І. Стороженко, В.В. Муравльов, Ф.С. Школяр РЕЗУЛЬТАТИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК З ВИНЕСЕНИМ АРМУВАННЯМ | 124 |
| Л.І. Стороженко, О.В. Нижник, О.В. Клецов АНАЛІЗ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ ЗІ СТАЛЕВИМ ОБРАМЛЕННЯМ ЗА ДОПОМОГОЮ ПРОГРАМНОГО КОМПЛЕКСУ «ЛРА» | 131 |
| Л.І. Стороженко, В.Ф. Пенц, Г.В. Головко ТРУБОБЕТОННІ НЕСУЧІ КОНСТРУКЦІЇ ОДНОПОВЕРХОВИХ ПРОМИСЛОВИХ БУДІВЕЛЬ | 137 |
| Р.О. Тімченко, Д.А. Крішко, А.В. Богатинський РОЗРАХУНОК КРУГЛИХ ФУНДАМЕНТНИХ ПЛИТ ПРИ СКЛАДНОМУ НАВАНТАЖЕННІ | 144 |
| Р.О. Тімченко, О.Б. Настич, Д.А. Крішко, В.О. Савенко НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ПІДПІРНИХ СТІНОК СПЕЦІАЛЬНОГО ТИПУ ПРИ СКЛАДНИХ ДЕФОРМАЦІЯХ | 150 |
| С.В. Шкіренко ЗАСТОСУВАННЯ ТРУБОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ БАГАТОПОВЕРХОВОМУ БУДІВНИЦТВІ МЕТОДОМ ПІДЙОМУ ПОВЕРХІВ | 157 |
| Ф.С. Школяр ЧИСЕЛЬНІ МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК З ВИНЕСЕНИМ АРМУВАННЯМ | 161 |
| А.М. Югов, В.В. Таран, Р.А. Таран РАЦИОНАЛЬНАЯ ТЕХНОЛОГИЯ ВОЗВЕДЕНИЯ МОНОЛИТНЫХ ПРЯМОУГОЛЬНЫХ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ЖЕСТКИМ АРМИРОВАНИЕМ | 166 |

ВЛИЯНИЕ СООТНОШЕНИЙ ДЛИН ПРОЛЕТОВ НА ФОРМИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ РАМНОЙ КОНСТРУКЦИИ

Приведены результаты численного эксперимента по исследованию степени перераспределения внутренних усилий, порядка образования условных пластических шарниров в элементах рамных конструкций и их несущей способности в зависимости от соотношений длин пролетов.

Ключевые слова: железобетонный каркас, несущая способность, условный пластический шарнир, перераспределение внутренних усилий.

Введение. В современном строительстве жилых и общественных зданий широкое распространение получили железобетонные каркасные здания. При этом для более рационального использования строительного объема здания в процессе проектирования часто предусматриваются пролеты различной длины.

Целью данной работы является изучение изменения напряженно-деформированного состояния, порядка формирования условных пластических шарниров и несущей способности при различных соотношениях расчетных длин пролетов монолитных железобетонных каркасов.

Основной материал и результаты. Численные эксперименты выполнены для монолитных железобетонных вариантов каркасов трехпролетного пятиэтажного здания с плоской кровлей.

Длины пролетов каркасов для различных вариантов компоновки зданий приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Геометрические параметры расчетных схем монолитных железобетонных каркасов

| Шифр расчетной схемы | Длины пролетов, м | | | Высота этажа, м |
|-------------------------|-------------------|---------|---------------|--------------------|
| | крайний справа | средний | крайний слева | |
| P-1 | 7,5 | 7,5 | 7,5 | 3,0 |
| P-2 | 7,5 | 7,5 | 6,0 | |
| P-3 | 7,5 | 6,0 | 7,5 | |
| P-4 | 7,5 | 6,0 | 6,0 | |
| P-5 | 6,0 | 7,5 | 6,0 | |

Стойки и ригели каркасов приняты прямоугольного сечения с размерами соответственно $h_c \times b_c = 40 \times 40$ см и $b_p \times h_p = 40 \times 60$ см. Все элементы каркасов выполнены из бетона класса С25/30 ($f_{cd} = 17$ МПа), армируются стержневой арматурой класса А400С ($f_{yd} = 360$ МПа, $E_s = 200000$ МПа).

По результатам расчета каркаса P-1 на действие расчетных нагрузок на ригели $q_p = 65,0$ кН/м в предположении упругой работы для всех исследуемых каркасов принято следующее армирование конструктивных элементов:

– армирование стоек принимается симметричным $(4+4)\varnothing 16$ А400С с площадью $A_s = A_s' = 16,08$ см²;

– ригель в пролете армируется рабочей арматурой $2\varnothing 16$ и $2\varnothing 22$ А400С с площадью $A_s = 12,69$ см² и конструктивной арматурой $2\varnothing 16$ А400С с площадью $A_s' = 4,02$ см²;

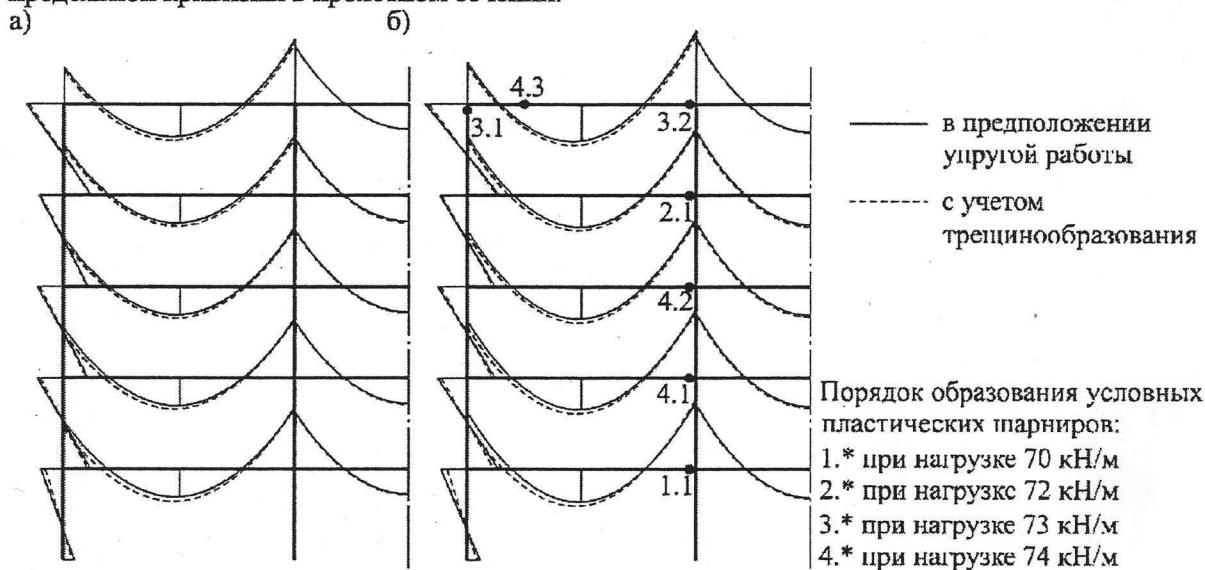
– ригель в опорных зонах на расстоянии $l/4$ от узлов армируется рабочей арматурой $2\text{Ø}16$ и $2\text{Ø}32$ А400С с площадью $A_s = 20,10 \text{ см}^2$ и конструктивной арматурой $2\text{Ø}16$ А400С с площадью $A_s' = 4,02 \text{ см}^2$.

По принятому армированию для сечений конструктивных элементов используются линеаризированные диаграммы «изгибающий момент – кривизна», в соответствии с предложениями, изложенными в работе [1].

Несущая способность рамных каркасов определяется при пошаговом увеличении нагрузки в соответствии с предложениями, изложенными в работе [2]. При этом нагрузка на ригели увеличивалась с шагом 5 кН/м . После достижения расчетных значений нагрузка на ригели увеличивалась с шагом 1 кН/м .

Ниже приведены результаты численных экспериментов при изменении длин пролетов.

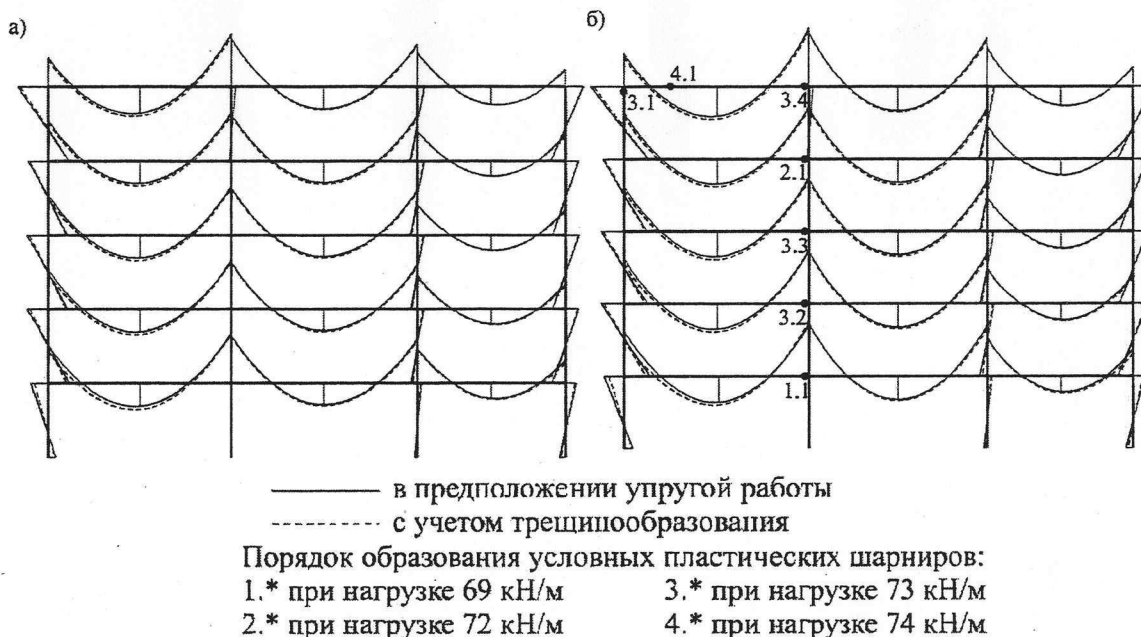
При одинаковых длинах пролетов по расчету первые трещины образуются при нагрузке 15 кН/м в опорных сечениях ригелей крайних пролетов первого этажа, примыкающих к стойкам средних рядов. Первый условный пластический шарнир образуется при нагрузке 70 кН/м в тех же сечениях (рис 1). При дальнейшем увеличении нагрузки условные пластические шарниры образуются в опорных сечениях ригелей крайних пролетов, примыкающих к стойкам средних рядов, в верхнем сечении стойки крайнего ряда пятого этажа (при нагрузке 73 кН/м) и в пролетном сечении ригеля крайнего ряда пятого этажа (при нагрузке 74 кН/м). Под действием нагрузки 75 кН/м образуются условные пластические шарниры в опорных сечениях ригеля среднего пролета первого этажа, и происходит потеря несущей способности ригелей крайнего ряда пятого этажа в результате достижения предельной кривизны в пролетном сечении.



**Рисунок 1 – Эпюры изгибающих моментов в раме Р-1:
 а) при расчетной нагрузке; б) при нагрузке, предшествующей разрушению**

При уменьшении длины одного крайнего пролета по расчету первые трещины образуются при нагрузке 20 кН/м в опорном сечении ригеля крайнего пролета первоначальной длины первого этажа, примыкающего к стойке среднего ряда. Первый условный пластический шарнир образуется при нагрузке 69 кН/м в том же сечении (рис. 2).

При дальнейшем увеличении нагрузки условные пластические шарниры образуются в опорных сечениях ригелей крайних пролетов первоначальной длины, примыкающих к стойкам средних рядов, в верхнем сечении стойки крайнего ряда пятого этажа (при нагрузке 73 кН/м) и в пролетном сечении ригеля крайнего ряда пятого этажа (при нагрузке 74 кН/м). Под действием нагрузки 75 кН/м происходит потеря несущей способности ригелей крайнего ряда пятого этажа в результате достижения предельной кривизны в пролетном сечении.



**Рисунок 2 – Эпюры изгибающих моментов в раме P-2:
а) при расчетной нагрузке; б) при нагрузке, предшествующей разрушению**

При уменьшении длины среднего пролета по расчету первые трещины образуются при нагрузке 15 кН/м в верхних сечениях стоек крайних рядов пятого этажа. Первый условный пластический шарнир образуется при нагрузке 71 кН/м в тех же сечениях (рис. 3). При дальнейшем увеличении нагрузки условные пластические шарниры образуются в пролетных сечениях ригелей крайних пролетов пятого этажа (при нагрузке 72 кН/м) и в опорных сечениях ригелей крайних пролетов пятого этажа, примыкающих к стойкам средних рядов (при нагрузке 74 кН/м). Под действием нагрузки 75 кН/м происходит потеря несущей способности ригелей крайнего ряда пятого этажа в результате достижения предельной кривизны в пролетном сечении.

В процессе уменьшения длины среднего и одного крайнего пролета по расчету первые трещины образуются при нагрузке 15 кН/м в верхнем сечении стойки крайнего ряда пятого этажа, а первый условный пластический шарнир – при нагрузке 71 кН/м в тех же сечениях (рис. 4). При дальнейшем увеличении нагрузки условные пластические шарниры образуются в пролетном сечении ригеля крайнего пролета первоначальной длины пятого этажа (при нагрузке 73 кН/м) и в опорных сечениях ригелей крайнего пролета первого этажа (при нагрузке 73 кН/м) и пятого этажа (при нагрузке 74 кН/м), примыкающих к стойкам средних рядов. Под действием нагрузки 75 кН/м происходит потеря несущей способности ригелей крайнего ряда пятого этажа в результате достижения предельной кривизны в пролетном сечении.

В процессе уменьшения длин крайних пролетов по расчету первые трещины образуются при нагрузке 20 кН/м в опорных сечениях ригеля среднего пролета первого этажа. Первые условные пластические шарниры образуются при нагрузке 77 кН/м в тех же сечениях (рис. 5). При дальнейшем увеличении нагрузки условные пластические шарниры образуются в опорных сечениях ригелей среднего пролета. Под действием нагрузки 83 кН/м происходит потеря несущей способности ригеля среднего ряда первого этажа в результате образования условного пластического шарнира и достижения предельной кривизны в пролетном сечении.

Величины перераспределения внутренних усилий в элементах рамных конструкций при расчетных значениях нагрузки и при значениях нагрузки, предшествующей разрушению, приведены соответственно в таблицах 2 и 3.

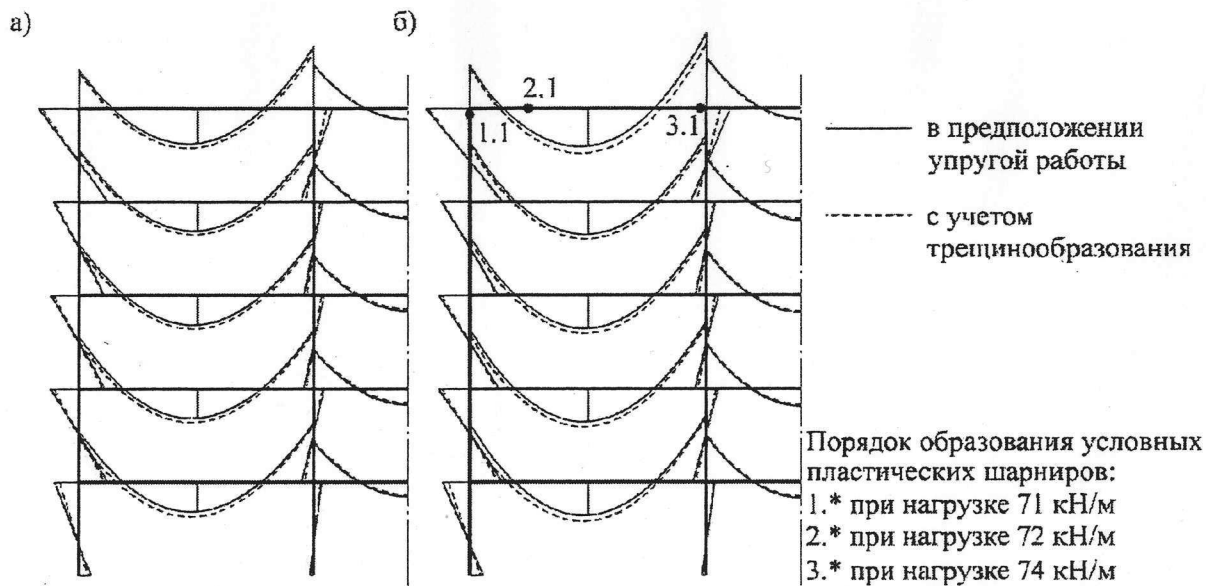


Рисунок 3 – Эпюры изгибающих моментов в раме Р-3:
 а) при расчетной нагрузке; б) при нагрузке, предшествующей разрушению

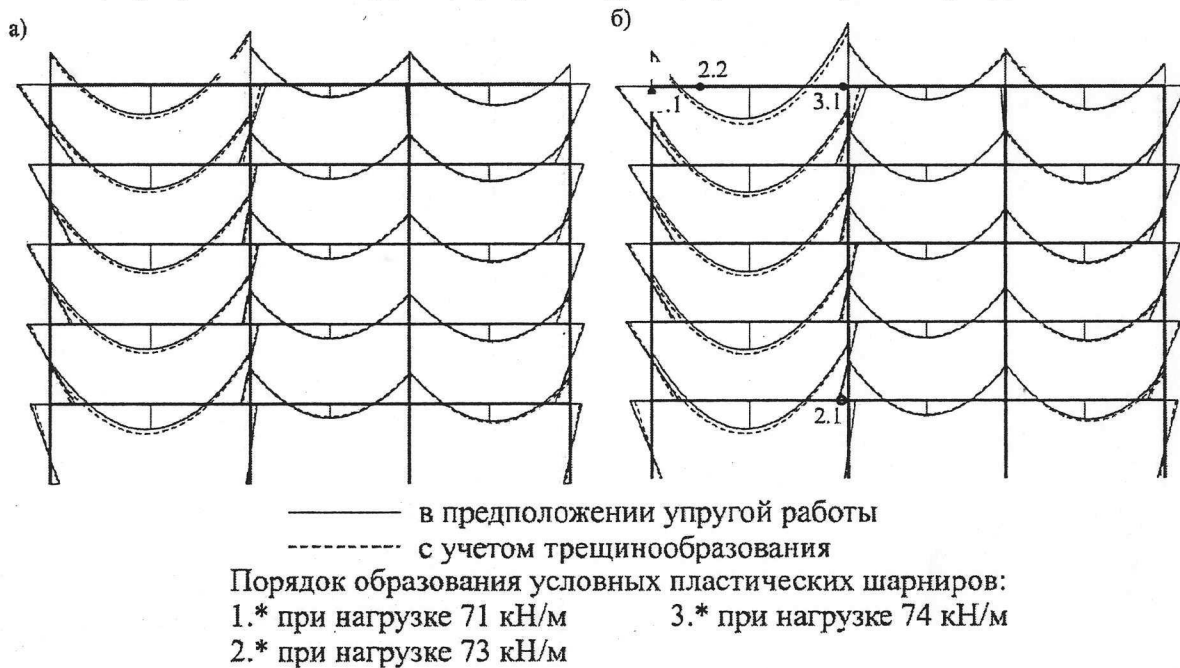


Рисунок 4 – Эпюры изгибающих моментов в раме Р-4:
 а) при расчетной нагрузке; б) при нагрузке, предшествующей разрушению

Выводы:

1. При изменении соотношения длин различных пролетов и неизменном армировании изменяется порядок образования трещин и условных пластических шарниров в элементах рамной конструкции.

2. При одинаковом армировании всех элементов рамной конструкции и при длине одного крайнего пролета, равной или превышающей длину среднего пролета, несущая способность рамной конструкции в целом определяется несущей способностью ригеля верхнего этажа крайнего пролета. При длине среднего пролета, превышающей длины крайних пролетов, несущая способность рамной конструкции в целом определяется несущей способностью ригеля первого этажа среднего пролета.

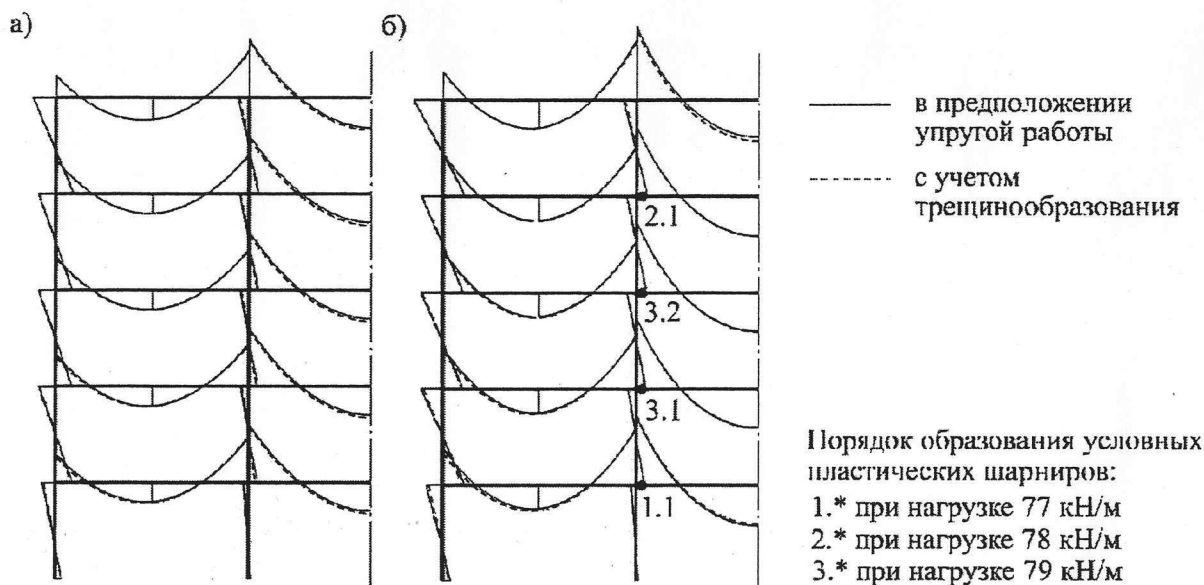


Рисунок 5 – Эпюры изгибающих моментов в раме Р-5:
 а) при расчетной нагрузке; б) при нагрузке, предшествующей разрушению

Таблица 2 – Величины перераспределения внутренних усилий при расчетных значениях нагрузки, %

| Шифр расчетно й схемы | Колонны | | Ригели | | | |
|-----------------------------|---------------------|------------------|--------------------|----------------------|--------------------|----------------------|
| | крайнего ряда | среднего ряда | крайнего пролета | | среднего пролета | |
| | | | опорное сечение | пролетное сечение | опорное сечение | пролетное сечение |
| Р-1 | 8...26 | – | 8...19 | 9...13 | до 3 | до 5 |
| Р-2 | 10...25 (6...25) | 11...39 | 6...19 (2...15) | 9...13 (до 6) | до 5 | до 8 |
| Р-3 | 8...27 | 18...52 | 9...19 | 11...14 | до 5 | 9...16 |
| Р-4 | 9...26 (4...26) | 18...51 | 9...19 (5...16) | 11...14 (3...8) | до 4 | 8...10 |
| Р-5 | 4...15 | 18...29 | 2...14 | до 6 | 4...6 | 7...11 |

Таблица 3 – Величины перераспределения внутренних усилий при значениях нагрузки, предшествующей разрушению, %

| Шифр расчетно й схемы | Колонны | | Ригели | | | |
|-----------------------------|---------------------|------------------|---------------------|----------------------|--------------------|----------------------|
| | крайнего ряда | среднего ряда | крайнего пролета | | среднего пролета | |
| | | | опорное сечение | пролетное сечение | опорное сечение | пролетное сечение |
| Р-1 | 9...31 | – | 9...23 | 9...11 | до 3 | до 7 |
| Р-2 | 11...33 (3...42) | 20...68 | 11...25 (3...20) | 9...10 (2...9) | до 7 | 5...9 |
| Р-3 | 5...28 | 12...70 | 9...20 | 12...15 | 3...4 | 11...12 |
| Р-4 | 7...28 (4...31) | 20...60 | 7...21 (7...18) | 12...14 (6...10) | до 4 | до 7 |
| Р-5 | 2...20 | 8...15 | 3...19 | 3...8 | до 5 | до 9 |

3. Изменение соотношения длин пролетов не оказывает существенного влияния на характер перераспределения внутренних усилий в конструктивных элементах рамной конструкции.

Литература

1. К построению линеаризованных диаграмм деформирования изгибаемых железобетонных элементов / В.С. Дорофеев, А.В. Ковров, А.В. Ковтуненко, Н.К. Высочан // Ресурсоэкономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Зб. наук. праць. – Рівне, НУВГП, 2011. – Вип. № 22. – С.320 – 327.
2. О применении линеаризованных диаграмм «изгибающий момент – кривизна» при расчете статически неопределимых железобетонных рамных конструкций / В.С. Дорофеев, А.В. Ковров, А.В. Ковтуненко // Вісник ОДАБА. – Одеса, 2012. – № 46. – С. 96 – 101.

А.В. Ковров, к.т.н., професор

О.В. Ковтуненко, к.т.н.

О.М. Кушнір, к.т.н.

Одеська державна академія будівництва та архітектури

ВПЛИВ СПВІДНОШЕНЬ ДОВЖИН ПРОЛЬОТІВ НА ФОРМУВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ РАМНОЇ КОНСТРУКЦІЇ

Наведено результати чисельного експерименту з дослідження ступеня перерозподілу внутрішніх зусиль, порядку утворення умовних пластичних шарнірів в елементах рамних конструкцій та їх несучої здатності залежно від співвідношень довжин прольотів.

Ключові слова: залізобетонний каркас, несуча здатність, умовний пластичний шарнір, перерозподіл внутрішніх зусиль.

A.V. Kovrov, Ph.D, professor

A.V. Kovtunenکو, Ph.D.

A.M. Kushnir, Ph.D.

Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture

THE EFFECT OF THE RATIO OF THE SPAN LENGTHS ON FORMATION OF THE STRESS-STRAIN STATE OF THE REINFORCED CONCRETE FRAME CONSTRUCTION

The results of numerical experiment of research of redistribution degree of the internal forces, the formation order of suppositive plastic hinges in the elements of the frame structures and their bearing capacity depending on the ratio of the span lengths of design scheme are shown.

Keywords: the reinforced concrete framework, bearing capacity, suppositive plastic hinge, redistribution of the internal forces.

Надійшла до редакції 11.08.2014

© А.В. Ковров, А.В. Ковтуненко, А.М. Кушнір