

3.1 ОПТИМИЗАЦИЯ СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ АРОК С УЧЕТОМ МНОГОВАРИАНТНОСТИ НАГРУЖЕНИЯ

Алексейцев А.В. (ООО «Столичный строитель», г. Брянск, РФ)
Серпик И.Н. (БГИТА, г. Брянск, РФ)

Описывается схема оптимизации арочных конструкций на дискретных множествах параметров при использовании генетических алгоритмов. Рассматривается минимизация массы арок при условии оценки их прочности для нескольких комбинаций нагрузок.

Процесс проектирования арочных систем обычно сопряжен с выбором параметров поперечных сечений элементов на ограниченных дискретных множествах профилей стержней, толщин листов и т.д. Одним из наиболее эффективных подходов для решения таких задач являются генетические алгоритмы, базирующиеся на принципах эволюции видов живой природы [1]. В настоящее время существуют варианты генетических алгоритмов для структурной и параметрической оптимизации ферменных, рамных и пластинчатых несущих систем [2]. В представляемой статье рассматривается эволюционная схема решения оптимизационных задач для арочных конструкций при их многовариантном нагружении. Анализ напряженно-деформированного состояния объектов выполнялся с помощью метода конечных элементов.

Пусть для арки ставится задача минимизации функции цели:

$$M(Y) \rightarrow M_{\min}, \quad (1)$$

где M - масса арки, Y - конечное множество значений параметров несущей системы.

Множество Y представим в виде:

$$Y = \{(C_{1,1}, C_{1,2}, \dots, C_{1,n-1}, C_{1,n}); (C_{2,1}, C_{2,2}, \dots, C_{2,n-1}, C_{2,m})\}, \quad (2)$$

где n - число конструктивных элементов арки, m - число узлов конечно-элементной модели; подмножества

$$C_{1,i} = \{a_1, a_2, \dots, a_{k-1}, a_k\}; C_{2,j} = \{b_1, b_2\}; \quad (3)$$

a_p ($p = 1, \dots, k$) - допустимые профили i -го конструктивного элемента; k - число типоразмеров профилей; b_1, b_2 - допустимые значения координат по осям x, y для j -го узла конечноэлементной модели.

В качестве ограничений оптимизационной задачи такого типа введем следующие условия:

1. Геометрическая неизменяемость рассматриваемой конструкции.
2. Условие равновесия узлов конечноэлементной модели в виде [3]

$$[K] \{\delta_t\} = \{R_t\} \quad (t=1, 2, \dots, t_0), \quad (4)$$

где $[K]$ - глобальная матрица жесткости системы конечных элементов;

$\{\delta_t\}$, $\{R_t\}$ – вектор обобщенных узловых перемещений и вектор приведенной к узлам внешней нагрузки для нагружения t ; t_0 – общее число рассматриваемых нагружений.

3. Обеспечение прочности, жесткости и устойчивости [4].

4. Конструктивные ограничения (габаритные размеры, возможности применения тех или иных сортов металлов и т.д.).

Оптимальный синтез начинается с формирования четного числа N вариантов арки путем случайного выбора варьируемых параметров из множеств (3). Далее осуществляется генетическая итерационная процедура, описанная в работе [2] и реализованная в программном комплексе BGITAFEM.

Для иллюстрации использования алгоритма эволюционного моделирования рассмотрим пример оптимизации арки с постоянным поперечным сечением (рисунок 1,а). Учитывались все возможные линейные комбинации трех схем нагружения (рисунки 1,б,в,г).

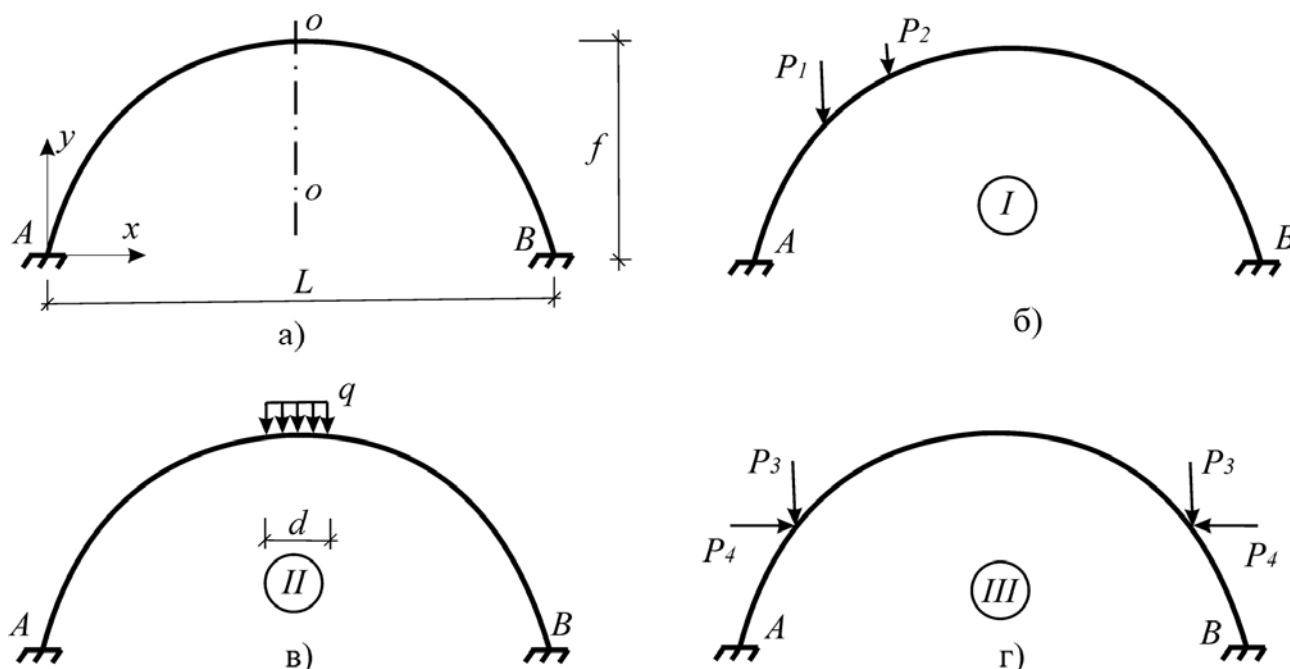


Рисунок 1 – Арка: а – контур срединной линии; б-г - схемы нагружения I, II, III

Пролет арки $L=30$ м. Задано: $P_1=40$ кН, $P_2=20$ кН, $P_3=P_4=10$ кН, $q=10$ кН/м, $d=5$ м. Материал конструкции – сталь С255. С учетом симметрии системы варьировались координаты y незакрепленных узлов арки и типоразмер профиля ее поперечного сечения. Для каждого из узлов задавалось по 5 допустимых положений по вертикали. Рассматривалась возможность использования колонных двутавров 20К1, 26К1, 30К1, 35К1, 40К1, 40К3, 40К4, 40К5 по ГОСТ 26020-83.

В результате оптимизации сформирован ряд рациональных конструкций. Объект с наименьшей массой представлен на рисунке 2. В этой конструкции

был получен профиль 30К1. Следует отметить, что для круговой арки обеспечение несущей способности в данном случае требует введения профиля 35К1. Масса профиля рациональной арки составляет 3532 кг, что на 30,2% меньше массы профиля круговой арки.

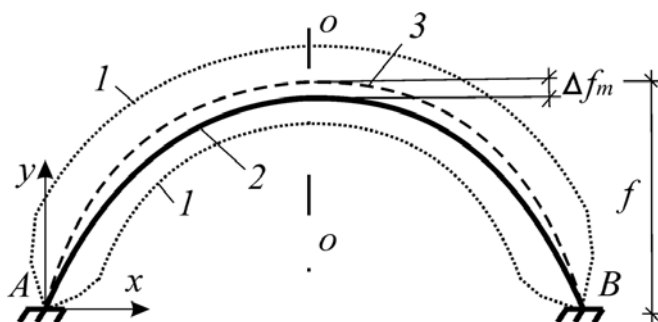


Рисунок 2 – Результаты оптимизации арки: 1– уровни ограничений координаты y ; 2, 3 - очертания рациональной конструкции и круговой арки

По сравнению с круговой аркой снижение Δf_m стрелы подъема составило 31 см, что отвечает условиям жесткости, предъявляемым в нормативной литературе [5]. Экстремальное значение массы в этом расчете получилось менее, чем за 1800 итераций. Процесс оптимизации потребовал выполнения менее $2,5 \cdot 10^5$ расчетов вариантов конструкции. В то же время полный перебор всех вариантов связан с проведением более $2,3 \cdot 10^{29}$ расчетов.

Заключение

Эволюционное моделирование является достаточно эффективным средством для оптимизации арочных систем при многовариантных режимах нагружения. Применение данного подхода позволяет получать рациональные формы арок и параметры их поперечных сечений. Результаты оптимизации могут приниматься в качестве компоновочных ориентиров при проектировании конструкций такого типа.

Литература

- 1 Курейчик, В.В. Эволюционные методы решения оптимизационных задач [Текст] / В.В. Курейчик. – Таганрог: Изд-во ТРТУ, 1999. – 279 с.
- 2 Серпик, И.Н. Структурно-параметрическая оптимизация стержневых металлических конструкций на основе эволюционного моделирования [Текст] / И.Н. Серпик, А.В. Алексейцев, Ф.Н. Левкович, А.И. Тютюнников // Известия вузов. Строительство. – 2005, №8. – С. 16-24.
- 3 Зенкевич, О.С. Метод конечных элементов в технике [Текст] / О. С. Зенкевич. – М.: Мир, 1975. – 545 с.
- 4 СНиП II–23–81*. Стальные конструкции [Текст] / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990. – 96 с.
- 5 СНиП 2.01.07 – 85*. Нагрузки и воздействия [Текст] / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 36 с.

3.2 АНАЛИЗ ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКИХ ПОКАЗАТЕЛЕЙ МАЛОЭТАЖНОЙ ЖИЛОЙ ЗАСТРОЙКИ ТЕРРИТОРИИ КОТТЕДЖНОГО ПОСЕЛКА ПРИ РАЗЛИЧНЫХ ВАРИАНТАХ ОБЪЕМНО-ПЛАНИРОВОЧНОГО РЕШЕНИЯ

Амелин А.А., Отлева Т.И. (БГИТА, Брянск, РФ)

В нашей стране заказчика-застройщика и потребителя волнуют вопросы технических и эксплуатационных характеристик строительства и эксплуатации малоэтажных жилых домов в плане оценки - какой из вариантов объемно-планировочного решения, в том числе решения застройки, наиболее экономичен и рационален. В статье рассматривается сравнение различных вариантов указанных объектов на примере застройки участка жилыми домами коттеджного типа и домами «таун-хаус».

В настоящее время в России актуальны вопросы однозначного решения при выборе варианта малоэтажной застройки. Наиболее актуальными являются варианты коттеджной застройки и недавно пришедшие в Россию из-за рубежа застройки типа «Таун-хаус» (городской дом). Объемно-планировочное решение «Таун-хаусов» отличается блокированием коттеджей в несколько секций, при этом получается многоквартирный жилой дом, в котором один лестнично-лифтовой узел обслуживает одну-две квартиры. Приусадебная территория отсутствует, имеется общая придомовая территория с благоустройством.

В данной работе анализировался участок застройки общей площадью 53га. В соответствии с требованиями градостроительных норм было запроектировано размещение домов по двум указанным вариантам застройки: коттеджами и таун-хаусами. Поэтажное объемно-планировочное решение одной квартиры принято одинаковым в обоих рассматриваемых случаях. Предусмотрены все элементы внутренней планировки для создания комфортных условий: сауна, камин, эксплуатируемый подвал, гараж на 1 машину, возможность эксплуатации чердака и т.д. (рисунок 1, а,б,в).

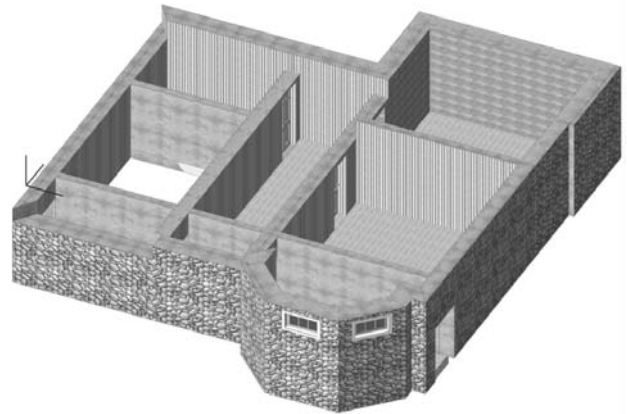
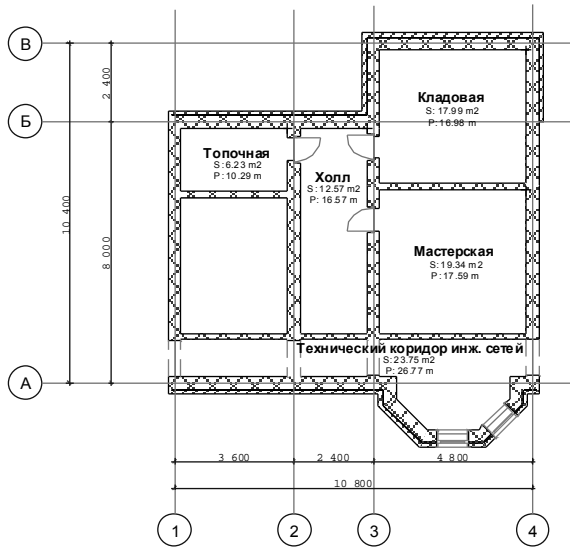
В размещении застройки поселка предусмотрены все необходимые устройства инженерного и социально-бытового обслуживания (трансформаторная будка, магазин, ЖЭУ, детский сад, общественный центр), рисунок 3.

При проведении сметных расчетов были определены основные показатели различных вариантов застройки, которые приведены в виде диаграмм на рисунке 4: вариант 1 – застройка индивидуальными жилыми домами, вариант 2 – «Таун-хаусами».

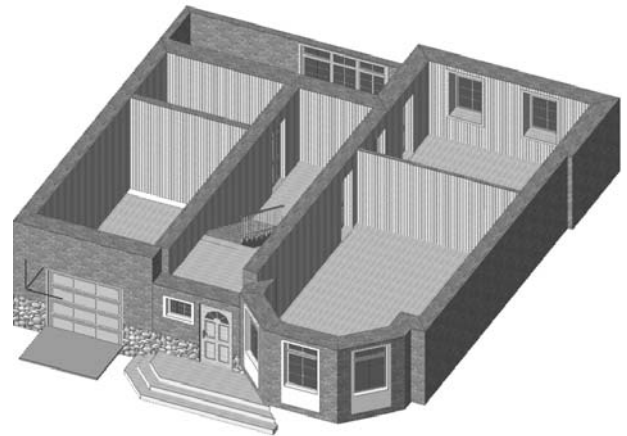
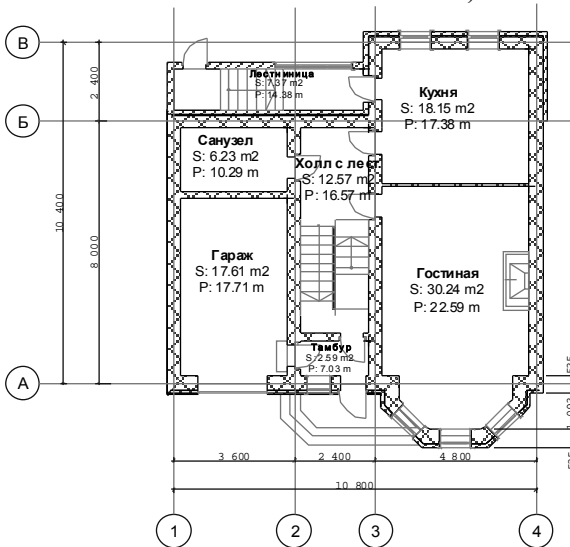
Общая площадь одной квартиры составляет 254.85 кв.м, жилая площадь – 87,42 кв.м.

Секция 3. Актуальные проблемы строительного комплекса:
архитектура, строительные конструкции, строительная механика

а) Цокольный этаж рядовой секции



б) 1-й этаж рядовой секции



в) План 2-го этажа рядовой секции

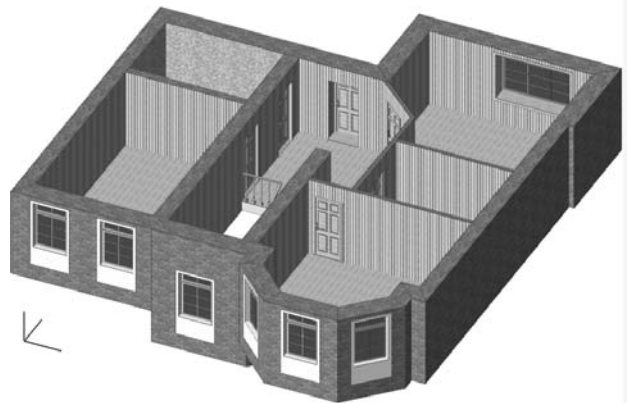
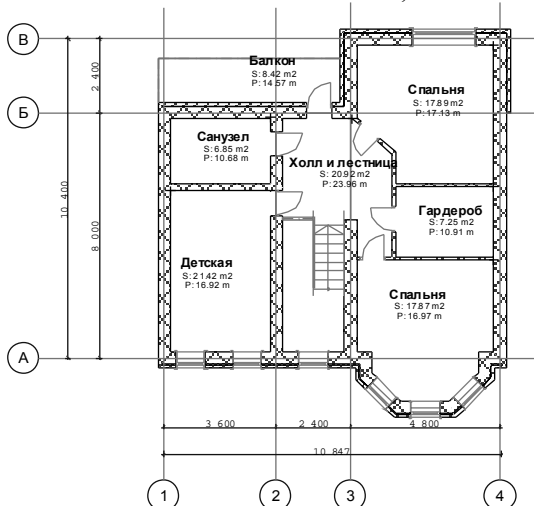


Рисунок 1 – Объемно планировочное решение квартиры

Секция 3. Актуальные проблемы строительного комплекса:
архитектура, строительные конструкции, строительная механика



Рисунок 2 – Вариант блокировки секций в 7-миквартирный таун-хаус

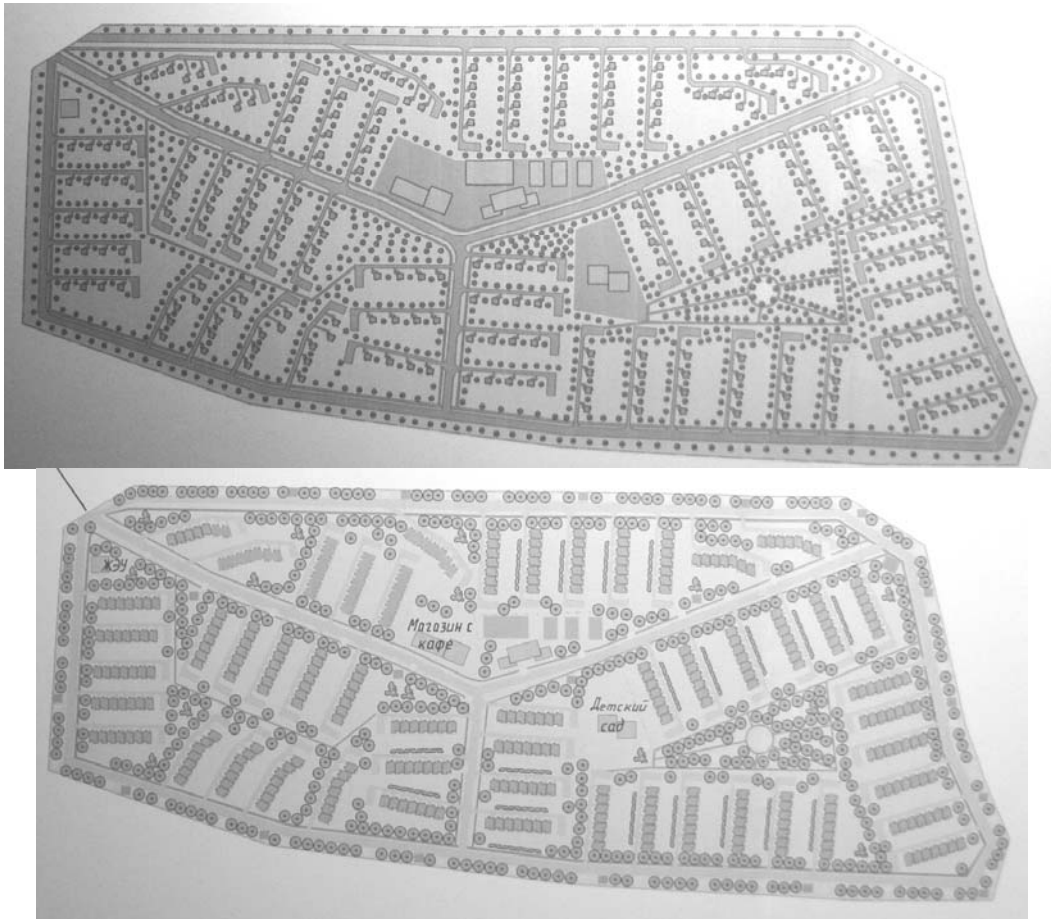


Рисунок 3 – Вариант застройки территории коттеджного поселка индивидуальными жилыми домами (вверху) и блокированными домами типа таун-хаус (внизу)

Секция 3. Актуальные проблемы строительного комплекса:
архитектура, строительные конструкции, строительная механика

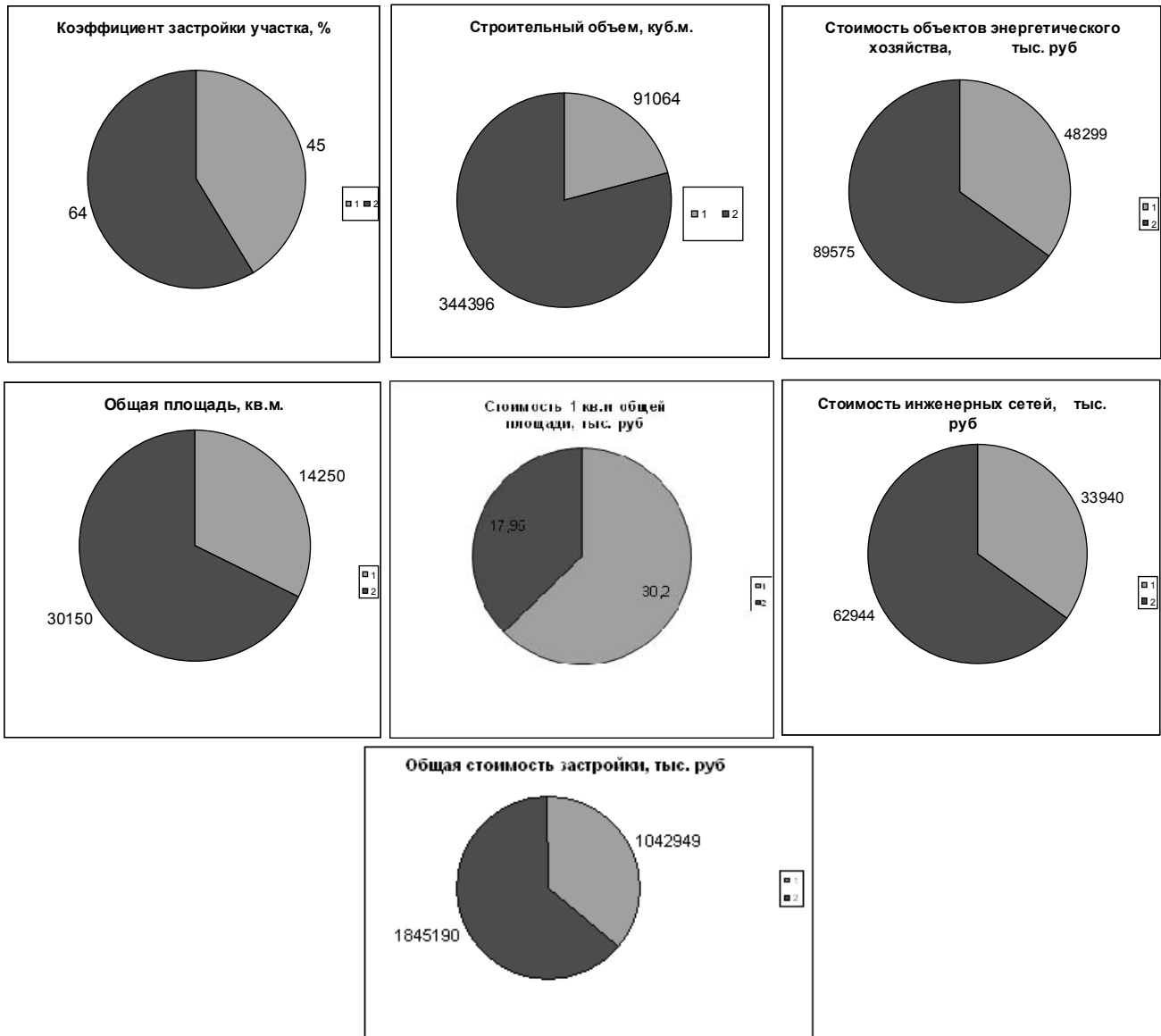


Рисунок 4 – Основные технико-экономические показатели решения застройки территории коттеджного поселка

Заключение

Проведя анализ результатов проведенных расчетов, можно сделать вывод, что застройка домами типа «Таун-хаус» по сравнению с традиционной коттеджной застройкой позволяет получить плотность жилого фонда на 30% больше, при этом стоимость жилья в 1,74 раза ниже, удельные показатели сопутствующих затрат (стоимость объектов энергетического комплекса, инженерных сетей и т.п.), отнесенные к общей площади застройки поселка, ниже на 28...34%.

Литература

- 1 СНиП 2.01.07-89*. Градостроительство. Планировка, застройка городских и сельских поселений. М: Стройиздат
- 2 Адамчевска-Вейхерт. Формирование жилых комплексов./Пер. с пол. М.: Стройиздат, 1988 – 303 с.: ил.

3 Градостроительство. Справочник проектировщика. М.: Стройиздат, 1988 – 540 с.: ил.

4 Тосунова М.И. Планировка городов и населенных мест. Основы проектирования. Изд-е перераб. и доп. М.: «Высшая школа», 1975 - 89 с.

3.3 АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ТЕОРЕТИЧЕСКИХ И ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ НЕСУЩИХ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ

Жердева С.А., Коваленко Г.В. (БрГУ, г. Братск, РФ)

Проведен анализ целесообразности расчета железобетонных конструкций по деформационной модели, позволяющей выполнять расчет с учетом физической и геометрической нелинейности конструктивных железобетонных систем в целом и их отдельных элементов. Приведены результаты исследования по двум расчетным моделям, которые согласуются с экспериментальными данными.

При проектировании железобетонных конструкций необходимо стремиться к обеспечению их надежности при минимальной стоимости. Одна из основных задач обеспечения надежности решается на стадии проектирования при расчете конструкции на прочность, трещиностойкость и устойчивость. В соответствии с действующими нормами, построенными на приближенных принципах, не представляется возможным описать наиболее достоверно напряженно-деформированное состояние (НДС) конструкции. Совместно с традиционными методами расчета, предусматривающими на заключительной стадии расчета сопоставление усилий от нагрузок с несущей способностью, используются неразрушающие методы оценки качества конструкций.

Для более полного анализа НДС железобетонных конструкций выбрана расчетная модель на основе реальных диаграмм деформирования [1], предложенная В.Н. Байковым, Н.И. Карпенко [2]. Данная модель основывается на условиях равновесия нормального сечения, разбитого на дискретные участки бетона и арматуры. Согласно данной модели учет физической нелинейности осуществляется путем аналитического описания диаграмм деформирования бетона и арматуры. Также следует отметить, что расчет наружных стеновых панелей производится при совместном действии вертикальной и горизонтальной нагрузок, т.е. на криволинейной (рисунк 1).

Для реализации данной расчетной модели на основе фактических диаграмм деформирования бетона и арматуры разработана программа DIASTEN [3] по оценке НДС несущих стеновых панелей с учетом нелинейного характера их деформирования.

При оценке эксплуатационной пригодности основными критериями для несущих стеновых панелей являются:

- по прочности $P_{разр} \geq P_{проч}^K$;
- по жесткости $f_{факт} \leq f_k$;
- по трещиностойкости $a_{crc} \leq a_{crc}^K$.

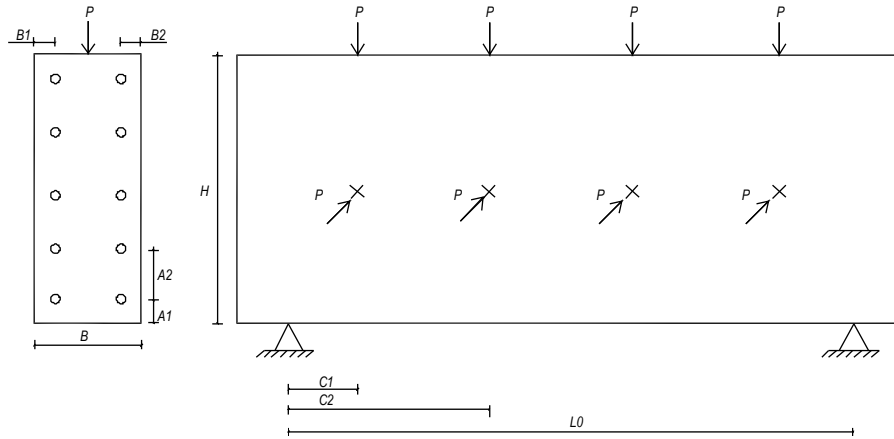


Рисунок 1 – Схема испытания стеновых панелей на вертикальную и горизонтальную нагрузки

Далее произведем анализ расчетных и экспериментальных данных, полученных на комбинате «Братскжелезобетон» при натурных испытаниях. Испытания стеновых панелей проводились согласно ГОСТ 8829-94.

Для исследования были взяты стеновые панели пяти типов с разными геометрическими параметрами и армированием (таблица 1, 2)

Таблица 1 – Геометрические параметры однослойных стеновых панелей

Марка панели	B, см	H, см	L0, см	A1, см	A2, см	B1, см	B2, см	C1, см	C2, см
ПС 60.12.25-5л-31Ф1	25	118.5	580	72.5	217.5	2.5	2.5	72.5	217.5
ПС 60.18.25-6л-44Ф1	25	178.5	580	72.5	217.5	2.5	2.5	72.5	217.5
ПС 600.12.30	30	118.5	580	72.5	217.5	2.5	2.5	72.5	217.5
ПС 60.12.30-3л-31	30	118.5	580	72.5	217.5	2.5	2.5	72.5	217.5
ПС 600.12.25-П1	25	118.5	580	72.5	217.5	2.5	2.5	72.5	217.5

Таблица 2 - Характеристики испытанных однослойных стеновых панелей

Марка панели	Количество испытанных конструкций, шт	Класс бетона		Армирование	
		проектный	фактиче- ский	проектное	фактическое
ПС 60.12.25-5л-31Ф1	2	B5	B5	2x5Ø8 A-III	2x5Ø8 A-III
ПС 60.18.25-6л-44Ф1	1	B5	B5	2x7Ø10 A-III	2x7Ø10 A-III
ПС 600.12.30	2	B5	B5	2x5Ø6 A-III	2x5Ø6 A-III
ПС 60.12.30-3л-31	2	B5	B5	2x5Ø6 A-III	2x5Ø8 A-III
ПС 600.12.25-П1	4	B5	B5	2x5Ø6 A-III	2x5Ø8 A-III

Также следует отметить, что при проведении натуральных испытаний фиксировались прогибы и трещины. Сопоставление экспериментальных и расчетных данных по оценке эксплуатационной пригодности стеновых панелей по прочности, жесткости и трещиностойкости приведены в таблицах 3, 4, 5.

Таблица 3 – Данные по оценке несущей способности панелей

Марка панели	Нагрузка, кН							
	контрольная по прочности		фактическая разрушающая		разрушающая по СНИП		разрушающая по деформационной модели	
	вертикальная	горизонтальная	вертикальная	горизонтальная	вертикальная	горизонтальная	вертикальная	горизонтальная
ПС 60.12.25-5л-31Ф1	27,80	19,74	33,80	23,44	19,93	12,90	29,0	20,0
ПС 60.18.25-6л-44Ф1	29,90	29,90	29,90	29,88	18,99	17,67	24,08	19,57
ПС 600.12.30	26,36	7,58	26,36	7,58	26,28	7,56	25,01	5,33
ПС 60.12.30-3л-31	21,80	7,80	32,59	13,82	27,54	7,24	30,91	13,39
ПС 600.12.25-П1	22,0	7,30	22,0	7,58	19,44	8,55	20,75	6,55

Таблица 4 – Параметры при оценке горизонтальных прогибов

Марка панели	Прогиб, мм			
	контрольный прогиб	фактический прогиб	расчетное значение	
			по СНИП	по деформационной модели
ПС 60.12.25-5л-31Ф1	18,70	20,40	19,18	17,87
ПС 60.18.25-6л-44Ф1	18,30	8,02	20,16	7,57
ПС 600.12.30	2,20	1,11	0,52	1,63
ПС 60.12.30-3л-31	2,50	2,10	1,37	3,17
ПС 600.12.25-П1	6,50	1,71	1,34	2,57

Таблица 5 – Параметры ширины раскрытия трещин в горизонтальном сечении

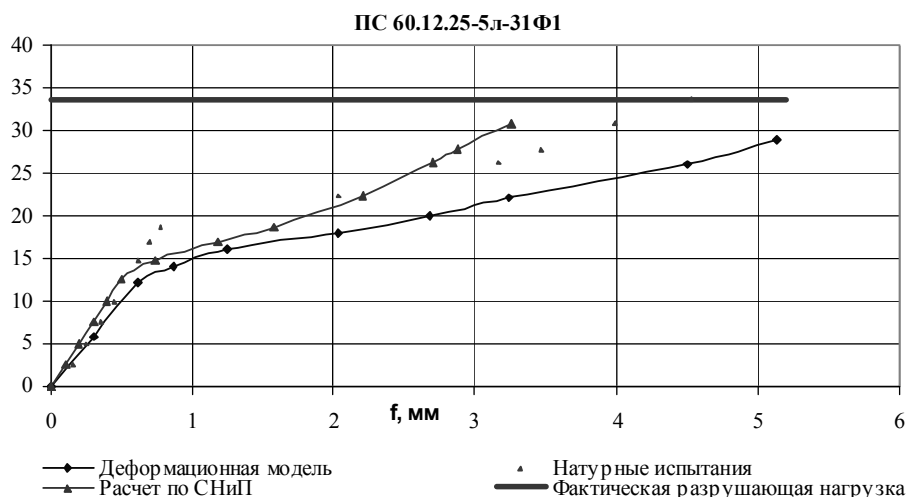
Марка панели	Ширина раскрытия трещины, мм			
	контрольная ширина раскрытия	фактическая ширина раскрытия	расчетное значение	
			по СНИП	по деформационной модели
ПС 60.12.25-5л-31Ф1	0,25	0,19	0,23	0,15
ПС 60.18.25-6л-44Ф1	0,25	0,20	0,21	0,00
ПС 600.12.30	0,25	0,20	0,00	0,00
ПС 60.12.30-3л-31	0,25	0,15	0,00	0,00
ПС 600.12.25-П1	0,25	0,12	0,00	0,00

Анализ сопоставления результатов расчета по разным моделям с экспериментальными данными приведен на рисунке 2.

Из анализа расчетных и экспериментальных данных видно, что расчет, выполненный по методике СНИП, дает достаточно удовлетворительную сходимость с фактическими результатами испытаний при оценке прочности стеновых панелей

на совместное действие вертикальных и горизонтальных нагрузок. Расчет по принятой нелинейно-деформационной модели на основе диаграмм деформирования материалов более удовлетворительно описывает прочность и трещиностойкость исследуемых конструкций во всем диапазоне кратковременного нагружения по сравнению с методикой расчета по нормам проектирования.

а)



б)

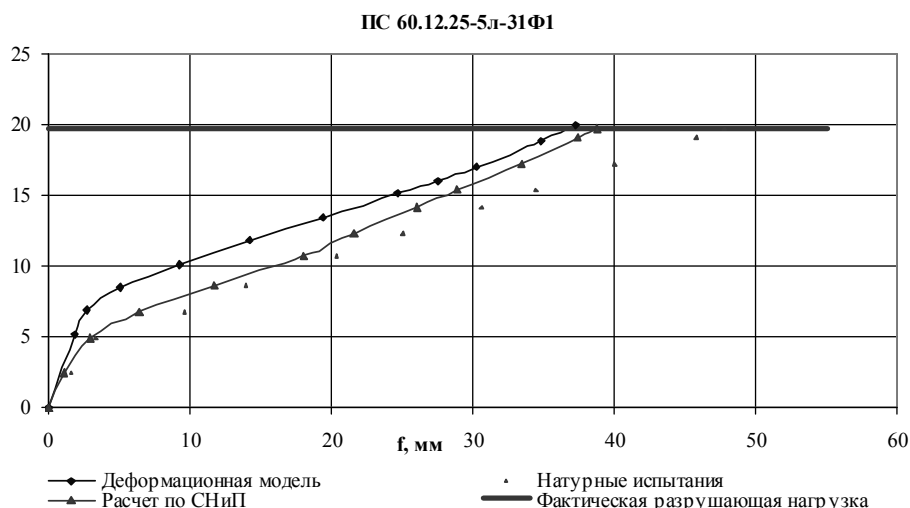


Рисунок 2 - Развитие прогиба стеновых панелей по разным расчетным моделям:

а) от вертикальной нагрузки; б) от горизонтальной нагрузки

Для оценки адекватности выбранных расчетных моделей по описанию фактического НДС стеновых панелей и для контроля качества их на стадии изготовления разработана программа по вероятностному расчету стеновых панелей NARSTEN [4], которая позволяет более точно и достоверно оценить эксплуатационную пригодность исследуемых конструкций.

Назначение требуемых величин уровней надежности для разных критериев эксплуатационной пригодности отдельных конструкций является важным вопросом, поскольку от этого зависит материалоемкость конструкций. Исследования, проведенные на комбинате «Братскжелезобетон» совместно с

ЦНИИСК, показали, что для основных несущих конструкций они назначаются следующими:

- при оценке надежности по прочности $H_T = 0,9986$;
- по жесткости $H_T = 0,90$;
- по трещиностойкости $H_T = 0,90$.

Анализ показателей надежности показал, что по обеим расчетным моделям показатели надежности конструкций дают близкие результаты, которые согласуются с экспериментальными данными.

Заключение

1. Применение деформационных моделей, повышая точность расчета, одновременно резко увеличивает и его трудоемкость. Для его реализации обязательно требуется написание компьютерных программ. Поэтому в новых нормативных документах приводятся также и упрощенные методы расчета железобетонных элементов по прочности и жесткости, основанные на методе предельного равновесия.

2. Расчетная модель с учетом физической и геометрической нелинейности материалов позволяет выполнять расчет конструктивных железобетонных систем в целом и их отдельных элементов по прочности, устойчивости, деформативности и трещиностойкости. При этом деформационная модель позволяет на единой методологической основе производить расчет железобетонных конструктивных схем и элементов различной конфигурации и состава.

Литература

1 Дудина, И.В. Особенности расчета стеновых панелей с учетом нелинейных свойств материалов /И.В. Дудина, С.А. Жердева // Материалы межрегиональной научно-технической конференции. – Братск: ГОУ ВПО «БрГУ», 2003. – с. 5-6.

2 Байков, В.Н. Общий случай расчета прочности элементов по нормальным сечениям / В.Н. Байков, М.И. Додонов и др. // Бетон и железобетон. – 1987. - №5. – с. 16-18.

3 Дудина, И.В. Программа по оценке напряженно-деформированного состояния однослойных стеновых панелей с учетом нелинейных свойств материалов (DIASTEN v. 1.00) / И.В. Дудина, С.А. Жердева, Е.Ю. Зарубин // Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ №2008610404, М.:Роспатент. – 2008.

4 Жердева, С.А. Программа по оценке надежности однослойных стеновых панелей с учетом нелинейных свойств материалов (NARSTEN v.1.00) / С.А. Жердева, Е.Ю. Зарубин // Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ №2008611474, М.:Роспатент. – 2008.

3.4 ПРАКТИЧЕСКОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ БЕЗОПАСНОГО РАССТОЯНИЯ ЗАБИВКИ СВАЙ ОТ СУЩЕСТВУЮЩИХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ВНУТРИ ПЛОТНОЙ ГОРОДСКОЙ ЗАСТРОЙКИ

Ильичев В.А., Мощенков В.Е. (БГИТА, г.Брянск, РФ)

Приводится порядок расчета для практического определения безопасного расстояния забивки свай от существующих зданий и сооружений внутри плотной городской застройки. Задача решена на примере жилого дома №11 по ул. Красных Партизан в г. Брянске в связи с близлежащим строительством.

Определим исходные данные для расчета:

1. Здание жилого дома № 11 по ул. Красных Партизан в г. Брянске, 4-этажное, кирпичное, с подвалом, высотой 12 м;
2. Фундаменты ленточные, сборные железобетонные;
3. Перекрытия из железобетонных пустотных плит;
4. Текущее состояние здания можно определить как ограниченно работоспособное: имеются трещины в стенах здания, шириной раскрытия до 2 мм; повреждения фундаментов, отсутствуют;
5. Геологические условия площадки строительства, согласно [2] следующие:
 - 5.1. Насыпной грунт – линза от 0 до 1.1 м;
 - 5.2. Песок средней крупности рыхлый (ИГЭ-2а) – линза от 0 до 0.6 м;
 - 5.3. Песок средней крупности средней плотности (ИГЭ-2) – линза от 0.3 до 1.2 м;
 - 5.4. Песок средней крупности плотный (ИГЭ-2б) – линза от 0 до 2.6 м;
 - 5.5. Песок мелкий плотный (ИГЭ-3б) – до 7.0 м;
 - 5.6. Ниже - чередование пластов песков пылеватых, мелких и средней крупности и средней плотности;
 - 5.7. Грунтовые воды обнаружены в СКВ. 70,71, 78,79 на глубине 14.4-14.9 м;
6. В качестве конструкции основания строящегося здания приняты свайные фундаменты. Сваи длиной от 4 до 5 метров и сечением 0.3x0.3 м с опорой на пески мелкие плотные (ИГЭ-3б);
7. Ударная часть дизель-молота имеет массу 1.8 тонны;
8. В качестве грунта основания для дома №11 по ул. Красных Партизан принимаем пески средней плотности средней крупности (ИГЭ-2);
9. Минимальное расстояние от дома №11 по ул. Красных Партизан до погружаемых свай - 48 метров.

Далее выполняем расчёты.

1. Согласно пункту 2.1. [1], при разработке проекта свайных фундаментов и шпунтовых ограждений из погружаемых элементов молотами или вибрационным оборудованием вблизи сооружений необходимо определить наименьшее расстояние r от погружаемых элементов до сооружений. Если расстояние r будет меньше, чем приведенное в таблице 1, необходимо собрать исходные данные в соответствии с указаниями раздела 4 и, исходя из требований

п.1.4, определить допустимые расстояния [r] в соответствии с пп.2.3-2.5, 2.13 и 2.15.

2. Согласно пункту 2.2. [1], забивка или вибропогружение свай или шпунта допускается без дополнительного расчета, если расстояния от них до сооружений не менее указанных в таблице 1.

Таблица 1 – Минимально безопасные расстояния от забиваемых свай до существующих сооружений

Сооружения	Радиус зоны обследования, м			
	при забивке свай и шпунта	при вибропогружении		
		свай-оболочек	свай	шпунта
Производственные и гражданские здания с полным каркасом	25	60	35	20
Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	25	50	30	20
Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами	30	100	70	25

Дом №11 по ул. Красных Партизан относится к категории многоэтажных бескаркасных зданий с несущими стенами, поэтому исходя из таблицы 1, радиус зоны обследования составляет 30 метров, что заведомо меньше, чем существующее расстояние 48 метров.

Тем не менее, с целью повышения качества расчета, выполняем дополнительный расчет на развитие деформаций основания указанного здания по методике, изложенной в [1].

Расчет производится исходя из выполнения условия:

$$\alpha_{\phi} \leq [\alpha]_l,$$

где α_{ϕ} - ускорение вертикальных колебаний фундамента на расстоянии r до погружаемой сваи или шпунта, определяемое в соответствии с указаниями рекомендуемого приложения 2, м/с²;

Таблица 2 – Допускаемые ускорения колебаний фундамента

Сооружения	Допустимое ускорение колебаний фундамента $[\alpha]_l$, в зависимости от группы грунтов оснований, м/с ²		
	1	2	3
Производственные и гражданские здания с полным каркасом	1,2	0,6	0,15
Здания и сооружения, в конструкциях которых не возникают усилия от неравномерных осадок	1,5	1,0	0,15
Многоэтажные бескаркасные здания с несущими стенами	1,0	0,5	0,15
Высокие жесткие сооружения и дымовые трубы	1,5	1,0	0,15

$[\alpha]$ - допустимое ускорение вертикальных колебаний фундамента, равное $1,0 \text{ м/с}^2$, принято по таблице 2.

Для определения расстояния $[r]$ нужно рассчитать ускорение по формуле:

$$\alpha = 4\pi^2 Af^2$$

Коэффициент затухания колебаний с расстоянием δ для песков средней плотности средней крупности принимаем равным $0,02 \text{ 1/м}$ (таблица 2 приложения 2 [1]).

Амплитуда смещения по графику (чертеж 1 приложения 2 [1]) $A_0 = 0,68 \text{ мм}$ соответствует частоте $f_0 = 17 \text{ Гц}$, принятой для песков средней крупности, средней плотности.

Для дизель-молотов с ударной частью менее 2,5 тонны, величина амплитуды снижается на 25%. Отсюда:

$$A_0 = 0,68 \cdot (1 - 0,25) = 0,51 \text{ мм}.$$

Тогда ускорение колебаний равно:

$$\alpha_0 = 4 \cdot 3,14^2 \cdot 0,51 \cdot 17^2 = 5,81 \text{ м/с}^2.$$

Коэффициент передачи колебаний грунта фундамента 5-этажного здания на песках средней крупности средней плотности K принимаем равным $0,8$ (см. таблицу 3 приложения 2). Определим коэффициент λ по формуле:

$$\lambda = [\alpha]_r / (\alpha_0 \cdot K) = 1 / (5,81 \cdot 0,8) = 0,215.$$

Допустимое расстояние определим по графику зависимости допускаемого расстояния $[r]$ от показателя λ (чертеж.1, стр. 3 [1]). При коэффициенте $\lambda = 0,215$ и коэффициенте затухания с расстоянием $\delta = 0,02 \text{ 1/м}$ допустимое расстояние от погружаемых свай до здания $[r] = 8,9 \text{ м}$ при фактическом расстоянии, равном 48 метров.

Заключение

1. Требования ВСН 490-87, «Проектирование и устройство свайных фундаментов и шпунтовых ограждений в условиях реконструкции промышленных предприятий и городской застройки» не нарушены.

2. Допускается забивка свай первой очереди строительства жилого дома в квартале, ограниченном ул. Б. Хмельницкого, Дзержинского, Кр. Партизан и Гомельской в Фокинском районе г. Брянска, при существующем расстоянии 48 метров от жилого дома №11 по ул. Красных Партизан без дополнительных мероприятий.

Литература

1 ВСН 490-87, «Проектирование и устройство свайных фундаментов и шпунтовых ограждений в условиях реконструкции промышленных предприятий и городской застройки». Минмонтажспецстрой -1987 год.

2 Отчет об инженерно-геологических изысканиях, выполненных ООО «Стройизыскания», арх. № 144446 в 2005 г., СКВ. 70-74, 78-80.

3 Заключение по результатам технического обследования жилого дома, расположенного по адресу: г. Брянск, Фокинский район, ул. Кр. Партизан, дом № 11, БГИТА, 2008 год.

3.5 ВЛИЯНИЕ НЕКОТОРЫХ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ ЗДАНИЙ НА ИХ ТЕПЛОЗАЩИТНЫЕ СВОЙСТВА

Кононова М.С. Петухов М.В. (ВГАСУ г.Воронеж, РФ)

The results of the analysis of the heat power passports of buildings different storied are reduced. The dependences of the basic heat power indexes on some geometrical parameters (coefficients of compactness and glazing) are detected.

Известно, что расход теплоты на отопление зданий зависит не только от сопротивления теплопередаче наружных ограждений, но и от формы здания, его объемно-планировочного решения, коэффициента остекленности и других факторов.

Для выяснения степени влияния геометрических параметров здания на величину теплопотерь была проведена расчетно-аналитическая работа, включающая следующие этапы:

1) В качестве объекта исследований были выбраны здания различной этажности и конфигурации.

2) Для каждого из исследуемых зданий в качестве изменяемого параметра был взят коэффициент остекленности p . Значение p в расчетах принимались от 0 до 0,5 с шагом 0,05.

3) Для всех зданий были составлены теплоэнергетические паспорта в соответствии с методикой, приведенной в [1,2].

4) По результатам расчетов построены графические зависимости основных теплоэнергетических показателей от некоторых геометрических параметров.

Ниже приведены основные расчетные зависимости. В качестве общих исходных данных для всех зданий принято:

- район строительства - г. Воронеж;
- сопротивление теплопередаче наружных ограждений соответствует нормам [1].

Коэффициент остекленности фасада p , определяется по формуле:

$$p = A_{OK} / A_{ВЕРТ} , \quad (1)$$

где A_{OK} - площадь окон, $м^2$;

$A_{ВЕРТ}$ - суммарная площадь вертикальных ограждений, $м^2$.

Показатель компактности $K_K, 1/м$, определяется по формуле:

$$K_K = A_{СУМ} / V_{OT} , \quad (2)$$

где $A_{СУМ}$ - суммарная площадь наружных ограждений, $м^2$;

V_{OT} - отапливаемый объем, $м^3$.

Приведенный трансмиссионный коэффициент теплопередачи здания $k_{mp}, Вт / м^2 \cdot ^\circ C$, определяется по формуле:

$$k_{mp} = \beta \cdot \left(\frac{A_{CT}}{R_{CT}} + \frac{A_{OK}}{R_{OK}} + \frac{A_{ДВ}}{R_{ДВ}} + 0,9 \frac{A_{ПВ}}{R_{ПВ}} + 0,6 \frac{A_{ПН}}{R_{ПН}} \right) / A_{СУМ}, \quad (3)$$

где β - коэффициент учета дополнительных теплопотерь: для жилых зданий $\beta = 1,13$; для прочих зданий $\beta = 1,1$; A_{CT} , A_{OK} , $A_{ДВ}$, $A_{ПВ}$, $A_{ПН}$ - площади наружных ограждений здания, m^2 ; $A_{СУМ}$ - общая площадь наружных ограждающих конструкций m^2 ; R_{CT} , R_{OK} , $R_{ДВ}$, $R_{ПВ}$, $R_{ПН}$ - сопротивление теплопередаче ограждающих конструкций, $m^2 \cdot ^\circ C / Вт$.

Приведенный инфильтрационный коэффициент теплопередачи зданий $k_{ИНФ}$, $Вт / m^2 \cdot ^\circ C$, определяется по формуле:

$$k_{ИНФ} = 0,28 \cdot C_B \cdot n_a \cdot \beta_V \cdot V_{OT} \cdot \rho_v / A_{СУМ}, \quad (4)$$

где ρ_v - плотность воздуха, $кг / m^3$; C_B - теплоемкость воздуха, $кДж / кг \cdot ^\circ C$; V_{OT} - отапливаемый объем, m^3 ; n_a - кратность воздухообмена $1/ч$; β_V - коэффициент, учитывающий долю ограждающих конструкций в отапливаемом объеме здания, $\beta_V = 0,85$; $A_{СУМ}$ - общая площадь наружных ограждающих конструкций, m^2 .

Общий коэффициент теплопередачи здания $k_{ОБЩ}$, $Вт / m^2 \cdot ^\circ C$, определяется по формуле:

$$k_{ОБЩ} = k_{ТР} + k_{ИНФ}, \quad (5)$$

где $k_{ТР}$ - см. формулу (3); $k_{ИНФ}$ - см. формулу (4).

Общие тепловые потери через ограждающую оболочку здания за отопительный период $Q_{ОБЩ}$, $МДж$, определяются по формуле

$$Q_{ОБЩ} = 0,0864 \cdot k_{ОБЩ} \cdot ГСОП \cdot A_{СУМ}, \quad (6)$$

где $ГСОП$ - градусо-сутки отопительного периода, $^\circ C \cdot сут$; $A_{СУМ}$ - см. формулу (2); $k_{ОБЩ}$ - см. формулу (5).

Бытовые теплопоступления за отопительный период $Q_{БЫТ}$, $МДж$, определяются по формуле:

$$Q_{БЫТ} = 0,0864 \cdot q_{БЫТ} \cdot z_{ОП} \cdot A_{Ж+К}, \quad (7)$$

где $z_{ОП}$ - продолжительность, сут, отопительного периода; $q_{БЫТ}$ - удельные бытовые тепловыделения в здании, принимаем в размере $10 Вт / m^2$; $A_{Ж+К}$ - площадь жилых помещений и кухонь, m^2 .

Потребность в тепловой энергии на отопление за отопительный период $Q_{ОП}$, $МДж$, определяется по формуле:

$$Q_{ОП} = Q_{ОБЩ} \cdot \beta_h, \quad (8)$$

где $\beta_h = 1,13$ - для протяженных зданий; $\beta_h = 1,11$ - для зданий башенного типа; $Q_{ОБЩ}$ - см. формулу (6).

Удельный расход теплоты на отопление $q_{уд}$, $кДж / (m^2 \cdot ^\circ C \cdot сут)$, определяется по формуле:

$$q_{уд} = \frac{10^3 Q_{оп}}{A_{от} \cdot ГСОП}, \quad (9)$$

где $Q_{оп}$ - см. формулу (8); $A_{от}$ - площадь отапливаемых помещений, m^2 ; $ГСОП$ - см. формулу (6).

В таблице 1 приведены результаты вычислений по формулам (1) – (9) для зданий с коэффициентом остекленности $p=0,1$.

Таблица 1 – Основные геометрические и теплоэнергетические показатели исследуемых зданий

Этажность и количество секции здания	Площадь наружных ограждений, m^2 .			Отапливаемый объем $V_{от}$, m^3	Коэффициент компактности K_k , $1/m$	Коэффициент теплопередачи трансмиссионный $K_{тр}$, $Вт/м^2 \cdot ^\circ C$	Общий коэффициент теплопередачи $K_{общ}$, $Вт/м^2 \cdot ^\circ C$	Расход теплоты на отопление $Q_{от}$, $МДж$	Удельный расход теплоты на отопление $q_{уд}$, $кДж/(м^2 \cdot ^\circ C \cdot сут)$
	Аверт, m^2	Аок, m^2	Аст, m^2						
1-сек. 3-эт.	537	53,76	483,84	2 016	0,50	0,75	1,82	436 643	132,91
2-сек. 3-эт.	873	87,36	786,24	4 032	0,45	0,79	2,11	822 128	125,12
3-сек. 3-эт.	1209	120,96	1088,64	6 048	0,44	0,81	2,24	1 207 613	122,52
4-сек. 3-эт.	1545	154,56	1391,04	8 064	0,43	0,82	2,31	1 593 099	121,23
5-сек. 3-эт.	1881	188,16	1693,44	10 080	0,42	0,83	2,36	1 978 584	120,45
6-сек. 3-эт.	2217	221,76	1995,84	12 096	0,42	0,84	2,39	2 364 069	119,93
1-сек. 5-эт.	896	89,6	806,4	3 360	0,41	0,68	1,75	698 592	127,58
2-сек. 5-эт.	1456	145,6	1310,4	6 720	0,36	0,70	2,02	1 311 921	119,80
3-сек. 5-эт.	2016	201,6	1814,4	10 080	0,34	0,72	2,14	1 925 250	117,20
4-сек. 5-эт.	2576	257,6	2318,4	13 440	0,33	0,72	2,21	2 538 579	115,90
5-сек. 5-эт.	3136	313,6	2822,4	16 800	0,33	0,73	2,26	3 151 907	115,13
6-сек. 5-эт.	3696	369,6	3326,4	20 180	0,33	0,73	2,29	3 767 781	114,68
1-сек. 9-эт.	1612	161,28	1451,52	6 048	0,35	0,63	1,70	1 222 490	124,03
2-сек. 9-эт.	2620	262,08	2358,72	12 096	0,30	0,64	1,96	2 291 506	116,25
3-сек. 9-эт.	3628	362,88	3265,92	18 144	0,28	0,65	2,08	3 360 522	113,65
4-сек. 9-эт.	4636	463,68	4173,12	24 192	0,27	0,65	2,14	4 429 538	112,36
5-сек. 9-эт.	5644	564,48	5080,32	30 240	0,27	0,66	2,19	5 498 554	111,58
6-сек. 9-эт.	6652	665,28	5987,52	36 288	0,26	0,66	2,22	6 567 571	111,06
1-сек. 16-эт.	2867	286,72	2580,48	10 752	0,31	0,60	1,67	2 139 311	122,09
2-сек. 16-эт.	4659	465,92	4193,28	21 504	0,26	0,61	1,93	4 005 780	114,31
3-сек. 16-эт.	6451	645,12	5806,08	32 256	0,24	0,62	2,04	5 872 249	111,71
4-сек. 16-эт.	8243	824,32	7418,88	43 008	0,24	0,62	2,11	7 738 718	110,41
5-сек. 16-эт.	10035	1003,5	9031,68	53 760	0,23	0,62	2,15	9 605 187	109,64

Результаты, аналогичные приведенным в таблице 1, получены для различных значений коэффициента остекленности. На рисунке на примере пятиэтажного здания показана область допустимых значений коэффициентов компактности k_k и остекленности p . Штриховые линии на рисунке соответствуют нормативным значениям этих параметров.

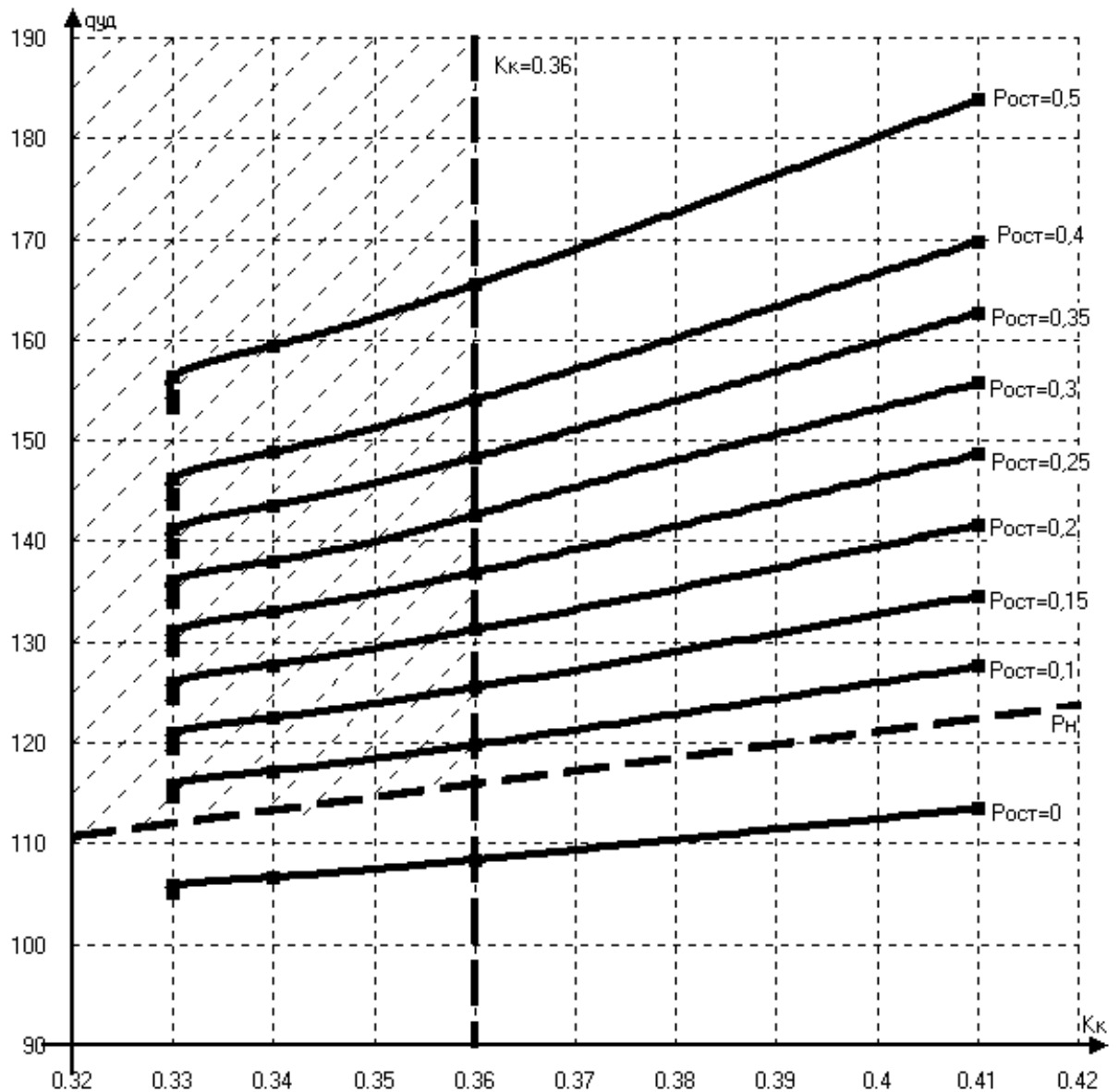


Рисунок 1 – Зависимость удельного расхода теплоты на отопление $q_{уд}$ от коэффициента компактности K_k для пятиэтажного здания с различными коэффициентами остекленности p

Линия нормируемого значения коэффициента остекленности p_n показана условно, численное значение должно определяться с учетом особенностей объемно-планировочного решения здания для обеспечения требуемой естественной освещенности.

Заштрихованная область на рисунке представляет собой зону допустимых сочетаний коэффициента компактности K_k и коэффициента остекленности p в соответствии с современными требованиями по тепловой защите для пятиэтажных зданий. Аналогичные расчеты и графики получены для зданий различной этажности.

Заключение

1. В результате проведенных расчетов определены области допустимых значений коэффициента компактности и коэффициента остекленности для зданий различной этажности.

2. Полученные результаты имеют практическое значение и могут использоваться при выборе объемно-планировочных решений зданий для обеспечения требований по тепловой защите зданий.

Литература

1 СНиП 23-02-2003 Тепловая защита зданий [Текст]. – М.: Госстрой России, 2003.- 28с.

2 СП 41-101-95 Проектирование тепловых пунктов [Текст]. – М.: Минстрой России, 1997.- 78с.

3.6 ВОЗМОЖНОСТИ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ КОМПОЗИТНОГО НЕСУЩЕГО ЭЛЕМЕНТА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ДЛЯ ПРОЕКТОВ СТРОИТЕЛЬНОГО И ДОРОЖНОГО КОМПЛЕКСОВ

Кузменко И.М. (БРУ, Могилев, Беларусь),

Фридкин В.М. (МГУПС (МИИТ), Москва, РФ),

Марков С.Н. (РУП «Мостострой», Минск, Беларусь),

Подымако М.Э., Леоненко О.В., Медведев В.Н. (БРУ, Могилев, Беларусь)

Приведены конструктивные особенности и область применения композитного несущего элемента строительных конструкций (КНЭСК).

Широкое применение железобетонных компонентов в строительных конструкциях различного назначения является следствием ряда их преимуществ, а их многообразие – следствием постоянного поиска и совершенствования. Разработка оригинальных конструкций, обладающих высокой несущей способностью, надежностью работы, простотой изготовления и низкой стоимостью, а также методик их проектирования и расчета является сложной задачей, требующей решения. Обобщение существующего опыта в области проектирования и расчета железобетонных конструкций, а также применение современных методов и средств математического и физического моделирования является хорошей основой для выполнения поисковых исследований и разработок.

В мировой строительной практике, в том числе и в Республике Беларусь, при проектировании мостов, большепролетных и высотных зданий, как правило, используются железобетонные, сталежелезобетонные и металлические конструкции.

Например, широко применяются комбинированные сталежелезобетонные конструкции перекрытий, в которых монолитная плита выполняется по профи-

лированному стальному настилу [1] или используется холодногнутый прокатный профиль Z - образной формы [2].

Известно также техническое решение, в котором к стальному листу привариваются соединительные элементы из полос с выштампованными или высверленными отверстиями. Эти полосы привариваются вертикально к поясным листам стальных балок тонкими угловыми швами, возможно, с использованием автоматов [1].

Недостатками этих решений является то, что совместная работа настила с бетоном обеспечивается только за счет сил сцепления металла с бетоном. Арматура монолитной плиты никак не связана с поддоном и не может сопротивляться отслоению поддона, например, при больших градиентах температур конструкции в условиях пожаров. Для профилирования, без которого невозможно иметь достаточную жесткость поддона при укладке бетона, обычно применяется очень тонкая сталь. Существенное значение в таких случаях имеет форма гофр и дополнительная анкеровка.

На кафедре «Сопротивление материалов» Белорусско-Российского университета совместно с кафедрой «Мосты» МГУПС (МИИТ) проводятся исследования новых конструктивных форм сварных конструкций, ресурсоемкости их изготовления.

Создан новый элемент конструкции, представляющий собой композитную структуру, объединяющую бетоны с металлом за счет подключений в систему, наряду с одной-двумя разновидностями бетона и стержневой арматуры, еще и листового стального проката [3,4]. Один из вариантов конструктивного исполнения КНЭСК представлен на рисунке 1. Основными элементами являются бетонная составляющая 1, фасонная листовая арматура 2, лист 3 и стержневая арматура 4. Фасонная арматура 2, лист 3 и бетон 1 определяют несущую способность композитного элемента, а стержневая арматура 4 выполняет монтажные функции и способствует сцеплению металлического каркаса с бетонным заполнителем. КНЭСК обладает хорошей масштабируемостью и гибкостью в конструктивном плане, что определяет его возможное широкое применение в строительных конструкциях различного назначения.

К основным преимуществам КНЭСК можно отнести:

- снижение трудоемкости и стоимости изготовления за счет использования стального листа в качестве опалубки;
- повышенное сцепление металлической и бетонной составляющих;
- высокая несущая способность;
- разнообразие конструктивных форм.

Республиканским унитарным предприятием «Мостострой» (г. Минск, Беларусь) на базе КНЭСК спроектирован и возведен пешеходный мост через р. Дубровенка в г. Могилев (рисунок 2). Рассматривается возможность использования КНЭСК для реставрации и восстановления мостовых конструкций в областных и районных городах республики.

Секция 3. Актуальные проблемы строительного комплекса:
архитектура, строительные конструкции, строительная механика

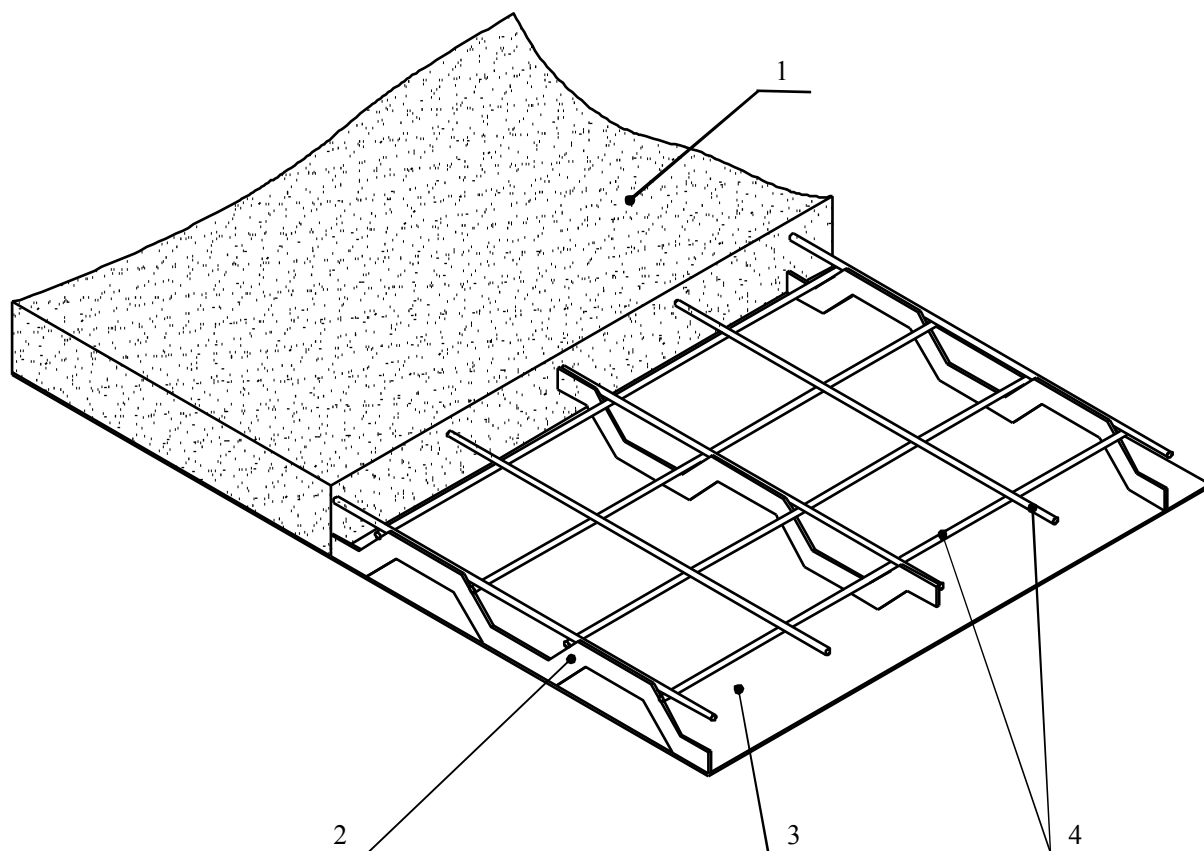


Рисунок 1 - Вариант конструктивного исполнения КНЭСК



Рисунок 2 - Мост через р.Дубровенка в г.Могилеве

Заключение

Предложенные композитные несущие элементы строительных конструкций (КНЭСК) позволяют создавать экологически безопасные, долговечные, абсолютно герметичные плиты и оболочки с бетонами различных требуемых свойств и с регулируемым температурным состоянием конструкции для мостостроения, резервуаростроения, возведения высотных и большепролётных зданий, башен, дымовых труб, градирен, подземных и подводных объектов, элементов дорожного покрытия, кровель, строительных конструкций в целом и т.д. [5,6].

Использование КНЭСК приведет к совершенствованию известных конструктивных форм, позволит генерировать новые конструктивные формы, чем создаётся предпосылка научно-технического прогресса в строительстве.

Литература

- 1 Айрумян Э.Л. Проектирование монолитных перекрытий с применением стального настила / Обзор. - М.: ВНИИТПИ, 1993.- 60 с.
- 2 Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов.- М.: Транспорт, 1981. - 360 с.
- 3 Фридкин В.М., Носарев А.В., Кузменко И.М., Павлюк С.К., Семенов А.В., Попковский В.А., Филатенков А.А. Композитный несущий элемент строительных конструкций. Патент РФ № 4082. Выдан 29.06.2001.
- 4 Фридкин В.М., Носарев А.В., Кузменко И.М., Павлюк С.К., Семенов А.В., Попковский В.А., Филатенков А.А. Композитный несущий элемент строительных конструкций. Патент РФ №2181406. Опубликовано 20.04.2002, бюллетень №11.
- 5 Кузменко И.М., Павлюк С.К., Фридкин В.М. Применение сварных несущих элементов в новых композитных строительных конструкциях. «Сварочное производство», № 9, 2003, стр. 47-50.
- 6 Фридкин В.М., Чесноков С.А., Цернант А.А., Носарев А.В., Кузменко И.М., Максименко Л.Б., Писарев И.Л., Кокосадзе А.Э. Инженерно-экологические и конструктивно-технологические проблемы создания инженерных барьеров при долговременном хранении и окончательном захоронении отработавшего ядерного топлива в недрах Земли. Горный информационно-аналитический бюллетень. Изд-во Моск. Госуд. Горного ун-та. – М., №4, 2005. – с. 88-94.

3.7 ПРЕПРОЦЕССОР ОПТИМИЗАЦИОННЫХ РАСЧЕТОВ КОНСТРУКЦИЙ В ПРОГРАММНОМ КОМПЛЕКСЕ КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНОГО АНАЛИЗА VGITAFEM

Лелетко А.А. (ООО «Столичный строитель», г. Брянск, РФ)
Серпик И.Н. (БГИТА, г. Брянск, РФ)

Рассматривается препроцессор системы оптимизации программного комплекса конечно-элементного анализа VGITAFEM, в котором оптимальный синтез строительных конструкций осуществляется на основе эволюционного моделирования. Описывается схема ввода исходных данных как в предположении линейно упругой работы материала, так и при анализе конструкций по методу предельного равновесия.

Эволюционное моделирование, иначе называемое генетическими алгоритмами, является эффективным средством многопараметрической оптимизации несущих конструкций [1]. На кафедре «Механика» БГИТА разработан программный комплекс VGITAFEM (DIVLOC) [2], осуществляющий данную вычислительную схему для оптимального синтеза стержневых и пластинчато-стержневых строительных объектов. Комплекс включает решатель, в котором реализован метод конечных элементов и процедура генетического алгоритма, рассмотренная в работе [1], а также средства препроцессорного и постпроцессорного анализа. Этот генетический алгоритм предусматривает введение естественной и искусственной селекции, одноточечного кроссинговера, а также базы данных рациональных объектов. Препроцессор и постпроцессор для проверочного расчета конструкций описаны в работе [3]. В настоящей работе мы остановимся на элементах препроцессора, специфичных для выполнения оптимизации. Для данной цели в программе предусмотрен пункт «Оптимизация» главного меню (рисунок 1), выполняющий ввод исходных данных в удобной для пользователя форме с реализацией промежуточного контроля правильности заполнения форм и предоставлением к ним доступа в строго определенной последовательности, отражающей их взаимосвязь.

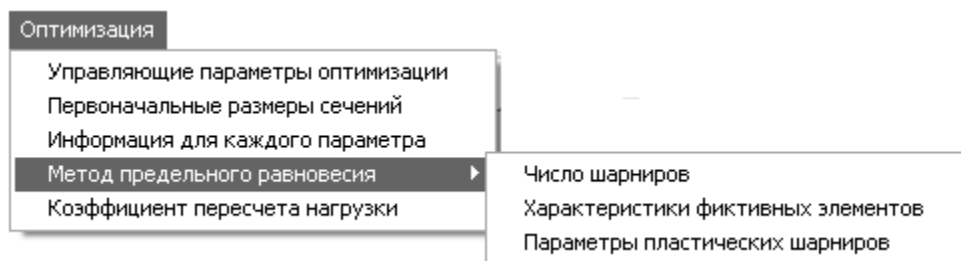


Рисунок 1 – Пункт «Оптимизация» главного меню программного комплекса VGITAFEM

Пользователь первоначально должен ввести основные управляющие параметры оптимизационного расчета (рисунок 2): максимальное число циклов

генетической процедуры, число объектов, учитываемых в каждом из этих циклов, число изменяемых в ходе оптимизации параметров конструкции, максимально допустимое число конструкций в базе данных элитных объектов и т.д. Здесь же можно включить режим использования имитационной модели [4], которая позволяет сокращать число итераций, необходимое для поиска экстремума. В этом окне предусмотрена также возможность установления проверки конструкций на устойчивость, корректировки моментов сопротивления кручению и вывода информации о стержнях, не удовлетворяющих условиям обеспечения несущей способности.

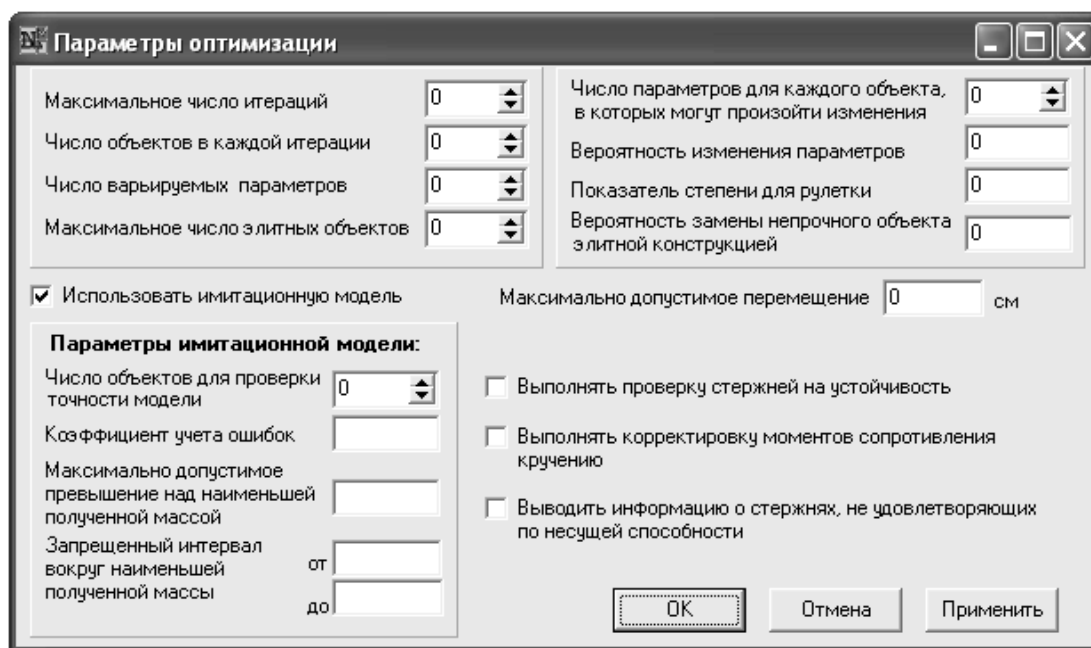


Рисунок 2 – Окно ввода управляющих параметров

В окне «Первоначальные размеры сечений» (рисунок 3) вводится число конечных элементов для профилей первого типа с постоянными по длине конечных элементов сечениями, формируемыми из прямоугольников, третьего типа – с формируемыми на основе прямоугольников переменными по длине элементов сечениями и профилей комплексных сечений, включающих прямоугольники и сечения стандартных профилей. Нажатием соответствующей кнопки «Параметры» (см. рисунок 3) вызывается окно, позволяющее задать информацию о сечениях рассматриваемого типа.

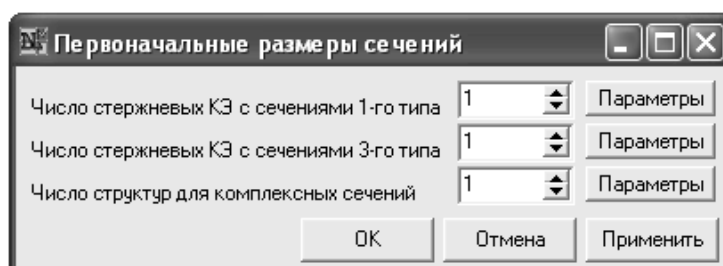


Рисунок 3 – Окно для ввода первоначальных размеров сечений

В окне, связанном с третьим пунктом подменю «Оптимизация» можно для каждого из изменяемых параметров задавать тип, вид, подвид и число градаций (рисунок 4). Окно может менять свою форму в зависимости от выбранного типа параметра. При нажатии на кнопку «Группы элементов» открывается диалог, в котором задаются номера конечных элементов, использующих данный параметр. Нажатием кнопки «Значения параметра» открывается окно ввода его возможных градаций.

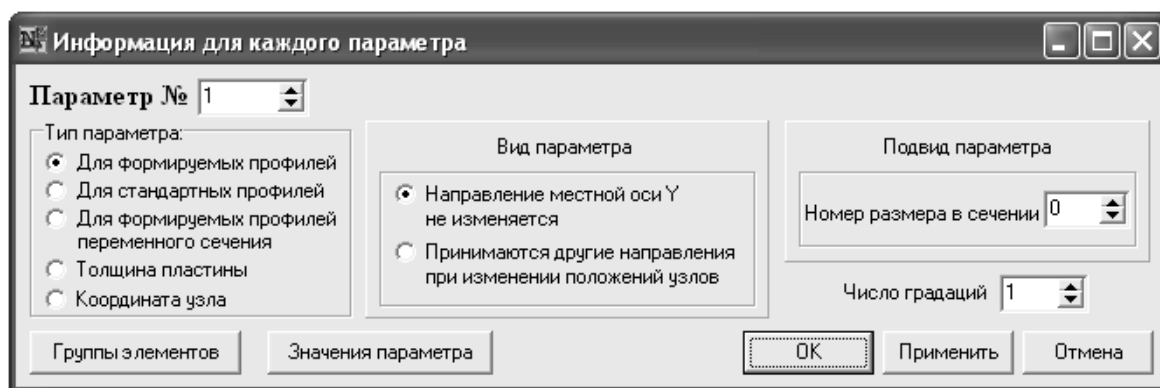


Рисунок 4 – Ввод информации для параметра

Программный комплекс BGITAFEM позволяет проводить оптимизацию с учетом возможности образования в стержневой конструкции пластических шарниров. В препроцессоре для этих целей предусмотрен ввод параметров для пластических шарниров (рисунок 5). При варьировании вектора нагрузок рассматривается коэффициент пересчета нагрузки, допустимые значения которого вводятся с помощью формы, показанной на рисунке 6.

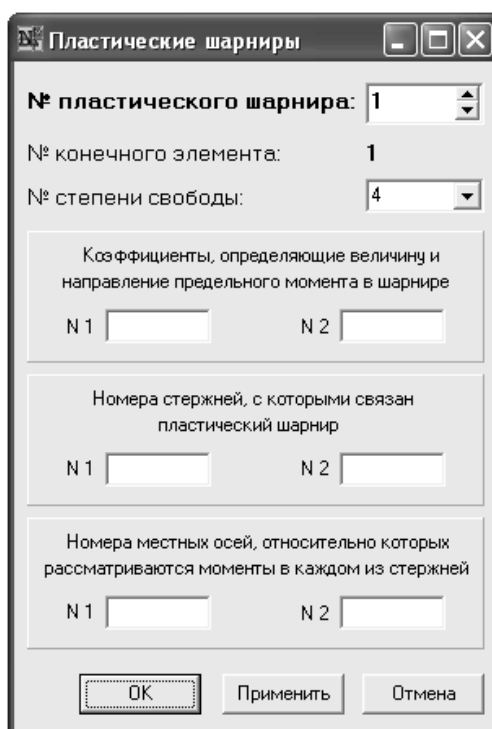


Рисунок 5 – Окно для задания информации о пластическом шарнире

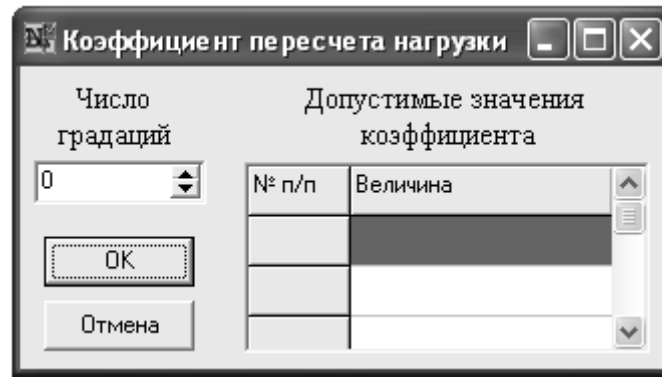


Рисунок 6 – Задание допустимых значений для коэффициента пересчета нагрузки

Заключение

Разработана препроцессорная система для оптимального синтеза пластинчато-стержневых строительных конструкций с использованием генетического алгоритма. Предусмотрены средства подготовки данных как с учетом упругого, так и упруго-пластического поведения материалов.

Литература

1 Серпик, И.Н. Структурно-параметрическая оптимизация стержневых металлических конструкций на основе эволюционного моделирования [Текст] / И.Н.Серпик, А.В.Алексейцев, Ф.Н.Левкович, А.И.Тютюнников // Известия ВУЗов. Строительство. – №8, 2005. – С. 16-24.

2 Серпик, И.Н. Программный комплекс моделирования работы тонкостенных несущих конструкций с использованием многосеточного алгоритма отдельных и налагающихся местных деформаций [Текст] / И.Н.Серпик, А.А. Голоян, Л.И. Евельсон. – ГосФАП РФ, 1997. – Рег. № 50970000011. – 9 с.

3 Алексейцев, А.В. Препроцессорный и постпроцессорный анализ в расчетах и оптимальном проектировании несущих систем [Текст] / А.В.Алексейцев, И.Н.Серпик // Вклад ученых и специалистов в национальную экономику: Сб. науч. тр., посвящ. 75-летию акад. – Брянск, 2005. – Т. 1. – С. 219-222.

4 Серпик, И.Н. Генетический алгоритм оптимизации систем тонких пластин с использованием имитационного моделирования [Текст] / И.Н.Серпик, А.В.Алексейцев // Труды XXI международной конференции по теории оболочек и пластин. – Саратов, 2005. – С. 216-221.

3.8 АЛГОРИТМ РАСЧЕТА ДВУХъярусНОЙ ТРУБЧАТОЙ БАЛОЧНОЙ КОНСТРУКЦИИ С КОНСОЛЬНЫМИ ПРОСТРАНСТВЕННЫМИ ОПОРАМИ В НИЖНЕМ ЯРУСЕ

Лунев Л.А., Брылёв Д.В. (СТИ МИСИС, Старый Оскол, РФ)

Рассматривается двухъярусная трубчатая балочная конструкция, в которой верхняя трубчатая конструкция малого диаметра опирается на нижнюю конструкцию большего диаметра по середине пролёта и в местах консольных пространственных опор. Для представленной несущей системы разрабатывается алгоритм расчёта силовых факторов.

В двухъярусной прокладке трубопроводных систем через естественные или искусственные препятствия главным несущим элементом является трубопровод большего диаметра, на который опирается трубопровод меньшего диаметра. Такое конструктивное решение наиболее рационально использует изгибную жёсткость трубопровода большего диаметра, выполняющего роль балочной трубчатой конструкции. Подобные конструктивные решения часто применяются в заводских надземных трубопроводах. Работа таких систем отличается от работы строительных сооружений и поэтому необходимо учитывать специфику таких конструкций (рисунок 1).

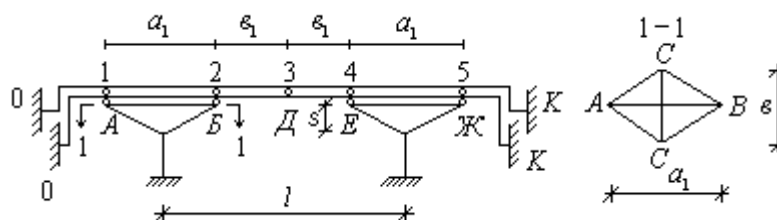


Рисунок 1 – Конструктивная схема двухъярусной трубчатой балочной конструкции с консольными пространственными опорами в нижнем ярусе

Расчёт такой конструкции распадается на две схемы: верхней и нижней трубчатой балочной конструкции (рисунок 2).

Разбивая нижнюю часть балочной трубчатой конструкции на конечные элементы 0-1, 1-2, 2-3, 3-4, 4-5, 5-К и составляя условия неразрывности в местах сопряжения конечных элементов, получим следующее выражение

$$A\vec{M}_H + \vec{W}_H^{(q)} + \vec{W}_H^{(R)} = \vec{W}_H^{(y)}; \quad (1)$$

где

$$A_H = \frac{a_1}{6EJ_H} \begin{vmatrix} 2K & 1 & & & \\ 1 & 4 & 1 & & \\ & 1 & 4 & 1 & \\ & & & 1 & 2K \end{vmatrix}; \quad (2)$$

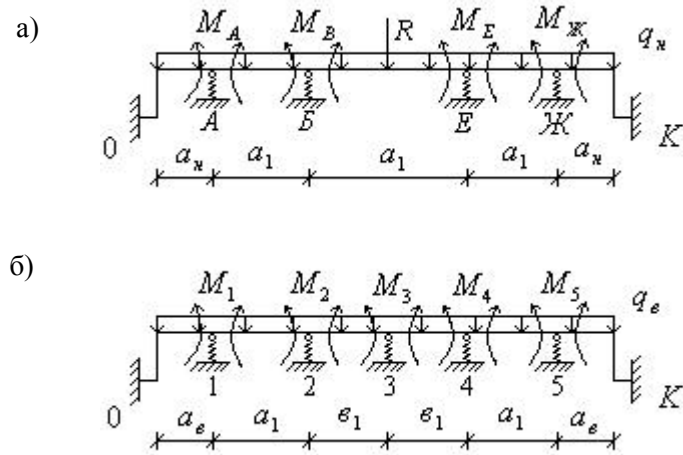


Рисунок 2 – Расчётная схема двухъярусной балочной грубчатой конструкции:
а) нижней; б) верхней

$$\vec{W}_H^{(q)} = \frac{q a_1^3}{24 E J_H} \begin{Bmatrix} K_1 \\ 2 \\ 2 \\ K_1 \end{Bmatrix}; \quad (3)$$

$$\vec{W}_H^{(R)} = \frac{R a_1^2}{16 E J_H} \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix}; \quad (4)$$

$$W_H^{(y)} = C_H \vec{Y}_H; \quad (5)$$

$$C_H = \frac{1}{a_1} \begin{Bmatrix} \left(1 + \frac{a_1}{a_H}\right) & -1 \\ -1 & 2 & -1 \\ & -1 & 2 & -1 \\ & & -1 & \left(1 + \frac{a_1}{a_H}\right) \end{Bmatrix}; \quad (6)$$

$$\vec{Y}_H = K_K^{\Pi} (\vec{R}_q + \vec{R}_M); \quad (7)$$

$$\vec{R}_q = \begin{Bmatrix} \frac{q_H a_1}{2} K_3^{(H)} \\ \left(q_H a_1 + \frac{R}{2}\right) \\ \left(q_H a_1 + \frac{R}{2}\right) \\ \frac{q_H a_1}{2} K_3^{(H)} \end{Bmatrix}; \quad (8)$$

$$\vec{R}_M = B\vec{M}_H; \quad (9)$$

$$B = \frac{1}{a_1} \begin{vmatrix} K_4^{(H)} & -1 & & & \\ -1 & 2 & -1 & & \\ & & -1 & 2 & -1 \\ & & & & K_4^{(H)} \end{vmatrix}; \quad (10)$$

$$R = \frac{q_6 a_1}{2} + \frac{1}{\epsilon_1} (2M_3 - M_2 - M_4); \quad (11)$$

$$\vec{Y}_H = \|Y_A \quad Y_B \quad Y_E \quad Y_{Ж}\|^T; \quad (12)$$

$$\vec{M}_H = \|M_A \quad M_B \quad M_E \quad M_{Ж}\|^T. \quad (13)$$

Для верхней балочной конструкции в местах сопряжения конечных элементов 0-1, 1-2, 2-3, 3-4, 4-5, 5-К составим условие неразрывности деформаций

$$A\vec{M}_\epsilon + \vec{W}_\epsilon^{(q)} = \vec{W}_B^{(y)}, \quad (14)$$

где

$$A = \frac{1}{6EJ_\epsilon} \begin{vmatrix} 2a_1 K_a^{(\epsilon)} & a_1 & & & & \\ a_1 & 2(a_1 + \epsilon_1) & \epsilon_1 & & & \\ & \epsilon_1 & 2(\epsilon_1 + \epsilon_1) & \epsilon_1 & & \\ & & \epsilon_1 & 2(\epsilon_1 + a_1) & a_1 & \\ & & & a_1 & 2a_1 K_\epsilon^{(\epsilon)} & \end{vmatrix}; \quad (15)$$

$$W_B^{(q)} = \frac{q}{24EJ_\epsilon} \begin{vmatrix} K_1^{(\epsilon)} a_1^3 \\ a_1^3 + \epsilon_1^3 \\ \epsilon_1^3 \cdot 2 \\ \epsilon_1^3 + a_1^3 \\ a_1^3 K_1^{(\epsilon)} \end{vmatrix}; \quad (16)$$

$$\vec{W}_\epsilon^{(y)} = C_\epsilon \vec{Y}_\epsilon;$$

$$C_\epsilon = \begin{vmatrix} \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_\epsilon}\right) & -\frac{1}{a_1} & & & & \\ -\frac{1}{a_1} & \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{\epsilon_1}\right) & -\frac{1}{\epsilon_1} & & & \\ & -\frac{1}{\epsilon_1} & \left(\frac{1}{\epsilon_1} + \frac{1}{\epsilon_1}\right) & -\frac{1}{\epsilon_1} & & \\ & & -\frac{1}{\epsilon_1} & \left(\frac{1}{\epsilon_1} + \frac{1}{a_1}\right) & -\frac{1}{a_1} & \\ & & & -\frac{1}{a_1} & \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_\epsilon}\right) & \end{vmatrix}; \quad (17)$$

$$\vec{Y}_e = \vec{Y}_q + \vec{Y}_M; \quad (18)$$

$$\vec{Y}_q = K_K^{(\Pi)} \left\| \begin{array}{c} \frac{q_e a_1 K_2^{(\epsilon)}}{2} \\ q(a_1 + e_1) \\ \frac{2}{q e_1 \Pi} \\ q(e_1 + a_1) \\ \frac{2}{q_e a_1 K_3^{(\epsilon)}} \end{array} \right\|; \quad (19)$$

$$\vec{Y}_M = B \vec{M}_e; \quad (20)$$

$$B = K_K^{(\Pi)} \left\| \begin{array}{ccccc} \frac{1}{a} K_3 & -\frac{1}{a_1} & & & \\ -\frac{1}{a_1} & \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{e_1} \right) & -\frac{1}{e_1} & & \\ & -\frac{1}{e_1} \Pi & \left(\frac{1}{e_1} + \frac{1}{e_1} \right) \Pi & -\frac{1}{e_1} \Pi & \\ & & -\frac{1}{e_1} & \left(\frac{1}{e_1} + \frac{1}{a_1} \right) & -\frac{1}{a_1} \\ & & & -\frac{1}{a_1} & \frac{1}{a} K_3 \end{array} \right\|; \quad (21)$$

$$\vec{Y}_e = \|Y_1 \quad Y_2 \quad Y_3 \quad Y_4 \quad Y_5\|^T; \quad (22)$$

$$\vec{M}_e = \|M_1 \quad M_2 \quad M_3 \quad M_4 \quad M_5\|^T; \quad (23)$$

$$K_K^{(\Pi)} = \frac{l_{AC}^3}{2h^2 EF_{AC}} + \frac{e^2 a_1}{4h^2 EF_{AB}}; \quad (24)$$

$$K_e^{(\Pi)} = \frac{a^3}{48EJ_H}; \quad (25)$$

$$l_{AC} = \sqrt{h^2 + \left(\frac{a_1}{2}\right)^2 + \left(\frac{e}{2}\right)^2}, \quad (26)$$

где $M_A, M_B, M_E, M_{Ж}, Y_A, Y_B, Y_E, Y_{Ж}$ - соответственно, изгибающие моменты и прогибы в нижней балочной трубчатой конструкции в опорах А, Б, Е, Ж;

$M_1, M_2, M_3, M_4, M_5, Y_1, Y_2, Y_3, Y_4, Y_5$ - соответственно, изгибающие моменты и прогибы в верхней балочной конструкции в опорах 1-5;

K, K_1, K_2, K_3 - коэффициенты, учитывающие влияния Г-образных рам, прилегающих к балочным трубчатым конструкциям [1].

Заключение

Предложенный алгоритм расчёта силовых факторов двухъярусных балочных трубчатых конструкций с консольными пространственными опорами, расположенными в нижнем ярусе, позволяет оценить напряженное состояние для верхней и нижней трубчатых балок с учётом их взаимодействия друг с другом и влияния на них Г-образных примыкающих рам.

Литература

1 Лунёв, Л.А. Основы проектирования новых конструкций надземных трубчатых переходов [Текст] / Л.А.Лунёв – Старый Оскол: СТИ МИСиС, 2000 – 124с.

3.9 РАСЧЕТ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ТРУБЧАТЫХ БАЛОЧНЫХ ДВУХЪЯРУСНЫХ КОНСТРУКЦИЙ С КОНСОЛЬНЫМИ ПРОСТРАНСТВЕННЫМИ ОПОРАМИ, РАСПОЛОЖЕННЫМИ В ВЕРХНЕМ ЯРУСЕ

Лунев Л.А., Выхристюк Д.Г. (СТИ МИСИС, Старый Оскол, РФ)

Рассматривается вопрос реконструкции одноярусных трубопроводных переходов путем установки второго яруса. При этом нижний ярус служит опорой для верхнего яруса. В случае недостаточной прочности и жесткости эксплуатируемого нижнего яруса приходится применять консольные пространственные опоры в верхнем ярусе. Для такого случая представлен расчет двухъярусного перехода.

Конструктивная схема двухъярусной трубчатой балочной конструкции с консольными пространственными опорами, расположенными в верхнем ярусе, представлена на рисунке 1. Расчетная схема представлена на рисунке 2.

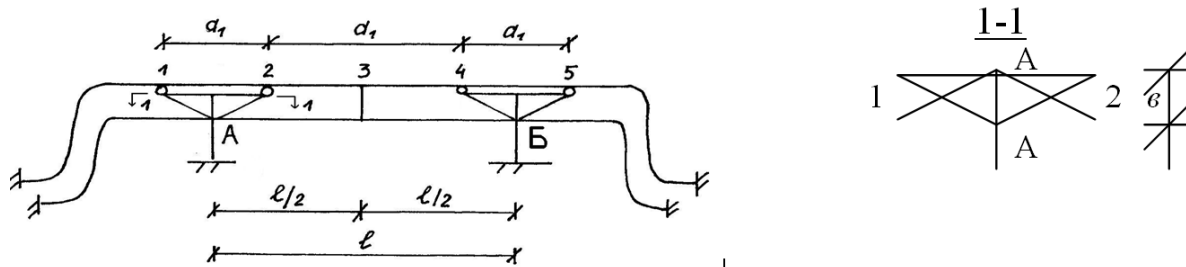


Рисунок 1 – Конструктивная схема двухъярусной балочной конструкции

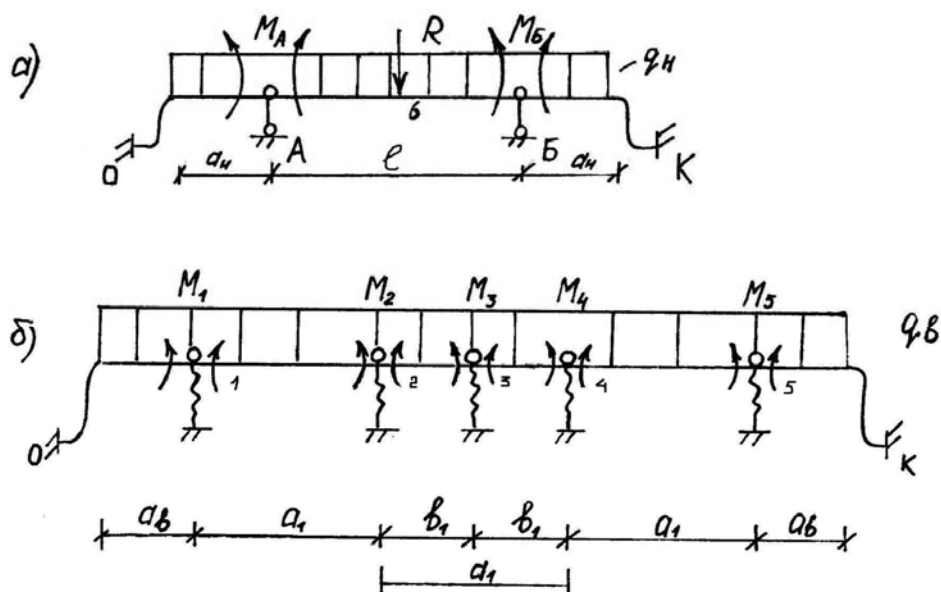


Рисунок 2 – Расчетная схема двухъярусной балочной трубчатой конструкции:
а-нижней; б) – верхней

Расчленив переход нижнего яруса на конечные элементы О-А, А-Б, Б-К, и составляя условия неразрывности в местах сочленения конечных элементов, получим следующее уравнение:

$$A\vec{M}_H + \vec{W}_H^{(q)} + \vec{W}_H^{(R)} = 0, \quad (1)$$

$$\text{где } A = \frac{1}{6EJ_H} \begin{vmatrix} 2IK^{(H)} & l \\ l & 2IK^{(H)} \end{vmatrix}; \quad (2)$$

$$\vec{M}_H = \|M_A M_B\|; \quad (3)$$

$$\vec{W}_H^{(q)} = \frac{q_H l^3}{24EJ_H} \begin{vmatrix} K_1 \\ K_1 \end{vmatrix}; \quad (4)$$

$$\vec{W}_H^{(R)} = \frac{Rl^2}{16EJ_H} \begin{vmatrix} 1 \\ 1 \end{vmatrix}; \quad (5)$$

Расчленив верхний ярус перехода на конечные элементы 0-1, 1-2, 2-3, 3-4, 4-5, 5-К и составляя условие неразрывности деформаций в местах сочленения конечных элементов, получим следующее выражение:

$$A\vec{M}_e + W_e^{(q)} = W^{(y)}, \quad (6)$$

$$\text{где } A = \frac{1}{6EJ_\epsilon} \begin{vmatrix} 2a_1K^{(\epsilon)} & a_1 & & & & \\ a_1 & 2(a_1 + \epsilon_1) & \epsilon_1 & & & \\ & \epsilon_1 & (2\epsilon_1) & \epsilon_1 & & \\ & & \epsilon_1 & 2(\epsilon_1 + a_1) & a_1 & \\ & & & a_1 & 2a_1K^{(\epsilon)} & \\ & & & & & \end{vmatrix}; \quad (7)$$

$$\vec{M}_\epsilon = \|M_1M_2M_3M_4M_5\|; \quad (8)$$

$$\vec{W}_\epsilon^q = \frac{q_\epsilon}{24EJ_\epsilon} \begin{vmatrix} K_1^{(\epsilon)}a_1^3 \\ a_1^3 + \epsilon_1^3 \\ \epsilon_1^3 + \epsilon_1^3 \\ \epsilon_1^3 + a_1^3 \\ a_1^3K_1^{(\epsilon)} \end{vmatrix}; \quad (9)$$

$$\vec{W}^y = C_\epsilon \vec{Y}_\epsilon; \quad (10)$$

$$C_\epsilon = \begin{vmatrix} \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_\epsilon}\right) & -\frac{1}{a_1} & & & & \\ -\frac{1}{a_1} & \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{\epsilon_1}\right) & -\frac{1}{\epsilon_1} & & & \\ & -\frac{1}{\epsilon_1} & \left(\frac{1}{\epsilon_1} + \frac{1}{\epsilon_1}\right) & -\frac{1}{\epsilon_1} & & \\ & & -\frac{1}{\epsilon_1} & \left(\frac{1}{\epsilon_1} + \frac{1}{a_1}\right) & -\frac{1}{a_1} & \\ & & & -\frac{1}{a_1} & \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_\epsilon}\right) & \\ & & & & -\frac{1}{a_1} & \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_\epsilon}\right) \end{vmatrix}; \quad (11)$$

$$\vec{Y}_\epsilon = \|Y_1Y_2Y_3Y_4Y_5\|^T; \quad (12)$$

$$\vec{Y}_\epsilon = \vec{Y}_q + \vec{Y}_m; \quad (13)$$

$$\vec{Y}_q = K_K^II \frac{q_\epsilon}{2} \begin{vmatrix} a_1K_2^{(\epsilon)} \\ (a_1 + \epsilon_1) \\ 2\epsilon_1 \\ (\epsilon_1 + a_1) \\ K_2^{(\epsilon)} \end{vmatrix}; \quad (14)$$

$$Y_m = B\bar{M}_B ; \quad (15)$$

$$B = K^{\Pi} \frac{1}{a_1} \begin{vmatrix} K_3 & -1 & & & \\ -1 & 1,5 & -0,5 & & \\ & -0,5L & L & -0,5L & \\ & & -0,5 & -1,5 & -1 \\ & & & -1 & K_3 \end{vmatrix} ; \quad (16)$$

$$L = K_B^{(\Pi)} / K_K^{\Pi} ; \quad (17)$$

$$K_B^{\Pi} = \frac{l^3}{48EJ_H} ; \quad (18)$$

$$K_K^{\Pi} = \frac{l_{1A}^3}{2h^2EF_{1A}} + \frac{\epsilon^2 a_1}{4h^2EF_{12}} ; \quad (19)$$

$$l_{1A} = \sqrt{h^2 + \left(\frac{a_1}{2}\right)^2 + \left(\frac{\epsilon}{2}\right)^2} , \quad (20)$$

где M_A, M_B – изгибающие моменты нижней балочной трубчатой конструкции в опорах А и Б; M_1, M_2, M_3, M_4, M_5 и Y_1, Y_2, Y_3, Y_4, Y_5 соответственно, изгибающие моменты и прогибы в опорах 1-5; K, K_1, K_2, K_3 – коэффициенты, учитывающие влияние Г-образных рам, примыкающие к балочным трубчатым конструкциям [1]

Заключение

Предложенный алгоритм расчёта силовых факторов реконструируемой одноярусной балочной трубчатой конструкции в двухъярусную балочную трубчатую конструкцию с консольными пространственными опорами, расположенными в верхнем ярусе, позволяет произвести проверку несущей способности верхней и нижней балочных трубчатых конструкций.

Литература

1 Лунёв, Л.А. Основы проектирования новых конструкций надземных трубчатых переходов [Текст] / Лунёв, Л.А. – Старый Оскол: СТИ МИСиС, 2000 – 124с.

3.10 РЕАЛИЗАЦИЯ ПРОГРАММЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ СО СМЕШАННЫМ АРМИРОВАНИЕМ НА ОСНОВЕ ДЕФОРМАЦИОННОЙ МОДЕЛИ

Меньщикова Н.С., Дудина И.В. (БрГУ, г. Братск, РФ)

Рассматривается итерационный алгоритм оценки напряженно-деформированного состояния нормального сечения железобетонного элемента со смешанным армированием. Приводятся результаты численного эксперимента по рациональному выбору классов совмещенного армирования.

В действующих европейских и отечественных нормах проектирования железобетонных конструкций рекомендуется принимать в качестве расчетной модели нормального сечения так называемую деформационную модель.

Для реализации деформационной модели нормального сечения балок покрытия со смешанным армированием в Братском государственном университете разработана программа для ЭВМ *CombiFix*. Программа позволяет производить оценку напряженно-деформированного состояния бетона и арматуры, определять ширину раскрытия трещин во всех нормальных сечениях по длине элемента на любом этапе кратковременного нагружения, определять прогиб конструкции с учетом деформаций сдвига от поперечного изгиба. С помощью названной программы можно осуществлять проектирование рациональных конструкций с точки зрения прочности, жесткости, материалоемкости и надежности. Для оценки начальной надежности конструкций реализован вероятностный алгоритм деформационной модели в программе *VerBal*.

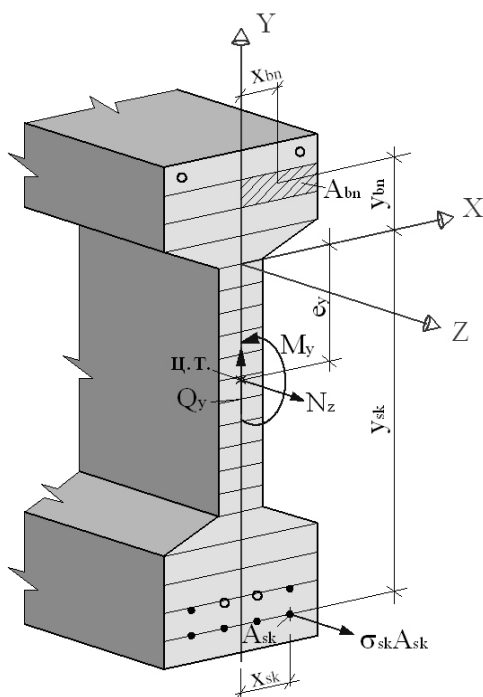


Рисунок 1 – Дискретная модель нормального сечения

Расчетная система уравнений применительно к конструкциям со смешанным армированием записывается в виде

$$\begin{cases} M_y = -\int_A \sigma_{bn} A_{bn} y_n - \int_k \sigma_{sk} A_{sk} y_k \\ N_z = \int_A \sigma_{bn} A_{bn} + \int_k \sigma_{sk} A_{sk} \\ Q_y = \int_A \tau_{bn} A_{bn} \end{cases} \quad (1)$$

и является системой нелинейных уравнений.

где $\sigma_{bn}, \tau_{bn}, \sigma_{sk}$ - напряжения в дискретных участках бетона и арматуры соответственно, A_{bn}, A_{sk} - площади дискретных участков бетона и арматуры, y_n, y_k - координаты центров элементарных площадок, M_y - изгибающий момент в направлении оси Y , N_z - продольная сила в направлении оси Z , Q_y - поперечная сила в направлении оси Y .

Решение нелинейной задачи получается в виде последовательности решений линейных задач, сходящихся к результату. Для решения линейной задачи был выбран метод численного интегрирования (суммирования) напряжений, действующих по элементарным площадкам расчетного сечения (рисунок 1). В данной постановке задачи неизвестными являются деформации и напряжения.

Распределение деформаций по высоте сечения определяется следующими уравнениями:

$$\begin{cases} \varepsilon_{bn} = \varepsilon_z - k_y y_n \\ \varepsilon_{sk} = \varepsilon_z - k_y y_k \end{cases} \quad (2)$$

где ε_z - деформации вдоль продольной координатной оси элемента Z ; k_y - кривизна элемента в плоскости XU .

Учитывая, что напряжения в дискретных элементах бетона и арматуры определяются из диаграмм деформирования материалов, получим:

$$\begin{cases} \sigma_{bn} = E'_{bn} \varepsilon_{bn} \\ \sigma_{sk} = E'_{sk} \cdot \varepsilon_{sk} \\ \tau_{bn} = E'_{bn} \cdot \gamma_{bn} / (2(1 + \mu)) \end{cases} \quad (3)$$

где E'_{bn} , E'_{sk} - секущие модули деформаций бетона и арматуры, зависящие от расположения элементарных участков в сечении и уровня нагружения;

Исходную систему уравнений (1) удобно переписать следующим образом:

$$\begin{cases} M_y = \varepsilon_z \cdot (-\sum_n E'_{bn} \cdot A_{bn} \cdot y_n - \sum_k E'_{sk} \cdot A_{sk} \cdot y_k) + k_y (\sum_n E'_{bn} \cdot A_{bn} \cdot y_n^2 + \sum_k E'_{sk} \cdot A_{sk} \cdot y_k^2) \\ N_z = \varepsilon_z \cdot (\sum_n E'_{bn} \cdot A_{bn} + \sum_k E'_{sk} \cdot A_{sk}) + k_y \cdot (-\sum_n E'_{bn} \cdot A_{bn} \cdot y_n - \sum_k E'_{sk} \cdot A_{sk} \cdot y_k) \\ Q_y = \gamma_{xy} \cdot \sum_n E'_{bn} \cdot A_{bn} / [2 \cdot (1 + \mu)] \end{cases} \quad (4)$$

Тогда деформации определяются следующими уравнениями:

$$\begin{cases} k_y = \frac{M_y - k_y (\sum_n E'_{bn} \cdot A_{bn} \cdot y_n^2 + \sum_k E'_{sk} \cdot A_{sk} \cdot y_k^2)}{(-\sum_n E'_{bn} \cdot A_{bn} \cdot y_n - \sum_k E'_{sk} \cdot A_{sk} \cdot y_k)} \\ \varepsilon_z = \frac{N_z + k_y \cdot (\sum_n E'_{bn} \cdot A_{bn} \cdot y_n + \sum_k E'_{sk} \cdot A_{sk} \cdot y_k)}{(\sum_n E'_{bn} \cdot A_{bn} + \sum_k E'_{sk} \cdot A_{sk})} \\ \gamma_{xy} = \frac{Q_y}{\sum_n E'_{bn} \cdot A_{bn} / [2 \cdot (1 + \mu)]} \end{cases} \quad (5)$$

Правые части уравнений системы вычисляются относительно предыдущих приближений деформаций ($i-1$ шаг итерации), левые – новые значения (i – i шаг).

При расчете конструкций с учетом физической нелинейности процесс нагружения разбивают на отдельные этапы. В качестве способа организации нелинейного вычислительного процесса в пределах этапа принят метод «секу-

щих» модулей упругости. Характер итерационного процесса представлен на рисунке 2.

Если прочность по нормальному сечению обеспечена, то заданным внешним силам $\{M_y, N_z, Q_y\}$ и принятым размерам сечения отвечает вполне определенный вектор деформаций $\{k_y, \varepsilon_z, \gamma_{xy}\}$. Если прочность по нормальному сечению не обеспечена, то заданные внешние силы вызывают неограниченный рост деформаций, т.е. разрушение.

Секущие модули деформаций арматуры и бетона на каждом этапе нагружения вычисляются по формулам:

$$E'_{bn} = \frac{\Delta\sigma_{bn}}{\Delta\varepsilon_{bn}}; \quad E'_{sk} = \frac{\Delta\sigma_{sk}}{\Delta\varepsilon_{sk}}, \quad (6)$$

где $\Delta\sigma_{bn}$, $\Delta\sigma_{sk}$ - приращения напряжений в бетонных и арматурных элементарных площадках на данном шаге нагружения; ε_{bn} , ε_{sk} - приращения деформаций в бетонных и арматурных элементарных площадках.

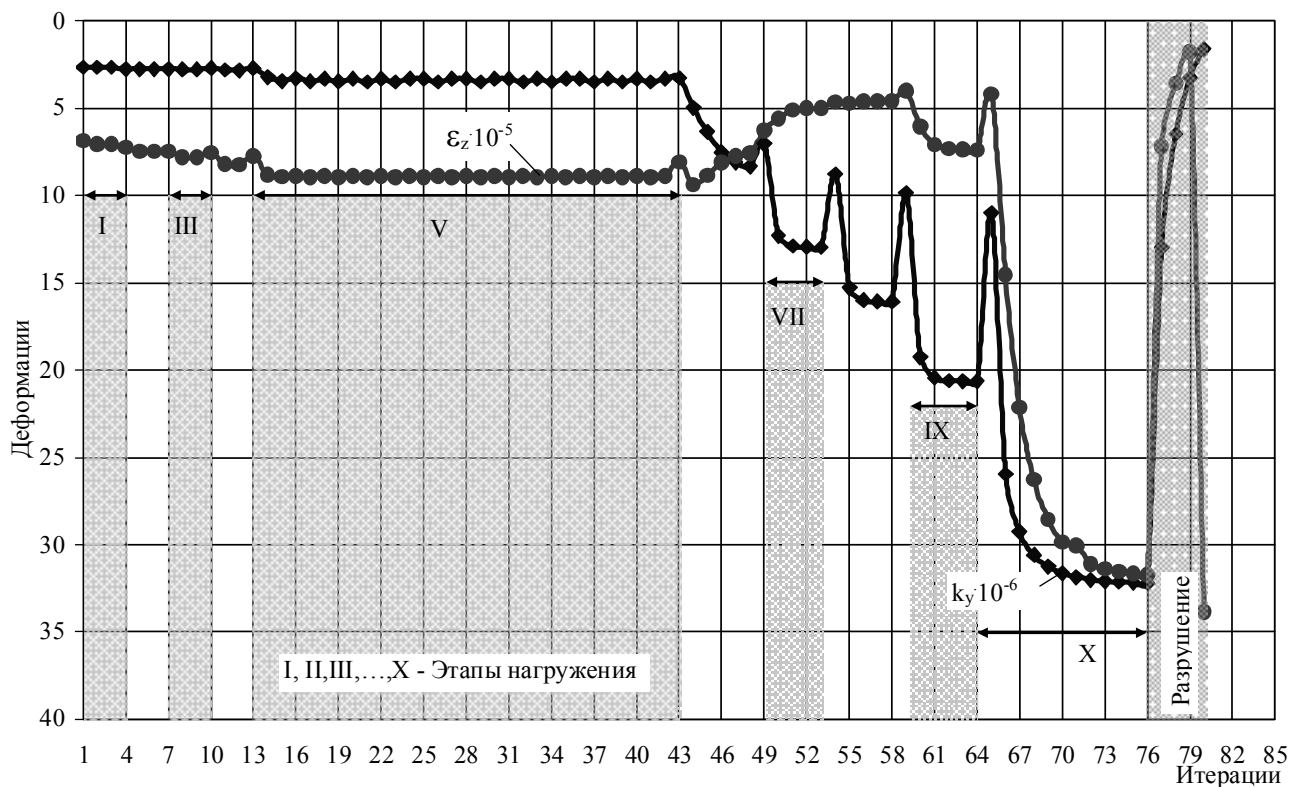
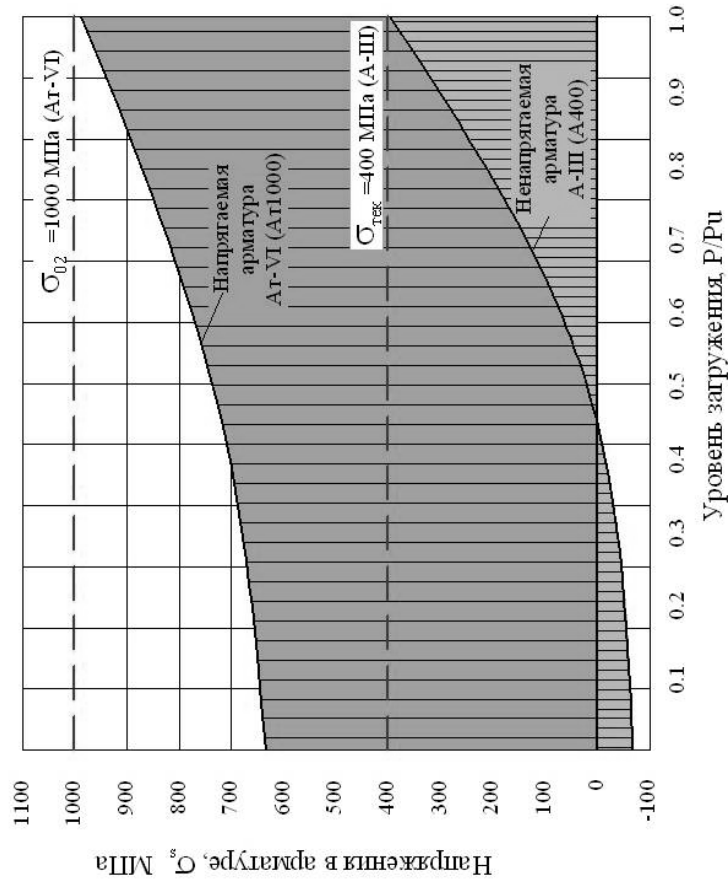


Рисунок 2 – Характер макроитерационного процесса

Для подтверждения достоверности результатов, полученных с использованием изложенной математической модели напряженно-деформированного состояния конструкций со смешанным армированием, были проанализированы экспериментальные данные, полученные при натурных испытаниях конструкций на комбинате «Братскжелезобетон». Анализ результатов численного и натурного экспериментов показывает, что представленная деформационная модель удовлетворительно описывает предельные состояния конструкций по прочности, жесткости и трещиностойкости.

б)



а)

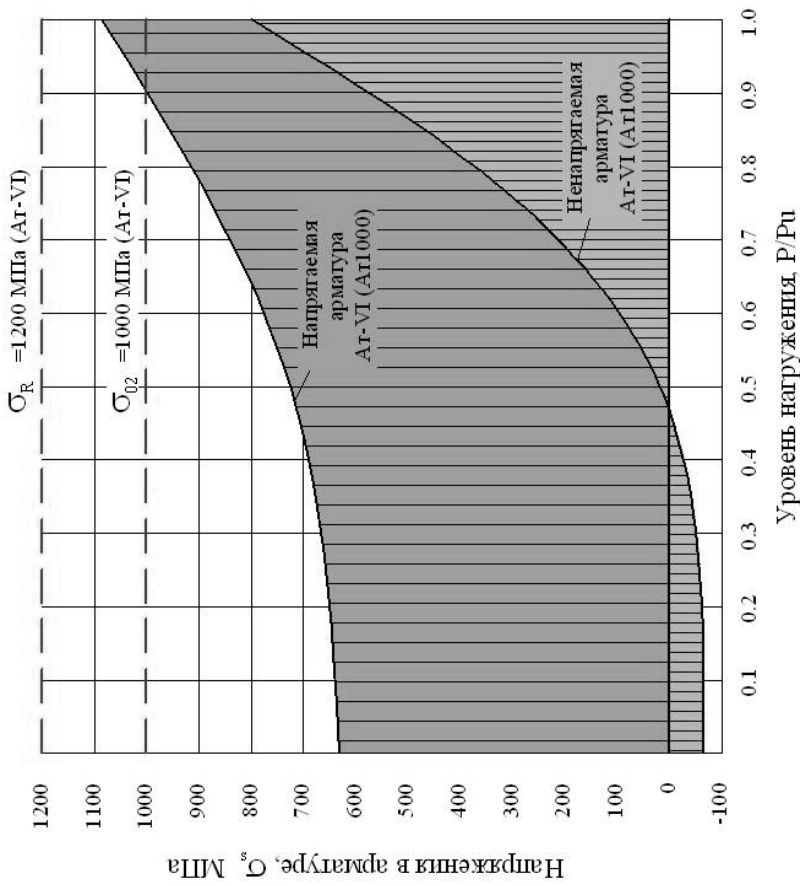


Схема армирования балки

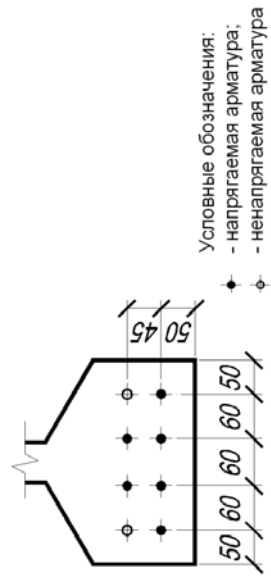


Рисунок 3 – Изменение напряжений в арматуре балки 2БСП12-5АгV Iк-н при ненапрягаемой и напрягаемой арматуре одного (а) и разных (б) классов

Программа *CombiFix* может быть использована проектными и научно-исследовательскими организациями для решения широкого круга задач, в частности для рационального выбора классов совмещенной арматуры.

Основные требования, предъявляемые к смешанному армированию, заключаются в том, что в стадии эксплуатации совмещенная арматура должна работать упруго, а в предельном (по прочности) состоянии прочностные свойства арматуры должны использоваться максимально полно.

Компьютерный эксперимент по эффективности использования в конструкциях со смешанным армированием ненапрягаемой и напрягаемой арматуры разных классов (Ат-VI и А-III) показал, что в момент разрушения балки 2БСП12-5АтVIк-н в ненапрягаемой арматуре класса А-III напряжения достигают предела текучести $\sigma_{тек}$, в ненапрягаемой арматуре класса Ат-VI – напряжения составляют 0,6-0,7 временного сопротивления разрыву ($\sigma_u = 1200 МПа$), то есть прочность арматуры класса Ат-VI (А1000) в момент разрушения балки недоиспользована (рисунок 3) в среднем на 30%.

Прочность напрягаемой арматуры в обоих случаях используется практически полностью, так как напряжения в ней достигают или превышают условный предел текучести ($\sigma_{02} = 1000 МПа$). Таким образом, более высокую степень использования прочностных свойств арматуры можно достичь при использовании ненапрягаемой арматуры класса А-III (А400).

Заключение

1. Результатом настоящей работы является описание алгоритма деформационной модели напряженного состояния конструкций со смешанным армированием, реализованного в программе для ЭВМ, с целью совершенствования методики их расчета.

2. Приведены результаты компьютерного моделирования для балки покрытия при различных классах совмещенного армирования. Установлены критерии выбора ненапрягаемой арматуры в зависимости от класса напрягаемой.

Литература

1. Меньщикова Н.С., Дудина И.В., Сурикова А.В. / Развитие методики расчета и оценки эксплуатационной пригодности конструкций со смешанным армированием на основе нелинейно-деформационной модели / Труды Братского государственного университета: Сер.: Естественные и инженерные науки – развитию регионов Сибири: в 2т. – Братск: ГОУ ВПО «БрГУ», 2009. – Т.2 – С.180-188.

2. Меньщикова Н.С., Дудина И.В., Чевская Е.А. / Нелинейная расчетная модель конструкций со смешанным армированием / Математическое моделирование, численные методы и комплексы программ: межвуз. темат. сб. тр. Вып. 12 / СПбГАСУ. – СПб., 2006. - С.107-113.

3.11 ВЛИЯНИЕ СТАРЕНИЯ БЕТОНА НА ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ И ПРОЧНОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Никулин А.И., Сотников Д.Ю., Казаков Д.В., Поляков А.В.
(ОрёлГТУ, г. Орёл, РФ)

Для оценки трещиностойкости и прочности изгибаемых железобетонных конструкций предложен модифицированный вариант деформационной модели силового сопротивления железобетона с учётом процесса нарастания прочности ненагруженного бетона во времени на основе теории старения проф. Г.А.Гениева. Приведены некоторые результаты численного эксперимента, выполненного в рамках разработанной расчетной модели применительно к железобетонным балочным элементам.

Проведенные в последние годы исследования железобетонных конструкций позволили включить в новые нормативные документы [1] и, соответственно, в практику проектирования деформационную расчетную модель нормальных сечений, которая хорошо отражает фактический характер работы железобетона на всех этапах вплоть до его разрушения. Это позволяет с единых позиций выполнять расчеты по прочности, трещиностойкости и по деформациям. При этом в отечественном СП 52-101-2003 в отличие от Евроноорм [2] не учитывается возможность нарастания прочности ненагруженного бетона во времени в случае хранения железобетонных конструкций в благоприятных температурно-влажностных условиях перед их нагружением.

Для количественной оценки этого явления в работе [3] была разработана практическая методика, позволяющая учитывать процесс старения тяжёлого бетона на основе подхода, предложенного проф. Г.А. Гениевым [4]. Выполненные расчеты позволили выявить существенное влияние процесса старения бетона на его основные деформативно-прочностные характеристики (R_b , R_{bt} , E_{bn} , ε_{bu} , ε_{btu}). Так, прочность бетона при сжатии R_b через 100 суток после изготовления конструкции на 27,8 % превышает аналогичную величину в возрасте 28 суток. Прочность бетона при растяжении R_{bt} повышается в этом же возрасте в среднем на 18 %. В меньшей степени происходит рост нормативного модуля упругости E_{bn} (7,6 %) и значений предельных относительных деформаций бетона при сжатии (5,4 %) и растяжении (8,6 %). Установлено также, что процессы, связанные со старением тяжёлого бетона, в основном заканчиваются через 100 суток и дальнейшие изменения деформативно-прочностных характеристик, как правило, не превышают 0,5 %.

Предлагаемый подход основан на известном явлении, проявляющемся в том, что при нормальных условиях хранения железобетонных конструкций в бетоне происходит процесс нарастания прочности во времени, определяемый физико-механическими изменениями структуры бетона (процесс старения). Для определения прочности бетона при сжатии в момент приложения внешней нагрузки ($t = t_0$) используется следующая зависимость [4]:

$$R_b(t_0) = R_{b,\max} \left[1 - \left(1 - R_{b,28} / R_{b,\max} \right)^{\frac{t_0}{28}} \right], \quad (1)$$

где t_0 – время (в сутках) с момента начала твердения бетона до момента приложения внешней нагрузки; $R_{b,\max}$ – максимальная (асимптотическая при $t_0 \rightarrow \infty$) прочность ненагруженного бетона при сжатии; $R_{b,28}$ – прочность бетона в возрасте 28 суток.

Максимальную прочность ненагруженного бетона при кратковременном сжатии определяем с учётом рекомендаций [2]:

$$R_{b,\max} = \beta_m \cdot R_{b,28}, \quad (2)$$

где предельные значения коэффициентов нарастания прочности бетона β_m зависят от вида цемента и для нормальных условий твердения могут быть найдены по формуле, приведенной в работе [4]:

$$\beta_m = \exp(s). \quad (3)$$

Здесь коэффициент s зависит от вида цемента [2]; $s = 0,20$ – для быстротвердеющего высокомарочного цемента; $s = 0,25$ – для нормального и быстротвердеющего цемента; $s = 0,38$ – для медленнотвердеющего цемента.

Таким образом, предельные значения коэффициентов нарастания прочности бетона могут приниматься: $\beta_m = \exp(0,20) = 1,221$ – для быстротвердеющего высокомарочного цемента; $\beta_m = 1,284$ – для нормального и быстротвердеющего цемента; $\beta_m = 1,462$ – для медленнотвердеющего цемента.

Далее воспользуемся рекомендациями работы [2], чтобы установить зависимость нормативного модуля упругости бетона при сжатии, нагруженного кратковременной нагрузкой в возрасте t_0 :

$$E_{bn}(t_0) = E_{bn,28} [R_b(t_0) / R_{b,28}]^{0,3}, \quad (4)$$

где $E_{bn,28}$ – нормативный модуль упругости бетона при сжатии в возрасте 28 суток.

Теперь с использованием полученных величин $R_b(t_0)$ и $E_{bn}(t_0)$ по рекомендациям работы [3] можно найти остальные параметры, необходимые для описания диаграммы центрального сжатия бетона, испытанного в возрасте t_0 :

$$\sigma_{bc}(t_0) = \frac{E_{b01}(t_0)\varepsilon_{bc}(t_0)[1 + D_{b01}(t_0)\varepsilon_{bc}(t_0)]}{1 + C_{b01}(t_0)\varepsilon_{bc}(t_0)}, \quad (5)$$

где E_{b01} , D_{b01} , C_{b01} – начальный модуль упругости и параметры нелинейности деформирования бетона, получаемые экспериментально-теоретическим путем для эталонных диаграмм центрального сжатия.

Вычисление соответствующих параметров для описания нелинейной диаграммы центрального растяжения бетона в возрасте t_0 начинаем с параметра β_{tm} , который по аналогии с β_m представляет собой предельное значение коэффициента нарастания прочности бетона при растяжении. Согласно рекомендациям работы [2] этот параметр может быть рассчитан по следующей формуле:

$$\beta_{tm} = (\beta_m)^{2/3}. \quad (6)$$

Следовательно, предельные значения коэффициентов нарастания прочности бетона при растяжении могут приниматься: $\beta_{tm} = 1,143$ – для быстротвердеющего высокомарочного цемента; $\beta_{tm} = 1,181$ – для нормального и быстрот-

вердеющего цемента; $\beta_{tm} = 1,288$ – для медленнотвердеющего цемента. Разумеется, указанные здесь величины коэффициентов β_{tm} должны использоваться в расчетах только при гарантированном обеспечении нормальных условий хранения железобетонных конструкций перед их нагружением.

Дальнейшее нахождение параметров для описания нелинейной диаграммы центрального растяжения бетона в возрасте t_0 производится путём последовательного применения уравнений (2), (3) с учётом замены индексов принадлежности и по рекомендациям работы [3].

Например, зависимость (2) будет иметь следующий вид:

$$R_{bt,max} = \beta_{tm} \cdot R_{bt,28}. \quad (7)$$

Для какого-либо определённого возраста нагружения железобетонного элемента ($t_0 \neq 28$ сут.) диаграммы деформирования бетона при неоднородном сжатии и растяжении можно найти на основе энергетического подхода к трансформированию исходных диаграмм [3], полученных на стандартных бетонных образцах в этом же возрасте. Для аналитического описания искомым диаграмм (рисунок 1) принята функция, аналогичная (5) с учетом замены индексов ($b02$ вместо $b01$ – для диаграмм неоднородного сжатия бетона; $bt02$ вместо $bt01$ – то же, растяжения).

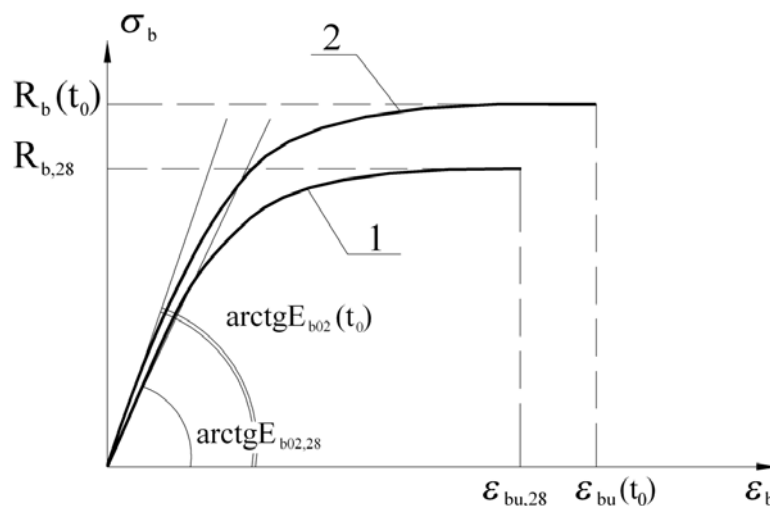


Рисунок 1 – Диаграммы деформирования бетона при неоднородном сжатии в возрасте 28 сут. (кривая 1) и в возрасте $t_0 > 28$ сут. (кривая 2)

Таким образом, в работе [3] были получены все необходимые параметры аналитических зависимостей, описывающих равновесные диаграммы неоднородного сжатия и растяжения бетона для какого-либо определённого возраста нагружения железобетонного элемента. Именно эти трансформированные диаграммы в сочетании с гипотезой плоских сечений и уравнениями равновесия используются для определения необходимых характеристик сжатой и растянутой зон бетона в нормальном сечении изгибаемого железобетонного элемента.

Рассмотрим задачу по определению НДС изгибаемого железобетонного элемента для стадии трещинообразования в возрасте t_0 . Схема распределения деформаций, напряжений и усилий в нормальном сечении такого элемента

представлена на рисунке 2. Ее аналитическое отображение приводит к трём группам уравнений. При этом для упрощения вида получаемых формул принадлежность параметров к нагружению в возрасте t_0 условно не показана.

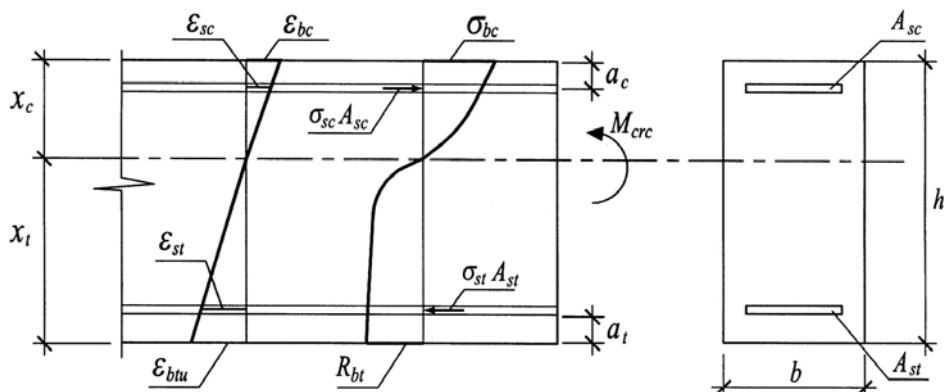


Рисунок 2 – Схема распределения деформаций, напряжений и усилий в сечении изгибаемого железобетонного элемента для стадии трещинообразования в возрасте t_0

Уравнения равновесия в традиционной форме их записи имеют вид:

$$bx_c \omega_c \sigma_{bc} + \sigma_{sc} A_{sc} - bx_t \omega_t R_{bt} - \sigma_{st} A_{st} = 0, \quad (8)$$

$$M_{crc} = bx_c^2 \omega_c \sigma_{bc} (1 - \gamma_c) + \sigma_{sc} A_{sc} (x_c - a_c) + bx_t^2 \omega_t R_{bt} (1 - \gamma_t) + \sigma_{st} A_{st} (x_t - a_t) = 0, \quad (9)$$

где ω_c , ω_t , γ_c , γ_t – интегральные геометрические характеристики эпюр напряжений в сжатой и растянутой зонах бетона.

Для определения коэффициентов полноты эпюр напряжений (ω_c , ω_t) и относительных расстояний от фибрового волокна до центра тяжести соответствующих эпюр напряжений (γ_c , γ_t) используются зависимости:

$$\omega_j = \frac{\int_0^{x_j} \sigma_{bz} dz}{\sigma_{bj} x_j}, \quad (j=c, t) \quad (10)$$

$$\gamma_j = \frac{\int_0^{x_j} \sigma_{bz} z dz}{x_j \int_0^{x_j} \sigma_{bz} dz}. \quad (j=c, t) \quad (11)$$

С учетом принятой гипотезы плоских сечений для рассматриваемого железобетонного элемента записываются следующие условия совместности деформаций:

$$\frac{\varepsilon_{btu}}{x_t} = \frac{\varepsilon_{bc}}{x_c}, \quad (12)$$

$$x_t = h - x_c, \quad (13)$$

$$\frac{\varepsilon_{st}}{\varepsilon_{btu}} = 1 - \frac{a_t}{x_t}, \quad (14)$$

$$\frac{\varepsilon_{sc}}{\varepsilon_{bc}} = 1 - \frac{a_c}{x_c}. \quad (15)$$

Величину фибрового напряжения бетона σ_{bc} получаем с использованием зависимости (5), описывающей диаграмму деформирования бетона при неоднородном сжатии, а неизвестные напряжения в сжатой и растянутой арматуре σ_{sc} , σ_{st} находим с помощью кусочной функции, рекомендуемой в работе [5].

Таким образом, получена замкнутая система разрешающих уравнений для определения НДС изгибаемого железобетонного элемента для стадии трещинообразования в возрасте t_0 . Из решения этой системы получаем искомый параметр $M_{crc}(t_0)$.

Определим теперь НДС изгибаемого железобетонного элемента для стадии исчерпания его прочности в возрасте t_0 . Схема распределения деформаций, напряжений и усилий в нормальном сечении такого элемента представлена на рисунке 3.

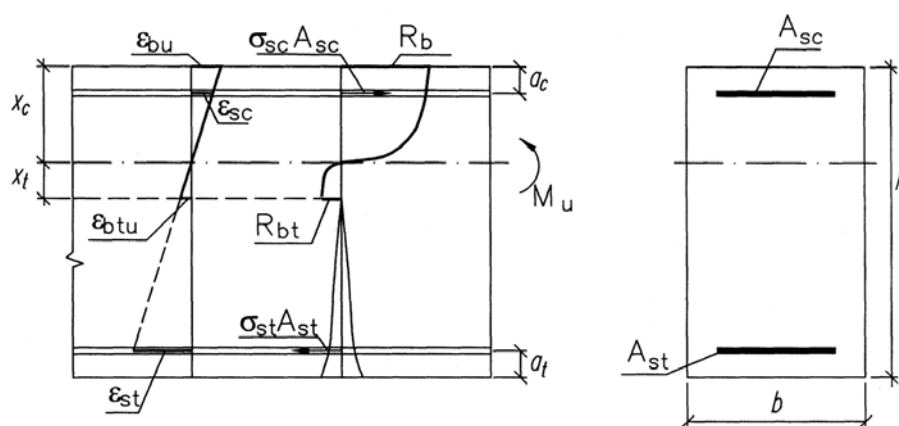


Рисунок 3 – Схема распределения деформаций, напряжений и усилий в сечении изгибаемого железобетонного элемента на стадии исчерпания прочности в возрасте t_0

Первое из уравнений равновесия аналогично (8), но вместо параметра σ_{bc} подставляется R_b . Второе уравнение имеет следующий вид:

$$M_u = b x_c^2 \omega_c R_b (1 - \gamma_c) + \sigma_{sc} A_{sc} (x_c - a_c) + b x_t^2 \omega_t R_{bt} (1 - \gamma_t) + \sigma_{st} A_{st} (h - x_c - a_t) = 0, \quad (16)$$

где M_u – искомый изгибающий момент, соответствующий исчерпанию прочности элемента по нормальному сечению в возрасте t_0 .

Из 3-х условий совместности деформаций для рассматриваемого железобетонного элемента два аналогичны соотношениям (12) и (15) с учётом замены параметра ε_{bc} на ε_{bu} , а третье выражение записывается следующим образом:

$$\frac{\varepsilon_{st}}{\varepsilon_{bu}} = \frac{h - a_t}{x_c} - 1. \quad (17)$$

Неизвестные напряжения в сжатой и растянутой арматуре σ_{sc} , σ_{st} находим с помощью кусочной функции, рекомендуемой в работе [5].

В результате совместного решения полученной системы уравнений находим искомый параметр $M_u(t_0)$.

Для проведения количественной оценки результатов, получаемых в рамках предлагаемого варианта определения трещиностойкости и прочности изги-

баемых железобетонных элементов с учетом нарастания прочности бетона от времени, были разработаны общий алгоритм и программа расчета "IZGIB_15" для персонального компьютера. В ходе численного эксперимента варьировали классами бетона (В15, В30, В60) и временем хранения железобетонных элементов в нормальных условиях до начала кратковременного нагружения (14 сут., 28 сут., 50 сут., 100 сут., 365 сут.). В качестве опытного образца принят изгибаемый железобетонный элемент с размером поперечного сечения 200 × 300 мм. Армирование элемента предусмотрено арматурой класса А 400 (верхняя сжатая арматура 2 Ø 8 мм и нижняя растянутая арматура 2 Ø 14 мм). Для определённости принято, что для изготовления бетона применялся нормальный цемент ($s = 0,25$). Результаты расчётов представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Величины изгибающих моментов (кН·м), соответствующих началу трещинообразования (в числителе) и исчерпанию прочности (в знаменателе) железобетонных элементов в возрасте t_0 с учетом старения бетона

Класс бетона	Время хранения в нормальных условиях перед нагружением, сут.				
	14	28	50	100	365
В15	<u>6,195</u>	<u>8,344</u>	<u>9,398</u>	<u>9,699</u>	<u>9,712</u>
	30,67	34,85	36,69	37,34	37,39
В30	<u>9,197</u>	<u>12,491</u>	<u>14,117</u>	<u>14,587</u>	<u>14,605</u>
	37,71	41,20	42,63	43,12	43,16
В60	<u>12,467</u>	<u>17,011</u>	<u>19,257</u>	<u>19,905</u>	<u>19,929</u>
	43,42	45,91	46,92	47,26	47,29

Анализ приведенных в таблице 1 результатов расчетов трещиностойкости и прочности железобетонных изгибаемых элементов с учетом старения бетона позволяет выявить следующие закономерности:

– наиболее интенсивный рост прочности сечений и величин моментов трещинообразования железобетонных элементов в нормальных условиях их хранения происходит в первые 14 сут. от момента изготовления. Так, значения M_{crc} в изгибаемых элементах для всех классов бетона в этом возрасте составили ≈ 74 % по отношению к аналогичным параметрам в возрасте 28 сут., а относительные величины несущей способности M_u для сравниваемых возрастов бетона, соответственно, составили 88 % для класса В15, 92 % для В30 и 95 % для В60;

– для низкопрочного бетона (В15) процесс его старения приводит к более существенному увеличению значений предельных изгибающих моментов M_u , чем для бетонов средней (В30) и высокой (В60) прочности. В частности, через 100 сут. величины M_u превысили соответствующие значения в возрасте 28 сут. на 7,1 % для бетона В15, на 4,7 % для В30 и на 3,0 % для В60;

– процессы, связанные со старением тяжёлого бетона, в основном заканчиваются через 100 суток и дальнейшие изменения исследуемых параметров, как правило, не превышают 0,5 %.

Заключение

1. Выполненные расчеты позволили выявить существенное влияние на прочность и трещиностойкость железобетонных элементов процесса нараста-

ния прочности тяжёлого бетона во времени, если условия его хранения соответствуют нормальным.

2. В отечественные нормы (СП) следует ввести возможность учёта нарастания прочности ненагруженного бетона во времени в случае хранения железобетонных конструкций в благоприятных температурно-влажностных условиях перед их нагружением.

3. Поскольку представленная методика определения прочности и трещиностойкости изгибаемых железобетонных элементов с учётом нарастания прочности бетона построена без привлечения эмпирических зависимостей, то можно говорить о возможности её применения при любых классах бетона и арматуры.

Литература

1 СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры [Текст] / Госстрой России.– М.: ФГУП ЦПП, 2005. – 54 с.

2 Алмазов, В.О. Проектирование железобетонных конструкций по Евро-нормам [Текст] / В.О.Алмазов.– М.: Изд-во АСВ, 2007.– 216 с.

3 Никулин, А.И. Трансформирование диаграмм деформирования тяжёлого бетона с учётом нарастания его прочности от времени [Текст] / А.И.Никулин, Д.Ю.Сотников, Д.В.Казаков // Известия ОрелГТУ. Серия «Строительство. Транспорт».– Орел: Изд-во ОрелГТУ, 2008.– № 3.– С. 22-28.

4 Гениев, Г.А. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях [Текст] / Г.А.Гениев, В.И.Колчунов, Н.В.Клюева, А.И.Никулин, К.П.Пятикрестовский.– М.: Изд-во АСВ, 2004.– 216 с.

5 Мадатян, С.А. Арматура железобетонных конструкций [Текст] / С.А.Мадатян.– М.: Воентехлит, 2000.– 256 с.

3.12 МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОГО ИССЛЕДОВАНИЯ МОДЕЛИ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ СКЛАДЧАТОЙ СИСТЕМЫ

Парфенов С.Г., Прокуров М.Ю., Пикин Д.Ю. (БГИТА, г. Брянск, РФ)

В статье изложена методика экспериментального исследования модели пространственной складчатой системы.

Целью эксперимента является исследование живучести пространственной складчатой железобетонной системы при внезапных запроектных воздействиях, обусловленных мгновенным выключением из работы ее отдельных элементов.

В задачи исследования входит:

- изучение напряженно-деформированного состояния складчатой системы, несущей рабочую расчетную нагрузку, при динамическом воздействии, вызванном мгновенным запроектным воздействием;

- экспериментальная проверка основных рабочих гипотез живучести пространственных складчатых систем;
- установление характера образования и раскрытия трещин в продольных и поперечных ребрах, также в полках плит;
- выявление характера разрушения моделей при различных вариантах внезапного запроектного воздействия.

Отработка технологии изготовления железобетонных плит, оценка возможности прогнозирования свойств модели и методики проведения испытаний будут выполняться на опытных образцах бетона (кубы и призмы), арматуры, а также путем проведения предварительного эксперимента на отдельных железобетонных плитах. При проведении предварительного эксперимента на всех стадиях деформирования будет оцениваться работа тензорезисторов различных типов с базой 3-20 мм на арматурных стержнях и 20-50 мм на бетонных образцах, а также измерительных приборов для выявления эффективности рационального их использования в последующем при проведении основного эксперимента.

Складчатая пространственная система формируется из четырех преднапряженных ребристых плит покрытия пролетом $L=1200$ мм, шириной $B=600$ мм, с толщиной полки $t=10$ мм, сечением продольного ребра 60×15 мм, опертых на две торцевые диафрагмы-фермы пролетом $L_1=2400$ мм, высотой в середине пролета $h=300$ мм (рисунок 1). Для преднапряжения будет использована арматура класса Вр-II $d=8$ мм (рисунок 2). Эффект преднапряжения конструкций железобетонных плит складчатой системы достигался натяжением арматурных стержней на упоры с помощью двух гидравлических домкратов. Плиты будут привариваться к торцевым диафрагмам посредством закладных деталей. Зазоры между плитами будут замоноличиваться раствором мелкозернистого бетона.

Для моделирования нескольких вариантов запроектного воздействия будет изготовлено две складчатые системы. В связи с тем, что модели из мелкозернистого бетона работают в упругой стадии только при относительно низких уровнях нагрузки, для измерения деформаций арматуры и бетона во время испытаний будут использоваться высококачественные тензорезисторы марки КФ-5 и КФ-4 с базой 10 и 20 мм соответственно. Для регистрации показаний датчиков будут использоваться тензометрические информационно-измерительные системы СИИТ-3 с ценой деления порядка 2×10^{-6} и быстродействием 20-25 изм/с. Для измерения деформаций арматуры крайних (наиболее нагруженных) продольных ребер в стержнях диаметром 8 мм по всей длине будут сделаны пазы с двух сторон шириной 4 мм. После соответствующей доработки поверхности в эти пазы будут наклеены тензорезисторы с базой 10 мм. Наклейку будем производить в следующем порядке: арматурный стержень натягивается до величины 0,6-0,7 начального контролируемого напряжения, выполняется наклейка датчиков. Затем пазы до половины заполняются грунтовкой на основе эпоксидного клея с добавлением цемента, укладывается лента из алюминиевой фольги и еще один слой грунтовки.

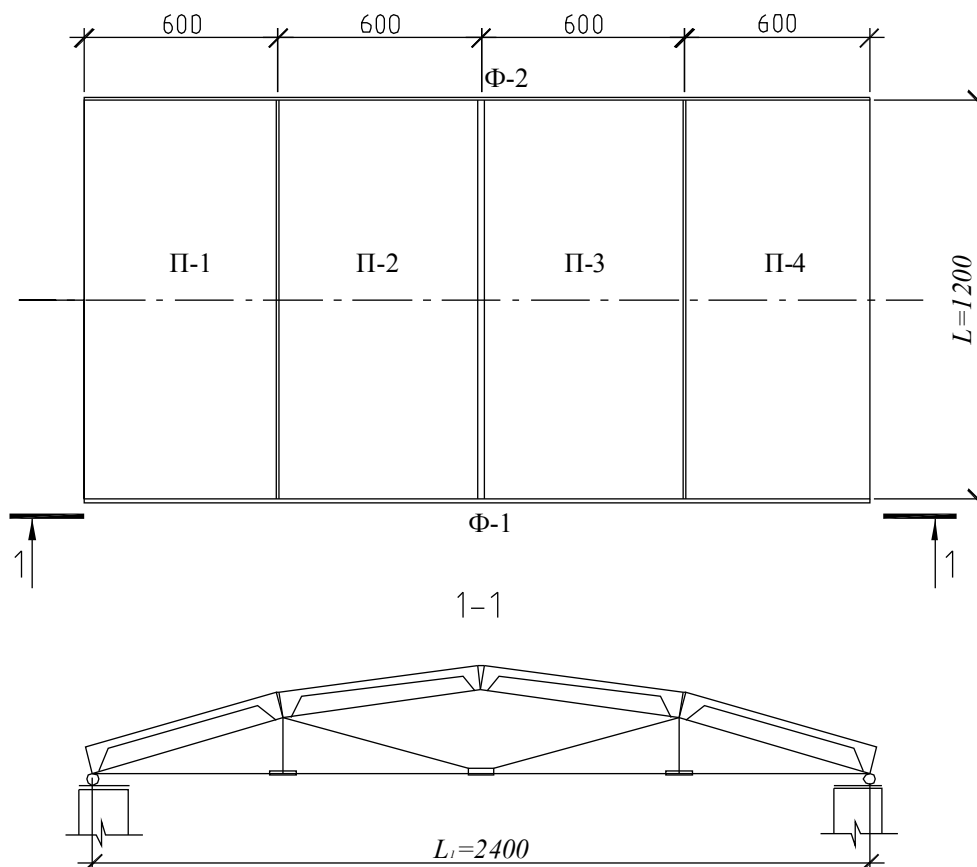


Рисунок 1 – Схема установки

После частичной полимеризации изолирующих слоев стержень отпускается, переворачивается на 180° и вновь натягивается до указанного выше уровня для наклейки датчиков с противоположной стороны. Вертикальные и горизонтальные перемещения точек поверхности складки будут измеряться индикаторами часового типа с ценой деления 0.01мм .

Испытания будут проводиться в Брянской государственной инженерно-технологической академии на кафедре «Строительные конструкции» в лаборатории, оборудованной силовым полом. Крепление конструкций складчатых систем будут осуществляться при помощи специальной оснастки из элементов металлопроката.

При проведении эксперимента складчатая система будет предварительно загружена расчетной равномерно распределенной нагрузкой, уровень которой определялся предварительными численными исследованиями складки с помощью специализированного программного обеспечения.

В качестве первого запроектного воздействия будет рассматриваться мгновенное выключения из работы элемента нижнего пояса одной из диафрагм посредством специального устройства. Результатом такого воздействия является возникновение затухающего динамического эффекта в элементах исследуемой системы.

В качестве второго запроектного воздействия будем рассматривать мгновенное выключение из работы крайнего наиболее нагруженного продольного ребра плиты складчатого покрытия.

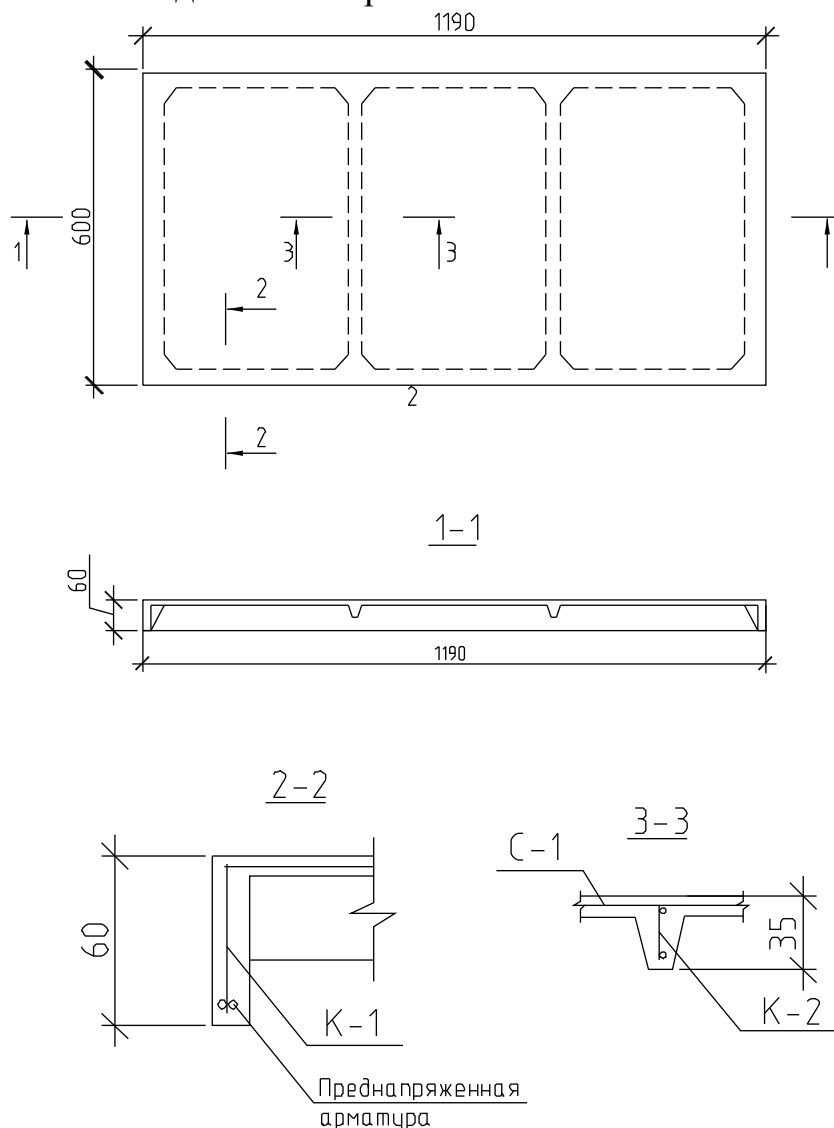


Рисунок 2 – Армирование панели П-1

Заключение

В результате проведения испытаний будет осуществляться анализ напряженно-деформированного состояния конструкции, устанавливаться характер разрушения и уточнение зон образования и характера развития трещин при рассмотренных видах запроектных воздействий. По итогам эксперимента будут проверяться исходные предпосылки и сопоставляться расчетные и экспериментальные результаты исследования.

Литература

1 Бедов А.И., Горбатов С.В., Чистяков В.А., Сасонко Л.В., Шприц Е.С. Исследование плит на пролет типа ПСП размером 3x18 м /Бетон и железобетон-1989.- №5.- с. 18-20.

2 Гениев, Г.А. О динамических эффектах в стержневых системах из физически нелинейных хрупких материалов / Промышленное и гражданское строительство – 1999. - №9. – С.23-24.

3 Гениев, Г.А. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях: Научное издание / Г.А. Гениев, В.И. Колчунов, Н.В. Ключева, А.И. Никулин, К.П. Пятикрестовский – М.:АСВ, 2004. - 216с.

4 Парфенов, С.Г. Конечно-элементный анализ живучести пространственных складчатых систем на ЭВМ [Текст] /С.Г. Парфенов, М.Ю. Прокуров, Д.Ю. Пикин // Известия ОрелГТУ, 2007. Серия «Строительство. Транспорт».- Орел: ОрелГТУ, 2007. - № 4. – С.52-54.

5 Парфенов, С.Г. Анализ живучести пространственной складчатой системы при внезапном запроектном воздействии [Текст]/ С.Г.Парфенов, М.Ю.Прокуров, Д.Ю.Пикин// Сборник научных трудов «Современные строительные конструкции из металла и древесины». - Одесса: ОГАСА, 2008 г.

3.13 ПРОЧНОСТЬ СЖАТЫХ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ОСНОВЕ БЕТОННЫХ ВИБРОПРЕСОВАННЫХ ПУСТОТНЫХ КАМНЕЙ

Попков Ю.В., Гринёв В.В. (ПГУ, г.Новополоцк, Беларусь)

Представлены результаты исследований прочности сборно-монолитных конструкций, созданных на основе пустотных бетонных камней. Описан характер разрушения полых образцов и образцов с бетонным заполнением. Разработаны предложения к расчету прочности рассматриваемых конструкций с использованием диаграмм деформирования кладки и бетона заполнения.

Пустотные вибропрессованные бетонные камни используются преимущественно при малоэтажном строительстве в составе кладки несущих и ограждающих конструкций [1]. При этом в неполной мере используются конструктивные особенности камней. Наличие вертикальных пустот в кладке конструкций из этих изделий позволяет предположить возможность повышения несущей способности элементов зданий и сооружений в случае заполнения полостей монолитным бетоном или железобетоном. Такая технология исключает необходимость использования опалубочных форм и в сочетании с литьевой технологией бетонирования позволяет создавать конструктивные системы строительных объектов повышенной прочности и жесткости.

Идея заполнения пустот кладки из камней бетонной смесью с целью получения комплексной сборно-монолитной конструкции, обладающей повы-

шенной прочностью при сжатии, известна и достаточно широко применяется в строительстве США и стран Западной Европы (рисунок 1).

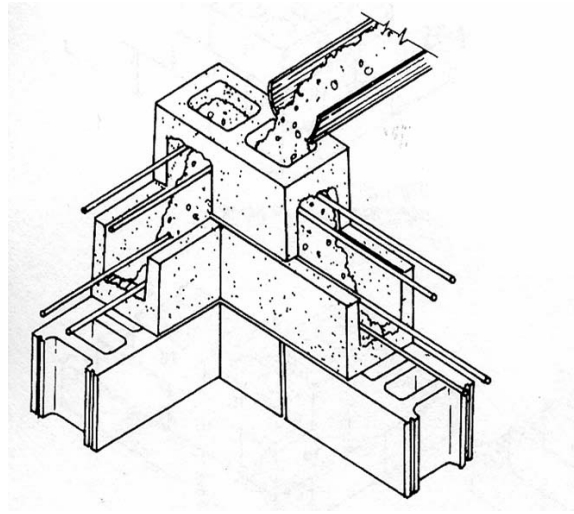


Рисунок 1 -Комплексная сборно-монолитная конструкция на основе вибропрессованных бетонных камней

В нормативной литературе не имеется необходимых сведений для проектирования комплексных конструкций, что свидетельствует о том, что вопросы их прочности мало изучены [2,3,6,9]. Отсутствие достаточной опытно-экспериментальной и нормативной базы проектирования комплексных сборно-монолитных бетонных и железобетонных конструкций на основе кладок из вибропрессованных пустотных камней сдерживает более широкие перспективы развития строительного комплекса в этом направлении. Рассматриваемые элементы представляют собой комплексную конструкцию, состоящую из материалов, значительно отличающихся по структурным и механическим характеристикам при совместном деформировании под действием внешней нагрузки.

С целью разработки предложений к расчету прочности проведены экспериментально-теоретические исследования сжатых комплексных бетонных конструкций на основе кладки из бетонных вибропрессованных камней.

Для получения опытных данных о работе таких конструкций изготовлены серии опытных образцов-призм в виде четырех рядов кладки из пустотных бетонных камней на цементно-песчаном растворе (рисунок 2).

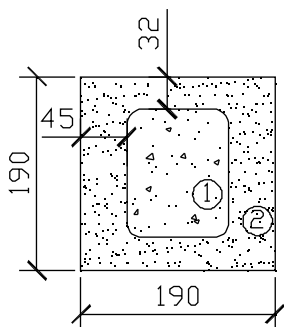


Рисунок 2 - Сечение опытных образцов: 1- бетон заполнения; 2-вибропресованный бетонный камень

После набора прочности раствора швов, пустоты кладки заполнялись литой бетонной смесью без последующего уплотнения. Применение разных составов в бетоне предусматривало исследование возможного влияния тех или иных компонентов на прочность конструкции. Прочность бетона и раствора определена испытанием стандартных образцов, в виде кубов и призм. В качестве контрольной, служила серия образцов с незаполненными бетоном пустотами (таблица 1).

Таблица 1 - Характеристики опытных образцов

№ п/п	Шифр серии образца	Прочность бетона камней, МПа	Прочность раствора швов, МПа	Состав бетонной смеси заполнения на 1 м ³ , кг.							Прочность бетона замонolithicивания, МПа	Прочность образцов N _{Kd} , кН
				Цемент М500	Песок средней крупности	Вода	Гранитный щебень фр. 5-10	Минеральный порошок	Расширяющая добавка РСАМ	Пластификатор С-3		
1	K ₆ -1	27.2	9.7	230	870	160	1040	70	--	1,8	14.0	780
2	K ₆ -2			300	780	165	1040	90	--	2,34	19.5	820
3	K ₆ -3			370	740	170	1000	110	--	2,88	26.5	900
4	K ₆ -4			420	1530	210	--	120	--	3,24	17.0	855
5	K ₆ -5			360	800	175	1000	--	60	2,52	19.0	850
6	K ₆ -6			450	1610	215	-	--	60	3,06	22.0	840
7	K ₆ -7			--	--	--	--	--	--	--	--	--

Примечание. Изготовлено и испытано по 3 образца каждой серии.

Испытание образцов после набора прочности в естественных лабораторных условиях проводились в возрасте не менее 28 суток на гидравлическом прессе П-125 при общепринятом ступенчатом кратковременном режиме нагружения (рисунок 3).

На каждом уровне нагрузки проводились измерения на базе 600мм средних продольных деформаций механическими индикаторными тензometрами с ценой деления 0.01мм, поперечных деформаций на базе 100мм индикаторными тензometрами с ценой деления 0.001мм, продольных деформаций шва кладки и бетонного блока тензometрами Гугенбергера на базе 20мм, а также времени прохождения ультразвуковых колебаний при поперечном прозвучивании прибором УК-10ПМС.



Рисунок 3 - Общий вид испытаний

Анализ результатов испытаний позволил выявить следующие особенности работы опытных образцов.

Разрушение кладки из камней, не заполненных бетоном, происходило хрупко, в результате образования в околошовной зоне и быстрого распространения вертикальных трещин разрыва камней в поперечном направлении до проявления какой-либо, поддающейся измерению, неупругой деформации. Кривая “нагрузка – средние продольные деформации” имеет слабовыраженную плавную зависимость, близкую к прямой. Продольные деформации сжатого шва имеют предельные значения, в 7...8 раз превышающие продольные деформации, измеренные на поверхности бетонных камней. Кроме того, на уровне нагрузки, составляющей 0.4...0.45 от разрушающей, наблюдаются точки излома зависимости деформирования, и переход в нелинейную область напряженного состояния. Диаграмма деформирования средней части бетонных камней имеет очертание, близкое к прямой во всем диапазоне нагружения до разрушения.

Переход в стадию разрушения комплексных образцов, заполненных бетоном, характеризуется более плавной криволинейной зависимостью развития средних продольных деформаций по сравнению с аналогичной зависимостью контрольной серии образцов. Однако соотношение предельных деформаций сжатого шва и бетонных камней достигает до 5...6 раз, а точки излома зависимости деформирования швов и зависимости “скорость ультразвука – нагрузка” совпадают и соответствует уровню нагрузки порядка 0.5 от разрушающей.

Общей характерной особенностью развития напряженно-деформированного состояния, выявленной в процессе нагружения опытных образцов, является то, что имеющийся в составе комплексной конструкции слой цементно-песчаного раствора обладает существенно большими деформативными свойствами, характеризуемыми значительно более низким, по сравнению с бетоном, модулем деформирования, что является причиной достижения предельных горизонтальных деформаций растяжения бетоном в околошовной зоне, образования соответствующих трещин и последующего разрушения.

Анализ комбинаций составов бетонной смеси не выявил существенных влияний на прочность и деформативность образцов. Поэтому главным критерием выбора того или иного состава в данном случае должна служить стоимостная оценка затрат.

В расчетно-теоретическом анализе опытных результатов исследования рассмотрены два возможных метода расчета прочности данных конструкций: на основе деформационной расчетной модели и по методу предельных усилий.

При сжатии комплексных элементов на всех стадиях нагружения кладка деформируется совместно с бетоном:

$$\varepsilon_k = \varepsilon_c, \quad (1)$$

где ε_k и ε_c – относительные продольные деформации кладки и бетона заполнения, соответственно. Условие (1) позволяет выполнять расчеты сжатых элементов при известных законах деформирования бетона заполнения и кладки из бетонных камней [7].

В настоящее время имеется немало предложений по описанию диаграмм деформирования бетона (в виде полиномов, степенных, показательных функций и других зависимостей). Та или иная зависимость может быть выбрана с учетом особенностей решаемой задачи. В данном случае используется аналитическая зависимость [6]:

$$\sigma_c = f_c \cdot \frac{k \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2}{1 + (k - 2) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}}, \quad (2)$$

где ε_c – относительные деформации образца, ε_{c1} – относительная деформация бетона, соответствующая пиковой точке диаграммы деформирования, f_c – прочность бетона.

Для описания деформирования кладки из пустотных бетонных камней предлагается использовать зависимость, полученную в результате численных экспериментов, в ходе которых рассматривались различные варианты аппроксимации опытных результатов:

$$\sigma_k = \mu \cdot f_k \cdot \left[1 - e^{(-0.9 \cdot \varepsilon_k \cdot \alpha)} \right] \quad (3)$$

где f_k - временное сопротивление кладки, ε_{k1} -относительная деформация кладки, соответствующая временному сопротивлению кладки на диаграмме деформирования, α -упругая характеристика кладки ($\alpha=780$), μ -коэффициент пластичности, зависящий от вида кладки ($\mu=1.3$).

В деформационной модели условие равновесия для расчета прочности при сжатии принимается в виде:

$$\sum_n \sigma_c(\varepsilon_c)A_c + \sum_m \sigma_k(\varepsilon_k)A_k - N = 0, \quad (4)$$

где N - прочность сечения при действии продольного усилия, A_c – площадь бетона, A_k –площадь кладки.

Таким образом, в основу расчета положены принятые зависимости (2) и (3), устанавливающие связь между напряжениями и деформациями бетона и кладки. Критерием исчерпания прочности служит достижение предельных деформаций каким либо компонентом комплексной конструкции.

В методе предельных усилий несущую способность сечения комплексной конструкции при осевом сжатии определяем по формуле

$$N = f_c \cdot A_c + f_k \cdot A_k, \quad (5)$$

где f_k определяется по формуле Л.И.Онищика:

$$f_k = A \cdot f_b \cdot \left(1 - \frac{\alpha_1}{b + f_m / 2 \cdot f_b}\right), \quad (6)$$

$$A = \frac{100 + f_b}{100 + n \cdot f_b} \cdot k, \quad (7)$$

здесь $\alpha_1=0.15$, $b=0.3$, $n=2.5$, $k=0.85$ – коэффициенты, зависящие от вида кладки.

Как следует из сопоставления экспериментальных и теоретических значений прочности образцов, наилучшую сходимость с опытными данными имеет методика расчета по деформационной модели.

Таблица 2 - Сопоставление экспериментальных и теоретических значений прочности опытных образцов

Шифр образца	N_{Rd} , кН опытные данные	N , кН по зависимости (4)	N , кН по зависимости (5)	N_{Rd}/N по (4)	N_{Rd}/N по (5)
K_6 -1	780	755.0	405	1.03	1.93
K_6 -2	820	823.0	473	1.00	1.73
K_6 -3	900	876.3	560	1.03	1.61
K_6 -4	855	796.1	442	1.07	1.93
K_6 -5	850	842.1	467	1.01	1.82
K_6 -6	840	860.7	504	0.98	1.67
K_6 -7	610	597.3	358	1.02	1.70

Заключение

На основании экспериментальных и теоретических исследований выявлены особенности совместной работы материалов комплексных конструкций, состоящих из кладки бетонных камней и монолитного бетона заполнения пустот, позволившие предположить методику расчета их прочности по деформационной модели с использованием диаграмм деформирования кладки и бетона заполнения.

Литература

- 1 Concrete Block and Brick Manufacturing. 1997 Economic Census Manufacturing. Industry Series. 1997. Issued November 1999 EC97M-3273C.
- 2 СНиП II-22-81 Каменные и армокаменные конструкции. М.: Стройиздат, 1983-С.39.
- 3 Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81) М.: (ЦИТП) Госстрой СССР. 1989.- С.149.
- 4 Ахвердов, И.Н. Основы физики бетона / И.Н. Ахвердов. – Минск: Высшая школа, 1981. – 416 с.
- 5 Ахвердов, И.Н. Теоретические основы бетоноведения / И.Н. Ахвердов . – Минск: Высшая школа, 1991. – 135 с.
- 6 СНБ 5.03.01-02 Бетонные и железобетонные конструкции. Мн.: Мин.архитектуры и строительства РБ, 2003- С.130.
- 7 Дыховичный, А.А. Статически неопределимые железобетонные конструкции / А.А.Дыховичный. – Киев: Будівельник, 1978. -107 с.
- 8 СТБ 1376-2002 Каменные и армокаменные конструкции. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, трещиностойкости и деформативности. Мн.: Мин. архитектуры и строительства РБ, 2003 - С.12.
- 9 Пастернак, П.Л. Комплексные конструкции / П.Л.Пастернак. - М.: Стройвоенмориздат, 1948.-88 с.

3.14 К ОЦЕНКЕ ВЛИЯНИЯ ПРОДОЛЬНОЙ АРМАТУРЫ НА НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ ВОСПРИЯТИИ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Прокуров М.Ю., Баранов В.С. (БГИТА, г.Брянск, РФ)

В статье рассмотрены существующие методы и направления исследований по оценке несущей способности наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов; проведен сравнительный анализ результатов прочностных расчетов, выполненных согласно положениям действующих норм проектирования и с учетом нагельного эффекта, вызванного наличием продольного армирования.

Совершенствование методов расчета строительных конструкций для более точной оценки их несущей способности является актуальной задачей научного поиска. В том числе это относится к исследованиям, направленным на изучение работы изгибаемых железобетонных элементов при восприятии ими действия поперечных сил, вызывающих разрушение по наклонным сечениям.

Существующим расчетным методикам определения прочности изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям присущи отдельные недостатки. Одним из таких недостатков является независимость проведения расчетов по изгибающему моменту и поперечной силе. Кроме того, многими исследователями отмечено, что к моменту разрушения элементов по кривой трещине, сопротивления бетона и арматуры не достигают одновременно своих предельных значений. В связи с этим, исследователями разрабатываются новые усовершенствованные модели, учитывающие большее число факторов, определяющих несущую способность наклонных сечений.

Одним из отмеченных факторов является влияние продольной арматуры на прочность наклонных сечений изгибаемых элементов.

Как отмечено в [1], вопрос о влиянии продольной арматуры на прочность наклонных сечений железобетонных элементов еще не имеет однозначного ответа. При этом многие авторы (Гусаков В.Н., Фортученко Ю.А., Залесов А.С., Чупан И.Н., Корейба С.А. и др.) указывают на прямую зависимость между количеством продольной арматуры и несущей способностью балок.

Опытами отечественных (В.П. Митрофанов) и зарубежных исследователей (W.J. Krefeld, C.W. Thurston) установлено, что нагельное усилие Q_s может составлять до 25 % от общего сопротивления наклонного сечения.

Подход к оценке прочности наклонных сечений железобетонных элементов, предложенный А.П. Кудзисом, разработан для определения составляющих поперечной силы Q_b и Q_s , носит статистический характер и отражает сложность функциональных связей между многими факторами и усилиями.

Подход Л.А.Дорошкевича определяет одним из критериев разрушения по кривой трещине нарушение сцепления продольной арматуры с бетоном в зоне действия поперечной силы.

В ряде работ влияние продольного армирования на величину несущей способности бетона Q_b учитывается путем введения некоторого поправочного коэффициента k_Q .

Рассмотрим подробнее методику определения несущей способности наклонного поперечного сечения при восприятии поперечной силы, изложенную в [5].

Сравним результаты расчета оценки несущей способности наклонного сечения по примеру, приведенному в [2], и по указанной методике, учитывающей нагельный эффект продольной арматуры.

Исходные данные: железобетонная балка перекрытия таврового сечения с размерами $b=0,08$ м, $b'_f=0,2$ м, $h'_f=0,2$ м, $h=0,9$ м, $h_0=0,85$ м; бетон тяжелый класса В30 естественного твердения $R_b=17,0$ МПа, $R_{bt}=1,2$ МПа; про-

дольная арматура 3 Ø 25 класса А-III $A_s = 14,73 * 10^{-4} \text{ м}^2$, $R_s = 365 \text{ МПа}$; поперечная арматура в виде сварных хомутов из стали класса А-III Ø 8 мм $A_{sw} = 1,01 * 10^{-4} \text{ м}^2$, $R_{sw} = 285 \text{ МПа}$, расставлена попарно с шагом $s = 0,25 \text{ м}$. Балка загружена двумя сосредоточенными силами $P = 240 \text{ кН}$ на расстоянии $c = 1,5 \text{ м}$ от грани ее опор (рисунок 1).

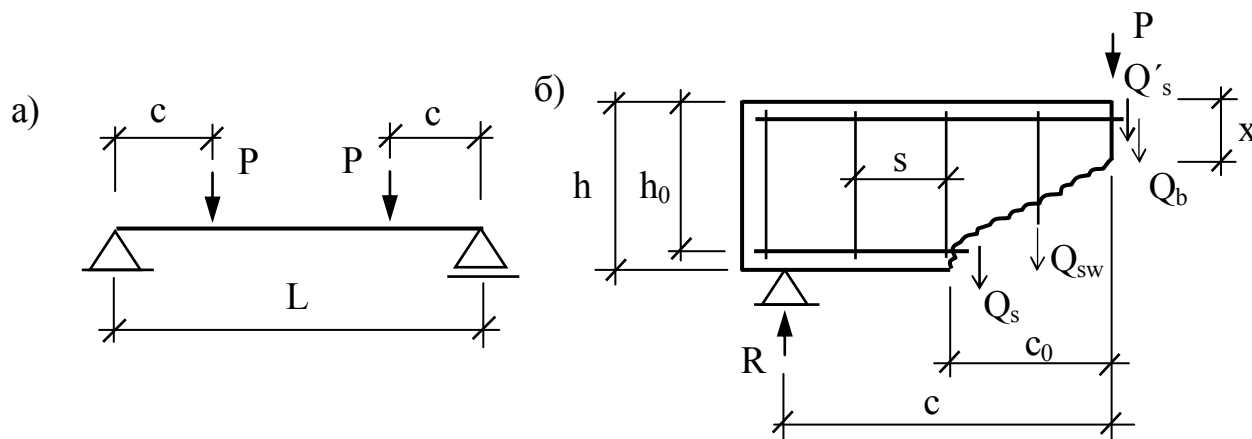


Рисунок 1 - Железобетонная балка: а) расчетная схема;

б) схема усилий в наклонном сечении при расчете на действие поперечной силы.

Условие прочности наклонного сечения при действии поперечных сил с учетом нагельного эффекта продольной арматуры принимает следующий вид:

$$Q \leq \hat{Q} = Q_b + Q_{sw} + Q_s \quad (1)$$

При этом считается, что поперечное усилие в верхней сжатой арматуре Q'_s , косвенно учитывается в значении Q_b , как следует из [5].

Опуская промежуточные расчеты, оценим влияние нагельного эффекта на основе данных указанного примера.

1) Несущая способность бетона Q_b .

С учетом формы поперечного сечения рассматриваемого элемента, выражение для несущей способности бетона примет вид:

$$Q_b = R_{bt} b h_0 \left[k_1 + k_2 \left(\frac{h_0}{c} \right)^e \right] (1 + \varphi_f + \varphi_n), \quad (2)$$

где согласно [5], $k_1 \approx 0,5$; $k_2 \approx 1,5$; $e \approx 1,5$.

Значение искомой величины составит:

$$Q_b = 1,08 * 10^6 * 0,08 * 0,85 \left[0,5 + 1,5 \left(\frac{0,85}{1,5} \right)^{1,5} \right] (1 + 0,265) = 105,9 \text{ кН}.$$

По примеру, приведенному в [2], это значение составило:

$$Q_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / c = \\ = 2 * (1 + 0,265) * 1,08 * 10^6 * 0,08 * (0,85)^2 / 1,5 = 105,3 \text{ кН}.$$

Запас несущей способности по величине Q_b составляет для данного случая значение менее 1 %.

Соответствующие графики зависимости относительной несущей способности сжатой зоны бетона над наклонной трещиной от величины c/h_0 для анализируемых методик расчета представлены на рисунке 2.

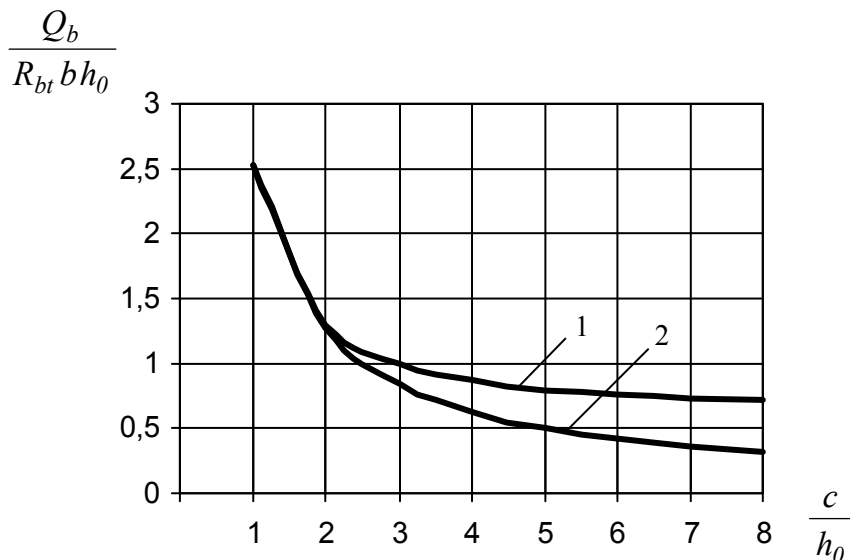


Рисунок 2 - Относительная несущая способность сжатой зоны бетона над наклонной трещиной, определенная: 1 – по методике С.Н. Карпенко; 2 – по общепринятой методике [2]

2) Усилие в поперечной арматуре Q_{sw} .

Погонное усилие в стержнях поперечной арматуры определяем по общепринятой методике расчета:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s} = \frac{285 * 10^6 * 1,01 * 10^{-4}}{0,25} = 115 \text{ кН / м.}$$

Выражение для определения длины проекции наклонной трещины c_0 при учете нагельного эффекта продольной арматуры будет иметь вид:

$$c_0 = h_0 \left(\frac{1,5 k_2 (1 + \varphi_f) R_{bt} b}{q_{sw} + \frac{R_s A_s}{h_0 \gamma_v^*}} \right)^{0,4}. \quad (3)$$

а) Для арматуры перед началом текучести, принимая, согласно [4], $\gamma_v^* = 0,8 \gamma_v$; $\gamma_v = 16$; $\gamma_v^* = 0,8 * 16 = 12,8$, определяем значение:

$$c_0 = 0,85 \left(\frac{1,5 * 1,5 * (1 + 0,265) * 1,08 * 10^6 * 0,08}{115 * 10^3 + \frac{365 * 10^6 * 14,73 * 10^{-4}}{0,85 * 12,8}} \right)^{0,4} \approx 1 \text{ м.}$$

При этом $Q_{sw} = q_{sw} c_0 = 115 * 1 = 115 \text{ кН}$, что несколько меньше, чем величина, определенная в примере [2]:

$$Q_{sw} = q_{sw} c_0 = q_{sw} \sqrt{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / q_{sw}} =$$

$$= 115 * \sqrt{2 * (1 + 0,265) * 1,08 * 10^6 * 0,08 * (0,85)^2} / 115 = 115 * 1,17 = 137 \text{ кН}.$$

Новое значение усилия в поперечной арматуре стало меньше на $\frac{137-115}{137} * 100\% = 16\%$.

б) Для арматуры в стадии текучести, принимая $\gamma_v^* = 0,8 \gamma_v$; $\gamma_v = 25$; $\gamma_v^* = 0,8 * 25 = 20$, как рекомендовано в [4], длина проекции наклонной трещины составила:

$$c_0 = 0,85 \left(\frac{1,5 * 1,5 * (1 + 0,265) * 1,08 * 10^6 * 0,08}{115 * 10^3 + \frac{365 * 10^6 * 14,73 * 10^{-4}}{0,85 * 20}} \right)^{0,4} = 1,05 \text{ м}.$$

При этом $Q_{sw} = q_{sw} c_0 = 115 * 1,05 = 120,75 \text{ кН}$, что меньше, чем величина, определенная в примере на $\frac{137-120,75}{137} * 100\% = 11,9\%$.

График зависимости несущей способности по поперечной арматуре от процента продольного армирования представлен ниже на рисунке 3.

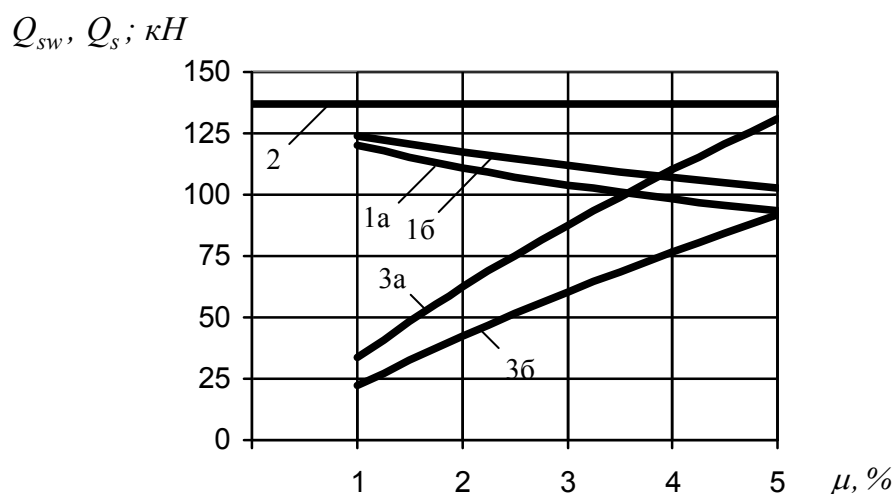


Рисунок 3 - Влияние процента продольного армирования на несущую способность поперечной и продольной арматуры при восприятии поперечных сил:
1а – Q_{sw} по методике С.Н. Карпенко для арматуры перед началом текучести;
1б – то же, в стадии текучести; 2 – Q_{sw} по общепринятой методике [2];
3а – Q_s для арматуры перед началом текучести; 3б – то же, в стадии текучести

3) Поперечное усилие в продольной арматуре Q_s определяется выражением:

$$Q_s = \frac{R_s A_s c_0}{h_0 \gamma_v^*}. \quad (4)$$

ем:

а) Для арматуры перед началом текучести эта величина составит:

$$Q_s = \frac{365 * 10^6 * 14,73 * 10^{-4} * 1}{0,85 * 12,8} = 49,4 \text{ кН};$$

б) для арматуры в стадии текучести соответственно:

$$Q_s = \frac{365 * 10^6 * 14,73 * 10^{-4} * 1,05}{0,85 * 20} = 33,2 \text{ кН}.$$

Влияние процента продольного армирования на величину нагельного эффекта отражено на рисунке 3.

Таким образом, несущая способность поперечного сечения балки при восприятии поперечной силы с учетом нагельного эффекта составила:

а) для арматуры перед началом текучести:

$$\hat{Q} = Q_b + Q_{sw} + Q_s = 105,9 + 115 + 49,4 = 270,3 \text{ кН}.$$

По рассматриваемому примеру соответствующее значение составило:

$$\hat{Q} = Q_b + Q_{sw} = 105,3 + 137 = 242,3 \text{ кН}.$$

При этом значение полной несущей способности получено больше на 11,6%.

б) для арматуры в стадии текучести:

$$\hat{Q} = Q_b + Q_{sw} + Q_s = 105,9 + 120,75 + 33,2 = 259,9 \text{ кН},$$

что больше значения, определенного в примере, на 7,3%.

4) Учет влияния сдвига берегов трещины, согласно [5], определяется выражением:

$$Q_s = \frac{R_s A_s (0,8 h_0 \varphi_{\Delta} + c_0)}{\gamma_v^* (h_0 - 1,25 \varphi_{\Delta} c_0)}. \quad (5)$$

Примем значение сдвига берегов наклонной трещины $\Delta \approx 0,15 a_{cr}$, что соответствует $\varphi_{\Delta} = \Delta / a_{cr} = 0,15$.

а) Для арматуры перед началом текучести получаем значение:

$$Q_s = \frac{365 * 10^6 * 14,73 * 10^{-4}}{12,8} * \frac{0,8 * 0,85 * 0,15 + 1}{0,85 - 1,25 * 0,15 * 1} = 69,9 \text{ кН};$$

При этом $\hat{Q} = Q_b + Q_{sw} + Q_s = 105,9 + 115 + 69,9 = 290,8 \text{ кН}$, что больше значения, определенного по общепринятой методике расчета, на 20%;

б) для арматуры в стадии текучести:

$$Q_s = \frac{365 * 10^6 * 14,73 * 10^{-4}}{20} * \frac{0,8 * 0,85 * 0,15 + 1,05}{0,85 - 1,25 * 0,15 * 1,05} = 47,4 \text{ кН};$$

при этом $\hat{Q} = Q_b + Q_{sw} + Q_s = 105,9 + 120,8 + 47,4 = 274,1 \text{ кН}$, значение прочности наклонного сечения больше на 13,1%.

Заключение

1. Значение прочности наклонного сечения при учете нагельного эффекта, но без учета сдвига берегов трещины, больше определенного по действующим нормам на величину 7,3...11,6 %; при учете сдвига берегов наклонной трещины это увели-

чение может составить примерно 13...20 %.

2. Значения несущей способности бетона, определенные по обеим расчетным методикам, для рассмотренного примера получаются практически одинаковыми.

3. Значение несущей способности по поперечной арматуре снижается на 11,9...16 % за счет уменьшения примерно в тех же пределах длины проекции наклонной трещины.

Литература

1 Верюжский Ю.В., Колчунов В.И. Методы механики железобетону: Навч. посіб. – К.: Книжкове вид-во НАУ, 2005. – 653 с. (Рос. мовою).

2 Гольшев, А.Б. и др. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / А.Б. Гольшев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук, А.В. Харченко, И.В. Руденко; Под ред. А.Б. Гольшева. – 2-е изд., перераб. и доп. – К.: Будивэль-нык, 1990. – 544 с.: ил. – (Б-ка проектировщика).

3 Железобетонные и каменные конструкции: Учеб. для строит. спец. вузов / В.М. Бондаренко, Р.О. Бакиров, В.Г. Назаренко, В.И. Римшин; Под ред. В.М. Бондаренко. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 2002. – 876 с.: ил.

4 Карпенко, Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами. М., Стройиздат, 1976, с. 204.

5 Карпенко, С.Н. Построение критериев прочности железобетонных конструкций по наклонным трещинам разрушения / Academia – 2006. – № 2. – С. 54-59.

6 СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции – М.: ГП ЦПП, 1996.

3.15 ИССЛЕДОВАНИЕ РАВНОВЕСНОГО СОСТОЯНИЯ ОТКОСОВ ГРУНТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ ПРИ ПРОИЗВОДСТВЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ

Прокуров М.Ю., Шульгин Д.С. (БГИТА, г. Брянск, РФ)

В статье приводятся краткие сведения о разработанном программном обеспечении по оценке устойчивости откосов и склонов, построенном на основе метода круглоцилиндрических поверхностей скольжения с использованием аппарата эволюционного моделирования; результаты его тестирования и исследование влияния воздействий, типичных для строительства, на устойчивость указанных грунтовых сооружений.

В проектной практике применяются инженерные методы расчета устойчивости откосов грунтовых сооружений, содержащие различного рода упрощающие предположения. Наиболее распространенным из них является метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения, рассматривающий призму обрушения как недеформируемый массив грунта. Данный метод впервые был применен К. Петерсоном в 1916 г. для расчета устойчивости откосов¹.

Согласно указанному методу, поверхность скольжения грунта представ-

¹ Долгое время назывался методом шведского геотехнического общества.

ляется дугой окружности радиусом R с центром в точке O , положение которого определяется, как правило, графоаналитическим способом (рисунок 1).

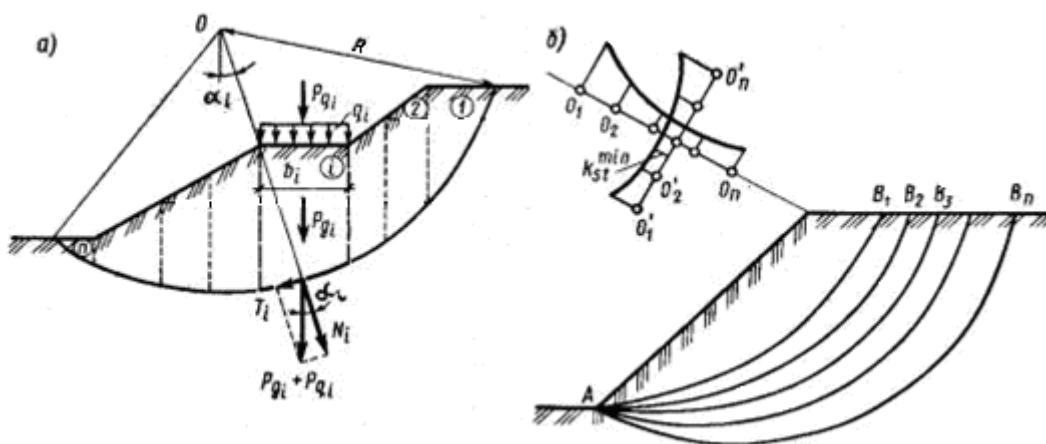


Рисунок 1 - Схема к расчету устойчивости откоса графоаналитическим методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения: а) – расчетная схема; б) – определение положения наиболее опасной поверхности скольжения; 1, 2, ... - номера отсеков призмы обрушения

Коэффициент устойчивости выражается при этом следующим образом:

$$k_{st} = \frac{M_{sr}}{M_{sa}} = \frac{\sum_{i=1}^n (P_{gi} + P_{qi}) \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + \sum_{i=1}^n c_i l_i}{\sum_{i=1}^n (P_{gi} + P_{qi}) \sin \alpha_i}, \quad (1)$$

где M_{sr} и M_{sa} - моменты всех сил, соответственно удерживающих и смещающих рассматриваемый массив, взятые относительно принятого центра вращения. При значениях $k_{st} \geq 1$ устойчивость массива грунта относительно выбранного центра вращения считается обеспеченной.

Основная сложность практического использования данного метода заключается в том, что положение центра вращения O и выбор радиуса R , соответствующих наиболее опасному случаю, точно неизвестны. Для определения k_{st}^{min} проводится ряд пробных расчетов при различных положениях центров вращения и значениях радиуса, как показано на рисунке 1,б.

Существующие универсальные программные комплексы могут решать данную задачу, однако, требуют задания области поиска центра вращения или приблизительные очертания призмы обрушения, что предполагает наличие у пользователя специальных знаний и опыта проектирования. Отметим также, что есть группа методов, не требующих определения указанных координат, но позволяющих рассчитать откос без учета действующей полезной нагрузки, что не дает возможности проанализировать влияние воздействий, типичных для строительства, на его несущую способность.

Таким образом, для решения поставленной задачи необходимым условием является автоматизация определения координат центра вращения призмы обрушения, соответствующих минимальному значению коэффициента устойчивости откоса.

В связи с изложенным, в работе была поставлена задача автоматизации поиска координат центра вращения призмы обрушения природного склона или откоса грунтового сооружения при действии внешней нагрузки, моделирующей воздействия, характерные для строительства. Решение этой задачи осуществлялось с использованием алгоритма Холланда, или простого генетического алгоритма SGA (simple genetic algorithm), реализующего в данном случае направленный поиск координат, соответствующих минимальному значению коэффициента устойчивости. Общий вид используемого генетического алгоритма представлен на рисунке 2.

Координаты центра вращения призмы обрушения (x ; y) рассматриваются в виде хромосомы, состоящей из цепочки генов, принимающих значения 0 или 1.

Применительно к поставленной задаче, длина хромосомы была принята равной 28 ген (14 для координаты x и 14 для y). Такая длина позволяет определить значения координат в интервале от 0 до 16 м.

Идея эволюционного моделирования заключается в определении приспособленности каждой конкретной хромосомы к условиям поставленной задачи. В расчете определяются наиболее «приспособленные» хромосомы, что обеспечивает направленность поиска минимального экстремума.

Алгоритм поиска использует процедуры, повторяющие изменения, проходящие в живой природе при переходе от одного поколения организмов к другому: скрещивание (кроссовер), мутация, инверсия. Примеры соответствующих изменений хромосом показаны на рисунке 3.

Кроссовер моделирует изменения в хромосомах организмов последующего поколения. Для решения поставленной задачи использовался двухточечный кроссовер с переменным числом генов, то есть положения начальной и конечной точек скрещивания в каждом случае определяется вероятностно.

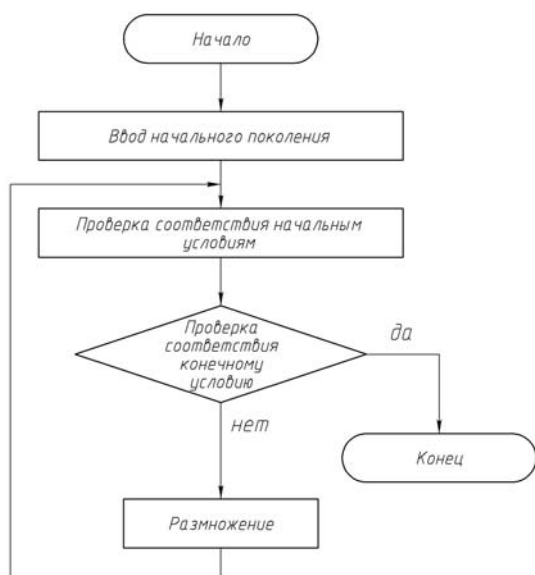


Рисунок 2 - Блок-схема генетического алгоритма

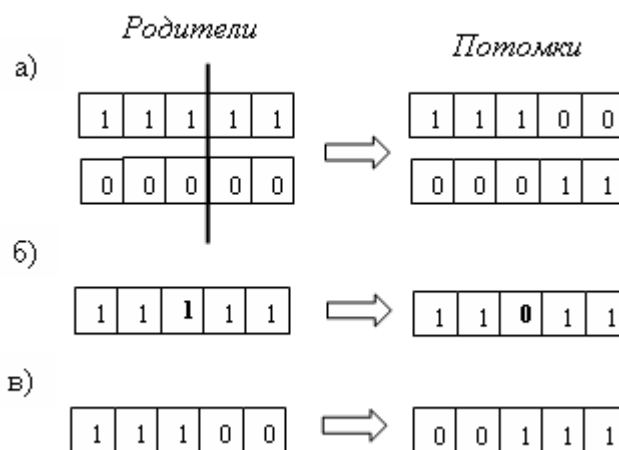


Рисунок 3 - Примеры изменения хромосом:
а) кроссовер; б) мутация; в) инверсия

Мутация предназначена для защиты от преждевременной сходимости решения в случае, когда популяция представлена в большинстве одинаковыми элементами, что актуально на поздних этапах эволюции.

В разработанном алгоритме используется однородная мутация – случайным образом определяется число генов, которые будут мутировать, а также их положение в цепочке хромосомы. Одной из особенностей такой процедуры является то, что каждый последующий ген выбирается после мутации предыдущего. Таким образом, каждый ген может мутировать несколько раз в соответствии с реальными процессами природы.

Процедура инверсии используется для записи ген в хромосоме в порядке, обратном заданному.

На основе разработанной математической модели задачи и генетического алгоритма оптимизации, в среде программирования DELPHI 7.0 была составлена программа «S-clon».

Исходные данные для решения задачи разбиты на следующие группы:

1. Параметры откоса: длина и высота;
2. Грунтовые условия: сцепление грунта c , угол внутреннего трения φ , плотность грунта ρ (на этапе дипломного проектирования рассматривались откосы однородного грунта);
3. Внешняя распределенная нагрузка задается абсолютным значением q , а также координатами начала и окончания приложения $x_{нач}$ и $x_{кон}$, отсчитываемыми от бровки откоса;
4. Параметры генетического алгоритма задаются по умолчанию, однако при необходимости могут быть изменены пользователем.

Результатом программного расчета является минимальное значение коэффициента устойчивости исследуемого грунтового сооружения.

ТЕСТИРОВАНИЕ РАЗРАБОТАННОГО ПРОГРАММНОГО ОБЕСПЕЧЕНИЯ

Для тестирования программного обеспечения параллельно выполнялся расчет различными методами для откоса, имеющего следующие параметры:

- длина $L = 3000$ мм;
- высота $H = 2500$ мм;
- угол внутреннего трения $\varphi = 20^\circ$;
- коэффициент сцепления $c = 40$ кПа;
- удельный вес грунта $\rho = 1900$ кг/м³.

Тестовый расчет проводился без внешней нагрузки, что позволило применить методы, не учитывающие ее.

Для расчета откоса с использованием разработанного программного обеспечения были приняты следующие характеристики генетического алгоритма:

- вероятность кроссовера: $v_1 = 40\%$;
- вероятность мутации: $v_2 = 55\%$;

– вероятность инверсии: $\nu_3 = 5\%$.

Результатом расчета стало значение коэффициента устойчивости $k_{st}=5,3599$, вычисленное относительно центра вращения призмы обрушения $O(x; y) = (2919; 848)$ мм (см. рисунок 4). Результаты тестовых расчетов сведены в таблицу 1.

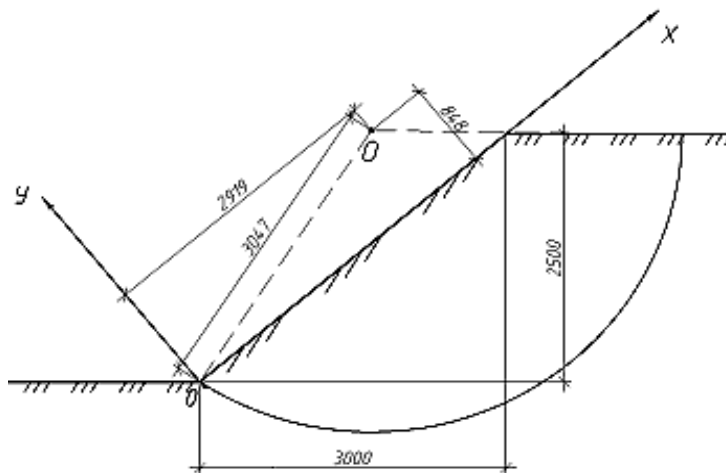


Рисунок 4 - Положение центра вращения грунтового массива, полученное при расчете по программе «S-clon»

Таким образом, разработанная программа «S-clon» показывает достаточную точность расчета коэффициента устойчивости грунтового откоса, что связано с уточненным нахождением параметров отсеков призмы обрушения – расчет площадей отсеков и координат их центров тяжести, а также оптимизацией, реализованной генетическим алгоритмом.

Ввод значений координат центров вращения, полученных по результатам расчета графоаналитическим методом и найденных с использованием графика Ямбу (таблица 1, строки 1 и 2), в программу «S-clon» дал следующий результат:

1. Значение коэффициента устойчивости для координат, полученных с помощью графоаналитического метода: $k_{st} = 5,7592$;

2. Значение коэффициента устойчивости для координат, полученных с помощью графика Ямбу: $k_{st} = 5,7826$.

Полученные результаты позволили сделать вывод о корректной работе разработанного программного обеспечения.

Таблица 1 - Коэффициенты устойчивости, полученные различными методами

№ п/п	Метод расчета	Значение коэффициента устойчивости, k_{st}
1	Метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения (графоаналитический способ определения центра вращения)	5,7259
2	Метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения (использование графиков Ямбу)	5,7669
3	Метод М.Н. Гольдштейна — Г.И. Тер-Степаняна	6,055
4	Расчет по программе «S-clon»	5,3599

Примечание: Расчеты по пунктам 1-3 проведены вручную.

РАСЧЕТ ГРУНТОВОГО ОТКОСА С ЗАДАННЫМИ ПАРАМЕТРАМИ

С помощью разработанной программы «S-clon» исследовался откос грунтового сооружения, сложенного песком средней крупности с коэффициентом пористости $e = 0,65$, удельным сцеплением $c = 2$ кПа и углом внутреннего трения $\varphi = 38^\circ$. Высота откоса была принята постоянной $H = 2,5$ м как назначенная по требованиям к устройству фундамента в разрабатываемом котловане.

Требуется оценить несущую способность откоса при разработке грунта гусеничным экскаватором ЭО-5122, оборудованным обратной лопатой. В этом случае рассматривалась возможность потери устойчивости откоса в результате действия на него дополнительной нагрузки. Схема производства работ, а также вероятные очертания призмы обрушения представлены на рисунке 5.

Для оценки устойчивости откоса, а также подбора оптимального его очертания был выполнен ряд расчетов при различных соотношениях его длины и высоты. Расчет производился для двух случаев — в естественном состоянии (без внешней нагрузки) и с учетом полезной нагрузки от экскаватора ЭО-5122.

Результат расчета коэффициента устойчивости представлен в таблице 2, соответствующие графики его изменения изображены на рисунке 6.

По результатам расчета можно сделать вывод, что минимальная длина откоса при глубине котлована 2,5 м должна составить не менее 1,5 м.

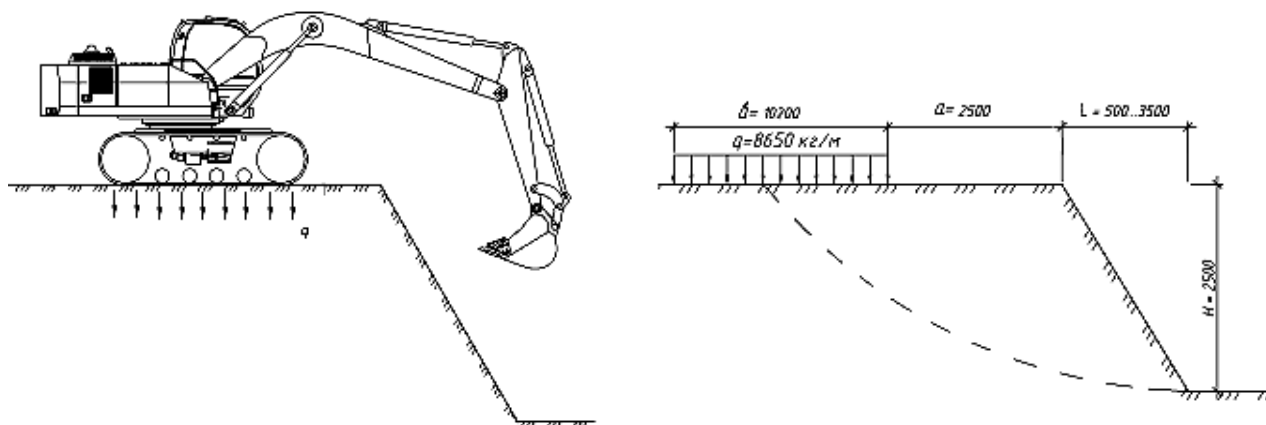


Рисунок 5 - К расчету откоса котлована:
а) схема производства работ; б) расчетная схема откоса

Таблица 2 - Зависимость значений коэффициента устойчивости откоса от его длины при фиксированном значении глубины котлована

№ п/п	Длина откоса L, мм	Высота откоса H, мм	Значение коэффициента устойчивости k_{st}	
			при $q = 0$	при $q = 8,625$ т/м
1	500	2500	0,799	0,773
2	1000	2500	0,955	0,940
3	1500	2500	1,185	1,085
4	2000	2500	1,258	1,257
5	2500	2500	1,394	1,424
6	3000	2500	1,567	1,480
7	3500	2500	1,765	1,622

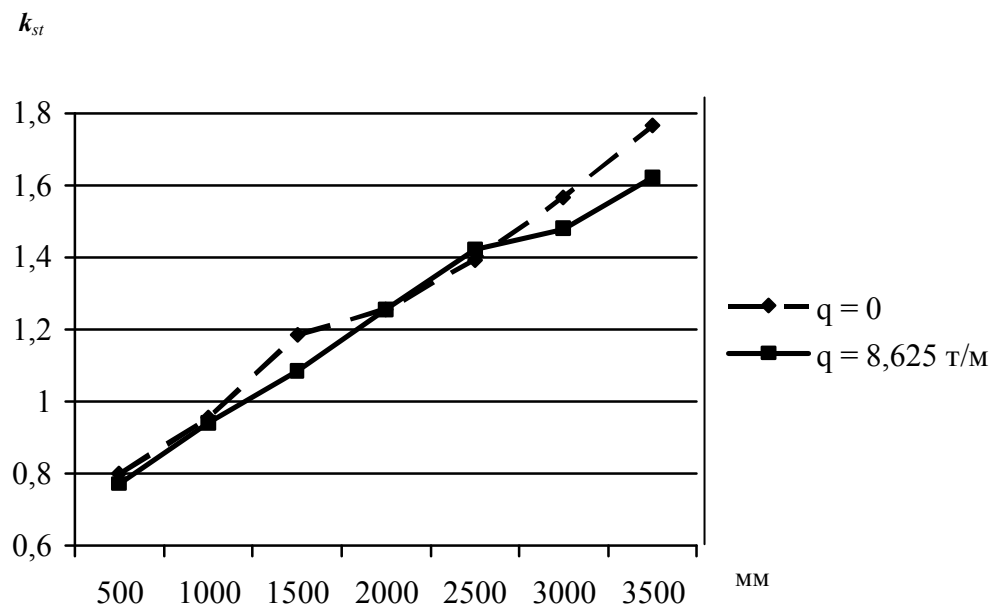


Рисунок 6 - Графики зависимости коэффициента устойчивости от длины откоса при глубине котлована $H = 2,5$ м

При нарушении правил техники безопасности и приближении экскаватора к краю откоса коэффициент его устойчивости резко уменьшается (см. таблицу 3). Динамика изменения коэффициента отражена графиками на рисунке 7.

Таблица 3 - Изменение коэффициента устойчивости при приближении экскаватора к краю откоса

N п/п	Длина откоса L, мм	Высота откоса H, мм	Значение коэффициента устойчивости k_{st} при расстоянии до края откоса a , равном			
			1 м	1,5 м	2 м	2,5 м
1	500	2500	0,625	0,772	0,773	0,773
2	1000	2500	0,736	0,887	0,916	0,940
3	1500	2500	0,807	0,963	1,080	1,085
4	2000	2500	0,932	1,040	1,209	1,257
5	2500	2500	1,020	1,152	1,283	1,424
6	3000	2500	1,078	1,232	1,304	1,480
7	3500	2500	1,112	1,282	1,364	1,622

Таким образом, с уменьшением расстояния от первоначальной стоянки экскаватора до края откоса на 1 м, прогнозируется выход откоса котлована из равновесного состояния и обрушение грунта вместе с техникой.

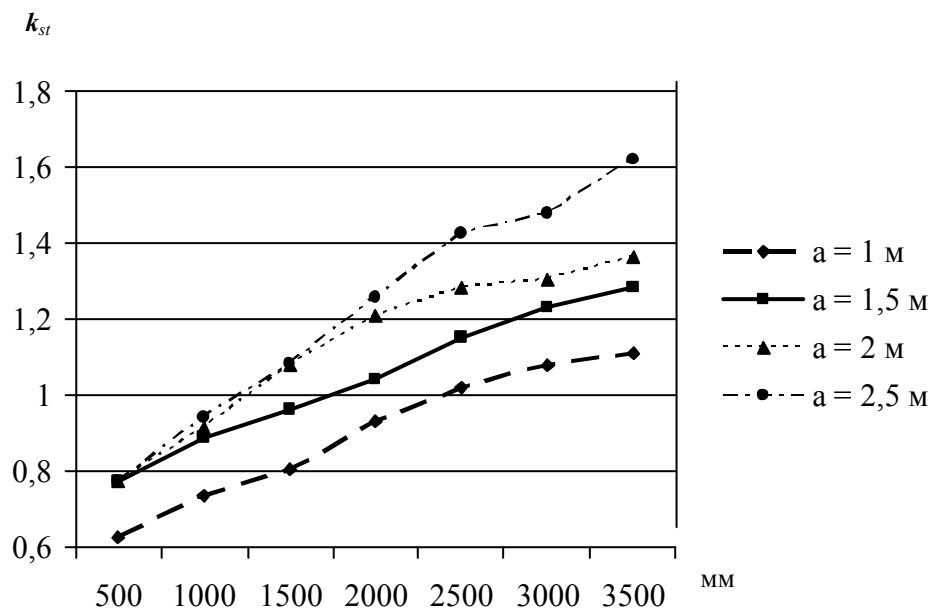


Рисунок 7 - Графики зависимости коэффициента устойчивости от длины откоса при изменении положения действующей нагрузки для котлована глубиной $H = 2,5$ м

Заключение

1) На основании проведенных тестовых расчетов подтверждается корректная работа и эффективность использования программы «S-clon», дающей достаточную точность определения коэффициента устойчивости природного склона или откоса грунтового сооружения.

2) С использованием разработанного программного обеспечения проведен ряд расчетов, иллюстрирующих возможность потери устойчивости грунта при проведении строительных работ на откосах инженерных сооружений, в том числе смоделированы ситуации, возникающие при нарушении техники безопасности.

3) Сделан вывод о необходимости дополнительной проверки устойчивости откосов и склонов при подборе типов строительной техники.

Литература

1 Ли К. Основы САПР (CAD/CAM/CAE). – СПб.: Питер, 2004. – 560 с.

2 Механика грунтов, основания и фундаменты: Учеб. пособие для строит. спец. вузов / С.Б.Ухов, В.В.Семенов, В.В.Знаменский и др.; Под ред. С.Б. Ухова. – 3-е изд., испр. – М.: Высш. шк., 2004. – 566 с.: ил.

3 Программирование в среде Delphi 7. Самоучитель.: – М. Издательский дом «Вильямс», 2004. – 288 с.: ил.

4 Справочник современного строителя / Л.Р.Маилян [и др.]; под общ. ред. Л.Р.Маиляна. – Изд. 2-е. – Ростов н/Д: Феникс, 2005. – 540, [1] с.: ил. – (Строительство и дизайн).

3.16 РАЗРАБОТКА АРХИТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНОЙ СИСТЕМЫ МНОГОФУНКЦИОНАЛЬНОГО ФИЗКУЛЬТУРНО-СПОРТИВНОГО КОРПУСА С ФУТБОЛЬНЫМ МАНЕЖЕМ 60x126м НА ОСНОВЕ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ С ФЕРМЕННЫМ ТРЕХПРОЛЕТНЫМ НЕРАЗРЕЗНЫМ РИГЕЛЕМ

Сенющенко М.А., Цыганков А.П., Марченко П.А. (БГИТА, г.Брянск, РФ)

Разработана архитектурно-конструктивная система 8-зального трехпролетного многофункционального физкультурно-спортивного корпуса [1] с футбольным манежем 60x126м и числом мест на трибунах 2500 в 3-х уровнях. Разработана сложная конструктивная схема поперечной рамы с ферменным трехпролетным неразрезным ригелем общей длиной 105 метров и высотой не более 4.3 метра. Удовлетворены все ограничения по технологии изготовления, габаритам транспортировки и технологии монтажа элементов стальных конструкций, а также все условия прочности, жесткости и устойчивости.

Опыт проведения исполнителями обследовательских, проектно-конструкторских работ и расчетных экспертиз несущих стальных конструкций отражен в работах [6-8]. Необходимость исследований по разработке архитектурно-конструктивных систем большепролетных общественных зданий из стальных конструкций возникла как в результате принятия национальных программ по здравоохранению, спорту и молодежной политике (данная работа выполнялась по заказу администрации Брянской области), так и по причине новых технологических возможностей заводов-изготовителей, уже выполнявших довольно сложные заказы. На УК БМЗ освоено изготовление стальных пролетов мостов, а на ОАО БЗМО - изготовление всей номенклатуры стальных каркасов для однопролетных зданий свинокомплексов и 7-ми пролетных автоматизированных складов в Подмоскowie с фермами пролетом 24м.

Стальные конструкции обладают существенными технико-экономическими преимуществами перед железобетонными конструкциями, начиная с пролетов 9м и более, а для большепролетных покрытий 24м и более им нет альтернативы. Стальным конструкциям присуща высокая прочность материала, высокая технологичность изготовления с применением сварки, высокая скорость монтажа в любое время года с применением монтажных стыков на болтах, а также высокая капитальность и надежность (срок службы превышает 100лет). Разработаны надежные технологии защиты стальных конструкций заводского изготовления от коррозии и огнезащиты (при условии правильной технической эксплуатации зданий), новые надежные ограждающие конструкции кровли и стенового ограждения в виде сэндвич-панелей.

В Брянской области совсем немного общественных зданий с большими пролетами, все они построены 20-30 лет назад. Так из одноэтажных зданий можно назвать зрительные залы киноконцертного зала «Дружба», драмтеатра,

краеведческого музея и некоторые другие залы с несущими стальными фермами пролетом до 30м. Из спортивных большепролетных сооружений в городе имеется единственный легкоатлетический манеж ФСО Локомотив ст. Брянск-2 [6] с угловыми стальными фермами пролетом 30м с железобетонными колоннами и ребристыми плитами покрытий. Проведенная нами научная экспертиза показала недостаточную несущую способность данного покрытия манежа, что потребовало местного усиления покрытия с общим расходом металла 1310 кг и общей длиной сварных швов около 530 метров. Для наиболее сложных узлов разработаны эскизы экономичных вариантов местного усиления и приведена технология сварочных и монтажных работ по усилению металлоконструкций под нагрузкой.

В настоящее время нами проведена научная экспертиза несущей способности стальных конструкций части здания свинофермы в н.п. Бойково Карачевского района предприятия «Брянский мясоперерабатывающий комбинат» после пожара в мае 2008г. и разработаны рекомендации для повторного применения конструкций. Стальные рамы с угловыми фермами треугольного очертания пролетом 24м перенесли пожар от горения подвесного потолка можно сказать идеально. Проект несущих конструкций разработан нами в 2006 году [7], завод-изготовитель – ОАО БЗМТО.

Предложенная архитектурно-конструктивная система разработана по надежным строительным нормам [2-5], все конструктивные решения освоены заводами-изготовителями и монтажными организациями Брянска и имеют следующие общие предпосылки:

- 1) Колонны выполнены из широкополочных и колонных двутавров.
- 2) Ригели перекрытий пролетами 6-9м выполнены из усиленных двутавров с параллельными полками серии Б2.
- 3) Стропильные конструкции покрытия выполнены из двухскатных ферм с сечениями стержней из парных равнополочных уголков; фермы этого типа показали себя за более чем вековой опыт эксплуатации [5] очень надежными, экономичными и технологичными в изготовлении и на монтаже.
- 4) Все монтажные стыки секций ферм выполнены на болтах: фланцевыми для сжатых стыков и на угловых накладках - для растянутых стыков [5,7].
- 5) Поперечные рамы каркасов и стропильные фермы разбиты на отправочные единицы длиной 12-15м из условий возможности их транспортировки автотранспортом. Монтажная схема поперечной рамы (рисунок 1) состоит из 9-ти секций угловых ферм длиной 6м, 12м и 15 м, 10-ти длинных и 5-ти коротких элементов колонн, 10-ти 6-метровых ригелей перекрытий и 5-ти 3-х метровых ригелей балконов. Всего потребовалось применить 33 типа сечений стержней с использованием 15-ти типов профилей, из них 4 номера двутавров и 11 номеров равнобоких уголков.
- 6) Горизонтальная жесткость каркасов при ветровых нагрузках обеспечивается жесткими соединениями стропильных ферм с крайними колоннами и жесткими соединениями ригелей перекрытий – со всеми колоннами.
- 7) Жесткие узлы сопряжения ригелей и колонн двутаврового сечения вы-

полняются типовыми для многоэтажных зданий на сварке с накладками [5];

8) Перекрытия этажей запроектированы в виде балочной клетки с пониженным опиранием 6-метровых прогонов из прокатных горячекатаных швеллеров] №22П на ригели из прокатных двутавров I35Б2 (пролет 6 метров); поверх прогонов выполнена монолитная железобетонная плита из тяжелого бетона толщиной 50мм на несъемной опалубке из профлиста НС35-1000-0.7 (приведенная толщина бетона 68мм). Полезная нагрузка на перекрытия назначена 400кг/м^2 по нормам для общественных зданий [3].

9) Кровля выполнена из сэндвич-панелей по прогонам из прокатных горячекатаных швеллеров] №20П с шагом 1.5-2 метра, с уклоном 1/15, что позволяет обеспечить хороший наружный водоотвод и обдуваемость от снега [3]. Расчетная снеговая нагрузка в этом случае понижается с коэффициентом 0.8 и составляет для 3-го снегового района не 180 кг/м^2 , а 144 кг/м^2 . В сочетании с легкой кровлей это позволило разработать довольно экономичную конструкцию покрытия под эквивалентную расчетную нагрузку 236 кг/м^2 .

10) Стены выполнены навесными из сэндвич-панелей по основным колоннам продольных стен и по фахверковым колоннам в торцах зданий.

11) Высота зданий не превышает 22.5 метра, а вес поднимаемых конструкций – 10 тонн, что позволяет использовать на монтаже зданий автокраны.

Объем выполненных нами исследовательских и проектно-конструкторских работ включает:

1. Сбор необходимых для проектирования архитектурно-конструктивной системы исходных данных. Путем анализа каталогов продукции металлургических комбинатов и крупных оптовых поставщиков металлопроката составлен проектный сортамент профилей из двутавров, горячекатаных швеллеров, равнополочных уголков, квадратных и прямоугольных труб, используемых в России в 2008 году.

2. Составлены монтажные схемы поперечных рам 2-х типов, отличающихся этажностью крайнего 27-метрового пролета (2 или 3 этажа), с проведением необходимой унификации профилей и сокращением типоразмеров сечений (рисунок 1). Максимально использовалась стандартная длина проката металлопродукции, равная 12м.

3. На основе структурной схемы спортивного корпуса с залом легкой атлетики, футбола или многофункциональным залом ([1], Приложение Г, рисунок 3.1) и планировочной схемы футбольного манежа для учебно-тренировочных занятий и соревнований ограниченного масштаба ([1], Приложение Г, рисунок 4.5) нами разработана архитектурно-конструктивная система 8-зального трехпролетного многофункционального физкультурно-спортивного корпуса с футбольным манежем $60 \times 126\text{м}$ и числом мест на трибунах 3-х уровней 2500 как основа для разработки последующего реального проекта.

4. Разработаны эскизные архитектурные планы 3-х этажей физкультурно-спортивного корпуса (рисунок 3), фасады и перспективы. Экспликация помещений содержит 8 физкультурно-спортивных залов общей площадью 12920м^2 , в том числе главную арену 7430м^2 , многофункциональный игровой зал с эле-

ментами легкой атлетики (малая арена 1890м^2), 2 зала соревнований (малый 468м^2 и большой 936м^2) и еще 4 спортивных зала, на которых возможно проводить круглогодичное обслуживание спортивных секций, соревнований и лечебно-физкультурных групп населения крупного города по всем игровым видам спорта, по легкой атлетике, тяжелой атлетике и гимнастике. На первом и втором этажах в боковых пролетах предусмотрены необходимые площади на 6700м^2 для вспомогательных помещений согласно структурной схемы [1]. Проработаны схемы горизонтальных (входные узлы, ворота, коридоры и вестибюли) и вертикальных (15 лестничных клеток) коммуникаций.

5. Разработана сложная расчетная схема поперечной рамы с ферменным трехпролетным неразрезным ригелем, содержащая 143 узла и 235 стержней (рисунок 2). Максимально точно собраны постоянные нагрузки и одновременно рассчитан расход металла на все несущие и ограждающие конструкции. Применение неразрезной схемы ригеля общей длиной 105 метров, а также развитой системы связей жесткости покрытия и стенового каркаса позволило существенно разгрузить центральный 60-метровый пролет и обеспечить все условия прочности, жесткости и устойчивости как отдельных стержней, так и всего каркаса в целом. При этом удовлетворены все ограничения по технологии изготовления, габаритам транспортировки и технологии монтажа элементов поперечной рамы.

6. Статические расчеты усилий и перемещений в стержнях поперечных рам и стропильных ферм, прочностные расчеты всех вариантов выполнялись по единой расчетной схеме на двух компьютерных программах - учебно-исследовательской программе МИИТа "Intab13" и лицензионной отраслевой программе "Stark_ES 4.2", поэтому результаты их сравнения близки и вполне сопоставимы. Рассмотрено 5 загрузений поперечной рамы и их наихудшие комбинации: (1) постоянные нагрузки + полезные нагрузки на перекрытия этажей и балконов; (2) ветер слева; (3) ветер справа; (4) снег по всей кровле; (5) снег на одном скате кровли; (6) снег на одном центральном пролете; (7) снег на боковых пролетах.

7. Проанализированы результаты расчета трехпролетной поперечной рамы. Минимальные коэффициенты надежности имеют следующие стержни:

- Низ средней колонны сечением I30Ш2 (стержень №8, $n_{\min}=1.1$ по устойчивости из плоскости);
- Ригели консолей балконов I35Б2 (стержни №26-27, 199, 206, $n_{\min}=1.0$, изгиб);
- стержень фермы №221 сечением γ $\Gamma 100\times 8$ верхнего пояса малого пролета, $n_{\min}=1.03$, растяжение;
- стержень №153 сечением γ $\Gamma 100\times 8$ сжатого раскоса главного пролета, $n_{\min}=1.03$, устойчивость в плоскости;
- стержень №129 сечением γ $\Gamma 80\times 6$ растянутого раскоса главного пролета, $n_{\min}=1.0$.

Жесткость главного 60-метрового пролета ферменного ригеля оказалась вполне достаточной, относительный прогиб составил $1/360$ при максимальной высоте стоек 4.3м и сечении поясов из парных уголков не более γ $\Gamma 140\times 10$.

Несколько недостаточна оказалась горизонтальная жесткость рамы (1/450 высоты) от расчетных ветровых нагрузок при высоте крайних колонн 18.7м (сечение крайних колонн I35Б2, сечение средних колонн I30Ш2). Но с учетом проверки жесткости по нормативным нагрузкам [4] горизонтальные перемещения окажутся в 1.4 раза меньше и горизонтальная жесткость также будет обеспечена.

8. Общая металлоемкость проекта составила 1270 тонн стали марки Ст3 (таблица 1), удельная металлоемкость проекта – 95кг/м², в том числе металлоемкость покрытия - 42,6кг/м², что находится в пределах 40-49кг/м² металлоемкости покрытия легкоатлетического манежа ФСО Локомотив ст. Брянск-2 [6] пролетом 30м.

Таблица 1 - Сводная ведомость затрат металла на конструкции здания
3-х пролетного физкультурно-спортивного корпуса с неразрезным ригелем Aren31#

№	Принадлежность конструкции	Тип конструкции	Масса, кг	% доля	Общий расход, т	Приведенный расход, кг/м ²
1	Покрытие 105.6x126,6=13370м ² q _{экв} =236кг/м ²	Прогоны кровли	141700	24,8	571,2т 44.7%	42,7
		Распорки	29716	5,2		
		Вертикальные связи	12570	2,2		
		Горизонтальные связи	72500	12,7		
		Фермы 13684x23	314732	55.1		
			571218	100%		
2	Каркас 1-3 этажа H=17.4м	Колонны 5367x12+6245x11	133099	41.9	317,9т 24.9%	23,8
		Ригели 3720x12+5059x11	100289	31.5		
		Вертикальные связи колонн	12240	3.9		
		Распорки колонн	28640	9.0		
		Торцовый фахверк	43614	13.7		
			317882	100%		
3	Перекрытия этажей 18x106x2=3816м ² 27x106+27x54=4320м ²	Балки второстепенные [22П, шаг 1 м	313812	80.5	389,9т 30.5%	29,2 (41,5)
		Профлист несъемной опалубки 8,1кг/ м ² HC35-1000-0.7, 9396м ²	76108	19.5		
				389920		
Итого общий расход, т					1279т 100%	
Приведенный расход по зданию, кг/м ²						95,7

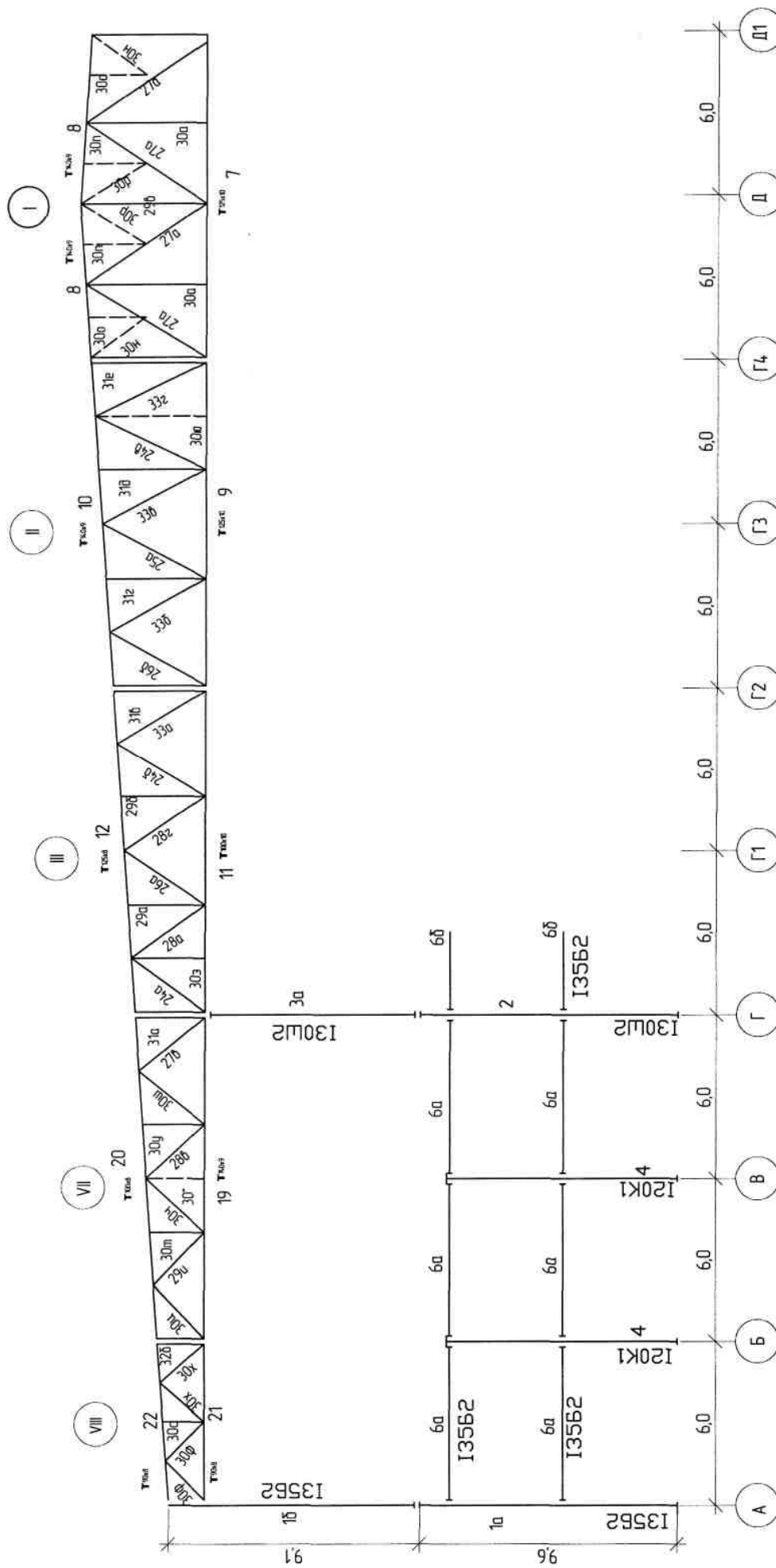


Рисунок 1 – Монтажная схема элементов поперечной рамы каркаса – левая половина
(Сечений – 33 типа, профилей – 15 типов)

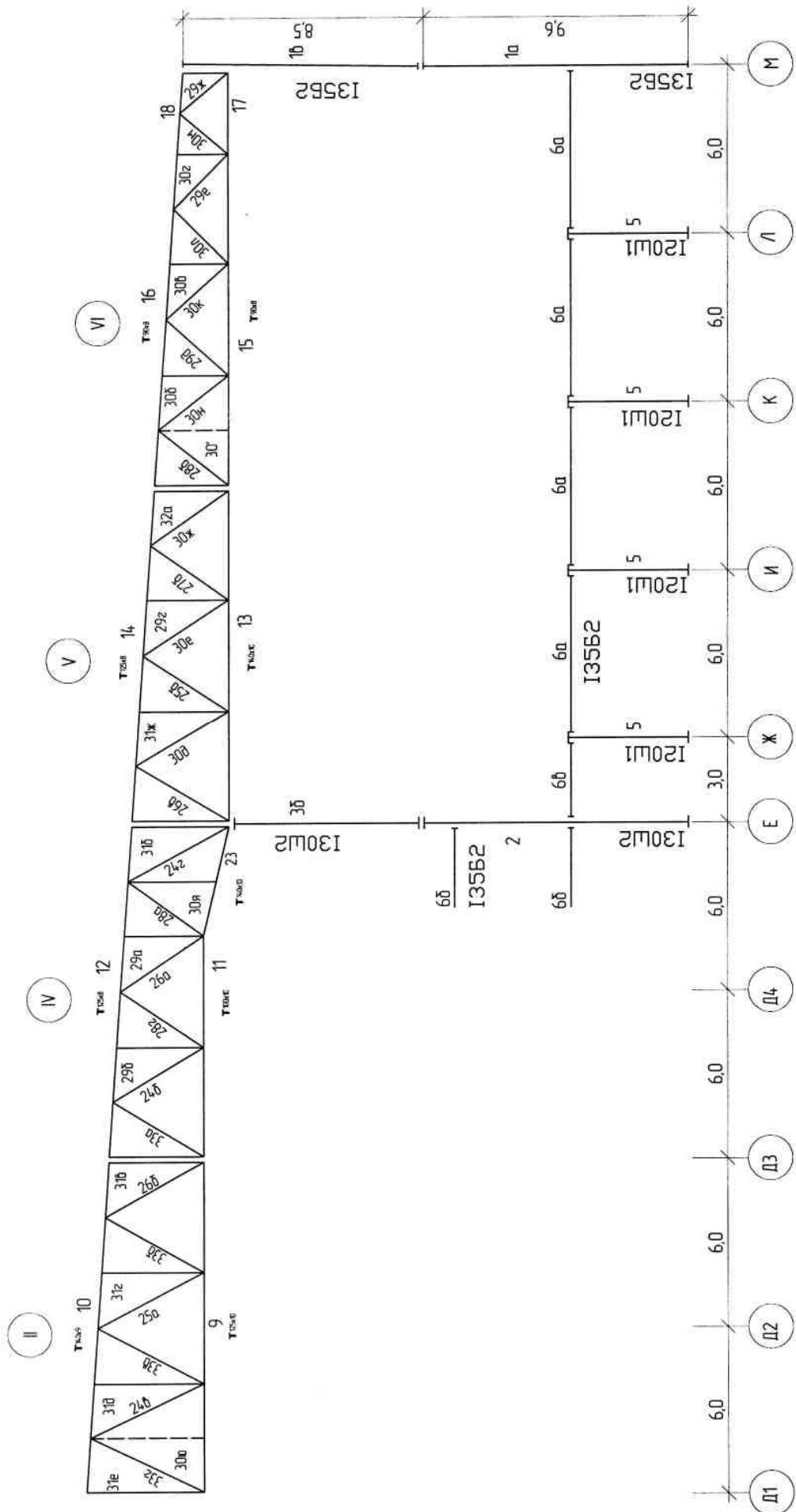


Рисунок 1 – Монтажная схема элементов поперечной рамы каркаса – правая половина
 Примечание – Римскими цифрами в кружках обозначены различные секции ферм

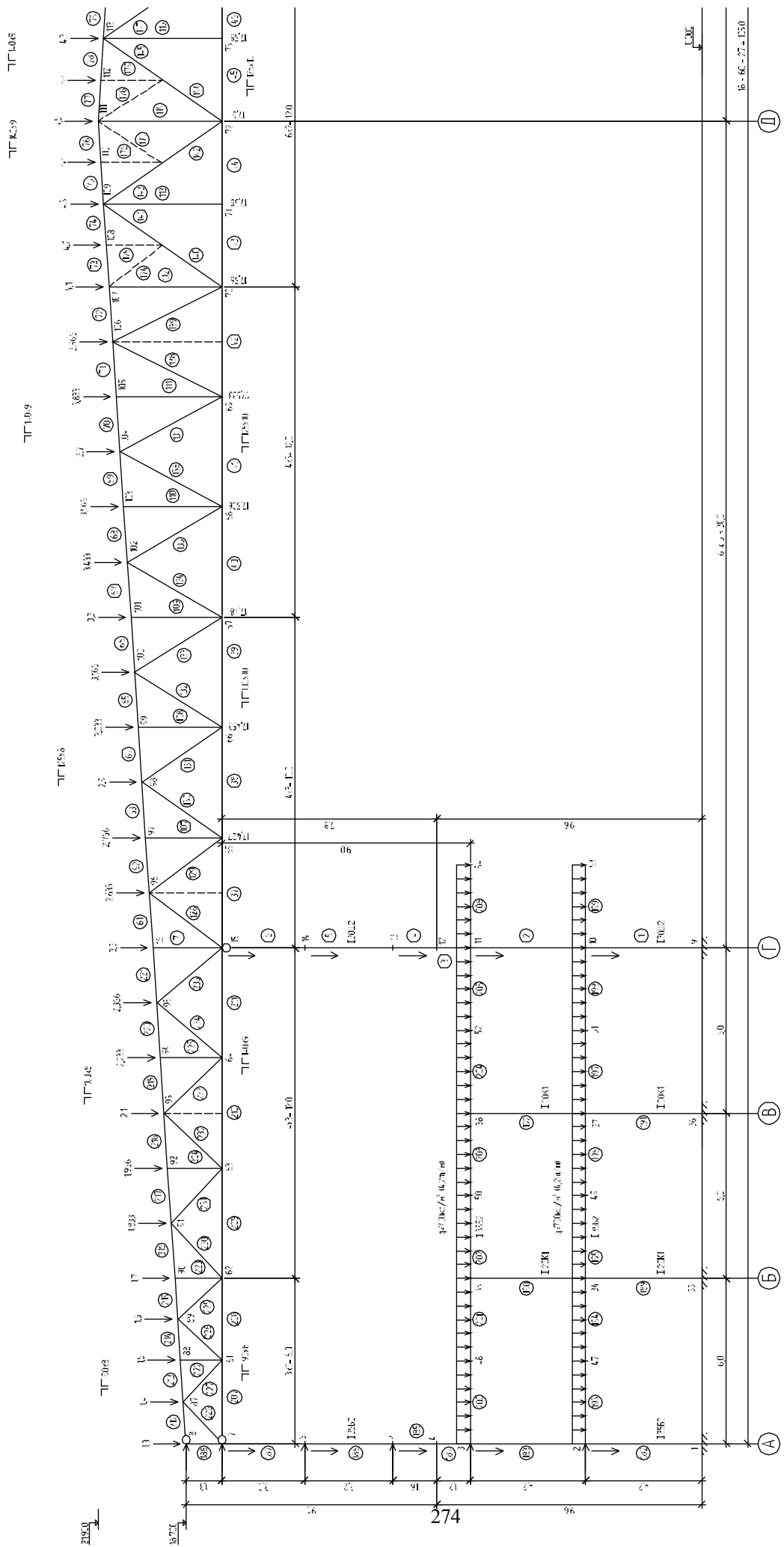


Рисунок 2 – Расчётная схема 3-х пролётной поперечной рамы каркаса – левая половина
 (узел 143, стержней 235)

Расчётная нагрузка на покрытие $Q = 155 \text{ т}$ ($q = 236 \text{ кг/м}$ в том числе снег 145 кг/м)
 Ветровая нагрузка на колонны $Q = 3275 \text{ т}$ ($q = 30 \text{ кг/м}$)
 Расчётная нагрузка на перекрытия $Q = 700 \text{ кг/м}$ (погонная $4,2 \text{ т/м}$).

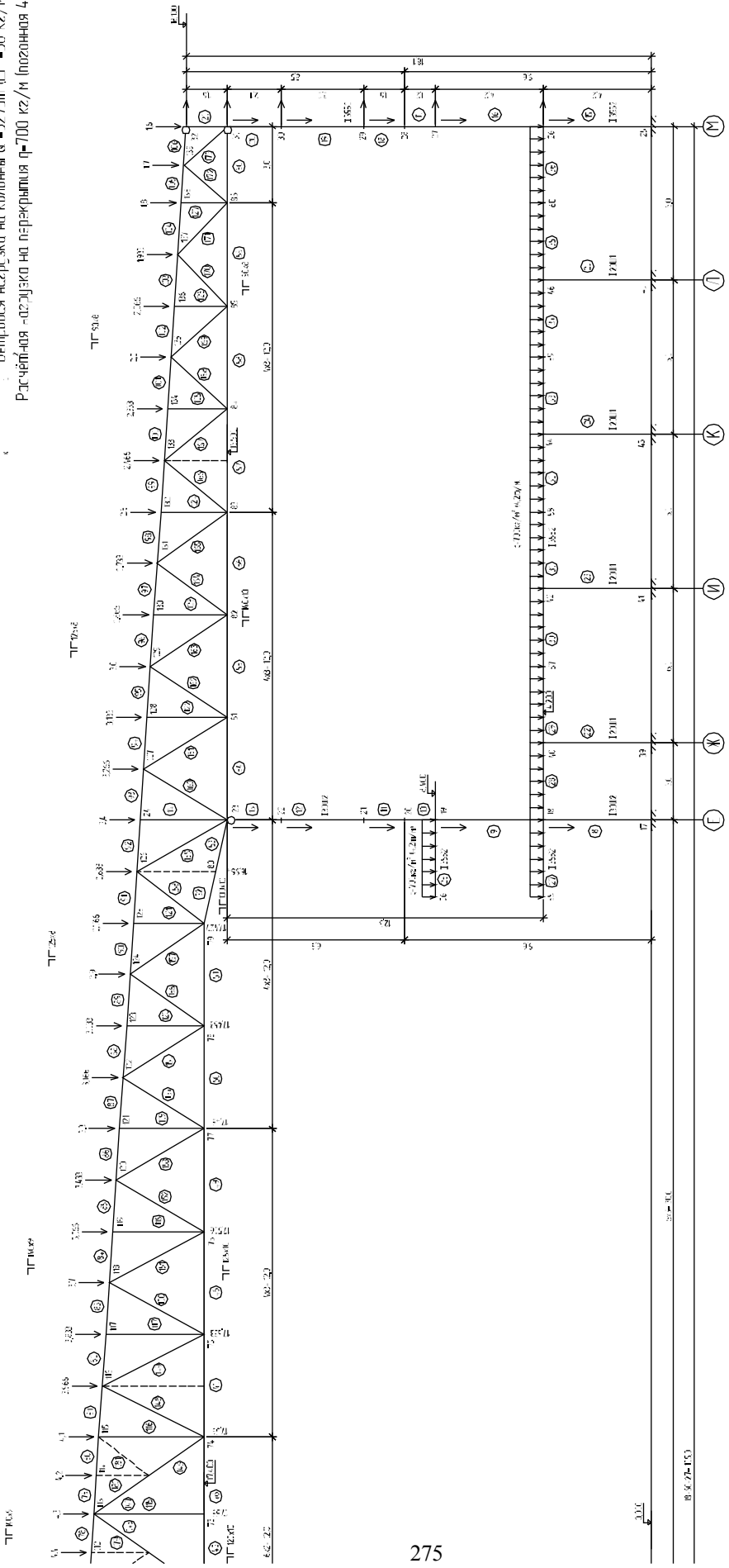


Рисунок 2 – Расчётная схема 3-х пролётной поперечной рамы каркаса – левая половина
 Примечание: цифры над узловыми силами покрытия означают высоту стоек в метрах

Секция 3. Актуальные проблемы строительного комплекса:
архитектура, строительные конструкции, строительная механика

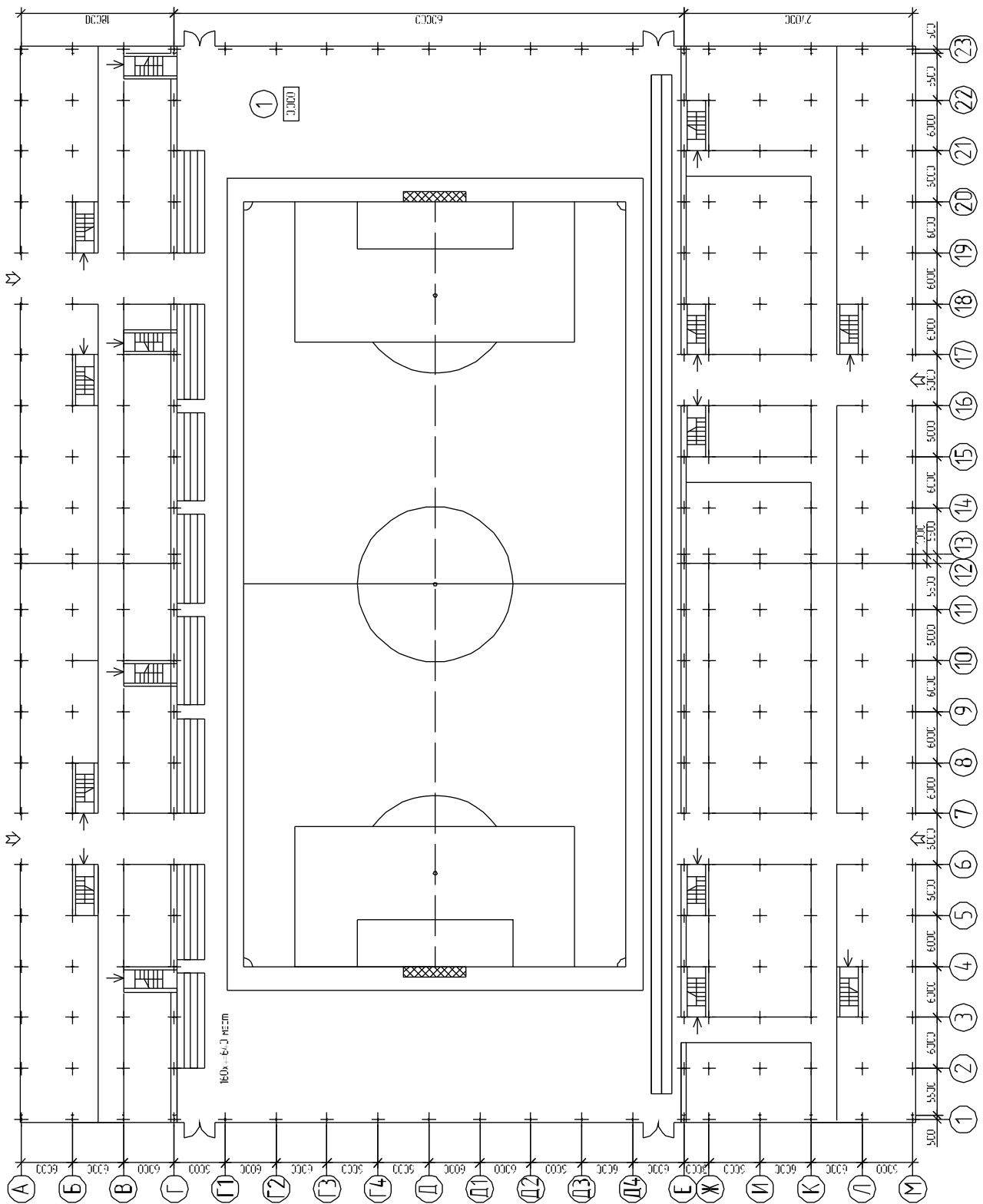


Рисунок 3 – План 1-го этажа на отм. 0,000

Заключение

1. Применение для спортивных большепролетных сооружений предложенной архитектурно-конструктивной системы трехпролетного многофункционального физкультурно-спортивного корпуса с футбольным манежем позволяет рекомендовать ее как типовую для условий строительства в Брянской области и в заинтересованных регионах центра России.

2. Конкретная эффективность представленных разработок состоит в значительном сокращении сроков проектирования реальных объектов за счет использования готовых архитектурно-конструктивных элементов и решений, возможности экспресс-расчета сметной стоимости как проектных работ, так и ожидаемых объемов затрат материалов и инвестиций.

3. Отличительными особенностями предложенной системы являются универсальность назначения, эффективность использования площадей, надежность примененных конструктивных решений, низкая металлоемкость, высокая скорость монтажа и соответственно повышенная экономическая эффективность капитальных вложений.

4. Очередной стадией проектирования является разработка чертежей стальных конструкций стадии КМ с участием завода-изготовителя.

5. Открытое обсуждение предложенной архитектурно-конструктивной системы позволит дополнительно собрать полезные замечания по возможному улучшению конструкции.

Литература

1 СП 31-112-2004(2). Свод правил по проектированию и строительству. Физкультурно-спортивные залы (physical training and sport halls). Часть 2. Москва, 2005.

2 СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. – М.: ГУП ЦПП, 1998. – 96с.

3 СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. – М.: ГУП ЦПП, 2001.

4 СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. (Дополнения. Разд. 10. Прогнбы и перемещения)/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. -8с.

5 Металлические конструкции /Под ред. Н.П.Мельникова. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.:Стройиздат, 1980. -776 с. – (Справочник проектировщика).

6 Сенющенко М.А., Цыганков А.П. Отчет по проведению расчетной экспертизы несущих стальных конструкций покрытия здания спортивного легкоатлетического манежа ФСО Локомотив ст. Брянск-2 и разработка рекомендаций по их усилению. Брянск, БГИТА, 2007. – 137с.

7 Сенющенко М.А., Викторов Д.А. Расчетная экспертиза несущих стальных конструкций типового проекта здания свинокомплекса и разработка нового экономичного варианта. Известия ОрелГТУ, Серия Строительство и Транспорт, №4/16 (538), 2007, с. 62-65.

8 Сенющенко М.А., Швачко С.Н. Научно- исследовательская поддержка проектирования строительных объектов – надежный путь к безаварийному строительству «Регион – 2006. Конкурентоспособность бизнеса и технологий как фактор реализации общенациональных проектов». Материалы международ. науч.-прак. конф. (23-24 мая 2006г.) – Брянск, БОИУиБ, 2006, с. 643-646.

3.17

РАСЧЕТНАЯ ЭКСПЕРТИЗА НЕСУЩИХ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЯ СПОРТИВНОГО ЛЕГКОАТЛЕТИЧЕСКОГО МАНЕЖА ФСО ЛОКОМОТИВ СТ. БРЯНСК-2 И РАЗРАБОТКА РЕКОМЕНДАЦИЙ ПО ИХ УСИЛЕНИЮ

Сенющенков М.А., Цыганков А.П., Швачко С.Н., Горбачевский В.В.
(БГИТА, г.Брянск, РФ)

По результатам обследований большепролетного покрытия манежа выбраны три типичных фермы с различными сечениями стержней и различными эксцентриситетами опорных раскосов, для которых разработаны адекватные расчетные схемы. Выполнены проверочные инженерные расчеты несущих стальных конструкций стропильных ферм по трем программам для семи расчетных схем на фактические постоянные нагрузки и расчетную снеговую нагрузку, включая проверку на прочность, жесткость и устойчивость. Предложены надежные и экономичные варианты местного усиления стальных ферм под приведенную нагрузку 572кг/м^2 , подобраны сечения элементов усиления из доступного сортамента.

Введение

Опыт проведения нами обследовательских, проектно-конструкторских работ и расчетных экспертиз несущих стальных конструкций отражен в открытых публикациях [13-15].

Необходимость проведения работ по расчетной экспертизе строительных конструкций манежа возникла как в результате изменения строительных норм с 1978г. [3-4], так и по причине больших сроков эксплуатации здания с большепролетным покрытием 30x126м без технического обследования, превысивших нормативные сроки в 2 раза.

В основном подтвердились предварительные выводы [1] об ограниченной работоспособности стальных конструкций покрытия манежа в зимнее время. Совпали с нашими предположения о решающей роли некоторых опасных дефектов.

В целом предыдущее обследование шатра [1] можно отнести к 1-2-й категории сложности, хотя необходимо проводить по 3-й категории. Не представлены в полном объеме результаты обмерных работ. По этой причине не установлен широкий разброс калибров уголкового профиля нижних поясов и раскосов, эксцентриситетов опорных раскосов, неполнота решетки вертикальных связевых ферм, завышенная гибкость некоторых продольных связей по нижним поясам.

Результаты статического расчета фермы [1] не подтверждены никакими материалами (нет сбора нагрузок, не представлена расчетная схема, не рассчитаны коэффициенты надежности, не проверена устойчивость сжатых стержней и жесткость всей фермы). Расчеты сварных соединений не представлены совсем.

Существенно отличается наша оценка по степени опасности таких стержней фермы, как нижний пояс на стыках средней панели и стоек из четверенных уголков, не соединенных планками в крест (по нашим расчетам эти стержни не опас-

ны). Наоборот, опасными оказались стыки нижнего пояса между 1-й и 2-й панелями, поскольку вторые панели многих ферм имеют недостаточные толщины уголков (125x9мм вместо 125x12мм). Недостаточными оказались большинство сварных швов крепления сжатых опорных и вторых от опор растянутых раскосов.

В ходе расчетной экспертизы несущих конструкций шатра, выполненной нами, потребовалось выполнить дообследование стропильных и связевых ферм, их узлов, вскрыть шурф на кровле, поскольку без подробных исходных данных о геометрии ферм, конструкции узлов и стыков, размерах сварных швов и нагрузках кровли невозможно выдать объективное заключение о несущей способности покрытия.

Отметим, что статические расчеты усилий в стержнях стропильных ферм, прочностные расчеты коэффициентов надежности всех вариантов выполнялись по единой расчетной схеме на трех компьютерных программах, и поэтому результаты их сравнения близки и вполне сопоставимы (табл. 3, 4).

В целом проведен полный объем проектно-конструкторских работ.

9. Собраны необходимые для экспертизы исходные данные. Путем проведения выборочных обмерных работ установлены фактические размеры решетки, сечения элементов и размеры сварных швов. Определены фактические постоянные нагрузки на стропильные фермы.

10. По результатам обследований выбраны 3 типичных фермы с различными сечениями стержней и различными эксцентриситетами опорных раскосов, для которых разработаны адекватные расчетные схемы (рисунок 2). Для 2-х ферм разработаны геометрические схемы с двумя расчетными эксцентриситетами опорных раскосов в верхнем поясе (рисунок 1).

11. Выполнены проверочные инженерные расчеты несущих стальных конструкций стропильных ферм с применением ЭВМ по трем программам для 7-ми расчетных схем на фактические постоянные нагрузки и расчетную снеговую нагрузку 180кг/м^2 согласно СНиП 2-01-07-85*, включая проверку на прочность, жесткость и устойчивость. Результаты расчета включают расчетные схемы, эпюры и деформированные схемы, схемы решетки ферм с сечениями элементов и коэффициентами надежности для реальных прочностных свойств стали.

12. На основании этих расчетов проведена техническая экспертиза несущих стальных конструкций существующего покрытия здания спортивного манежа. Предложены надежные и экономичные варианты местного усиления несущих стальных конструкций стропильных ферм под приведенную нагрузку 572кг/м^2 , подобраны сечения элементов усиления из доступного сортамента, усилены опорные и монтажные узлы.

ВЫБОР РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ ФЕРМЫ И СБОР НАГРУЗОК

Расчетная схема фермы для экспертизы выбирается в составе полной шпренгельной фермы с жесткими узлами, с учетом эксцентриситетов опорных раскосов в узлах верхнего пояса $e=220(100)\text{мм}$, шарнирным опиранием в узлах нижнего пояса (рисунки 1-2). Оси опорных стоек смещены внутрь 30-метрового габарита фермы на 100мм, и соответственно наружу от опор на 220 мм, таким образом, расчетный пролет фермы составляет 29.36м.

Секция 3. Актуальные проблемы строительного комплекса:
архитектура, строительные конструкции, строительная механика

Таблица 1 -Расчет узловых нагрузок для стропильных ферм mane1, mane2, mane3

Вид нагрузки	γ_f	Задача Mane1, ось 2			Задача Mane2, оси 7-8			Задача Mane3, оси 10,12		
		q^H , кг/м ²	$q^{расч} = \gamma_f \cdot q^H$	$Q^{расч} = q^{расч} \cdot S$	q^H , кг/м ²	$q^{расч} = \gamma_f \cdot q^H$	$Q^{расч} = q^{расч} \cdot S$	q^H , кг/м ²	$q^{расч} = \gamma_f \cdot q^H$	$Q^{расч} = q^{расч} \cdot S$
Вес фермы	1.05	34,8	36.7	6602	32,8	34.4	6195	33,1	34.8	6267
Связи	1.1	10,9	12	2160	4,8	5,2	946	4,8	5,2	946
Кровля	1.1	146,7	161	28980	146,7	161	28980	146,7	161	28980
Плиты	1.1	155,5	171	30780	155,5	171	30780	155,5	171	30780
Потолок	1.1	10	11	1980	-	-	-	-	-	-
Итого собс. вес	1.1	358	392	70500	340	372	66900	340	372	66973
Снег	1.4	128,5	180	32400	128,5	180	32400	128,5	180	32400
Суммар.		487	572	102900	468	552	99300	469	553	99373
Узловая $P_Y = Q^{расч}/20$, кг				5145			4965			4969

Таблица 2 - Характеристика расчетных схем стропильных ферм mane1- mane31 пролетом 29,36 м

№ расч. схемы	Ши фр задачи	Сечения раскосов				Сечения стоек			Верхний пояс		Нижний пояс		Эксп-т в узлах 15, 31, мм	$R_{y/\sigma_{max}}$ $R_y=2100$ кг/см ²	$U_6, X_{11},$ мм
		P-1 № 35-36, 53-54	P-2 № 37-38, 51-52	P-3 № 39-40, 49-50	P-4 № 41-42, 47-48 P-5 № 43-46	C-1 № 11-12	C-2 № 55,5 8	C-3 № 56,5 7	Панель-1 №13-14, 33-34	Основной пояс №16-31	Панели 1-2 №3-4, 7-8	Средняя панель №5-6			
													220	$n_4=0,924$ $n_{16}=1.27$ $n_{23}=0,97$ $n_{36}=0,80$ $n_{37}=0,90$	58.85 23.86
2 (оси 7-8)	Mane2												220	$n_4=0,96$ $n_{14}=0,81$ $n_{23}=1.03$ $n_{36}=0,75$ $n_{37}=0,84$	57,93 22,98
3 (оси 7-8, жесткий узел)	mane21												220	$n_4=0,96$ $n_{16}=1.34$ $n_{23}=1.03$ $n_{36}=0,80$ $n_{37}=0,86$	57.34 22.99
4 (оси 7-8, усиление раскоса 125x9)	mane22												220	$n_4=0,96$ $n_{16}=1.60$ $n_{23}=1.03$ $n_{36}=1.61$ $n_{38}=1.19$ $n_{80}=1.34$	56.68 23.05
5 (оси 7-8, усиление раскоса 100x8)	mane23												220	$n_4=0,96$ $n_{16}=1.62$ $n_{23}=1.02$ $n_{36}=1.34$ $n_{37}=1.12$ $n_{80}=1.23$	56.88 23.04
6 (оси 10,13)	Mane3												100	$n_4=0,96$ $n_{16}=1.30$ $n_{23}=1.02$ $n_{36}=0,98$ $n_{37}=1.21$	54,78 23,03
7 (оси 10,13, жесткий узел)	mane31												100	$n_4=0,96$ $n_{16}=1.50$ $n_{23}=1.02$ $n_{36}=0,93$ $n_{37}=1.35$	54.44 23.05

Расчетная схема содержит 44 узла и 78 стержней (рисунок 2). Распределенные нагрузки собирались с грузовой площади 180м² в общую равнодействующую Q и затем прикладывались поровну в узлы верхнего пояса – 19 промежуточных и 2 крайних. Расчет величин узловых нагрузок для 3-х расчетных схем приведен в таб-

лице 1. В таблице 2 даны характеристики расчетных схем стальных ферм 3-х основных вариантов (задачи Mane1-Mane3) и 4-х дополнительных (задачи Mane21-Mane31) с минимальными коэффициентами запаса по этим вариантам.

РАСЧЁТ 3-х ВАРИАНТОВ СУЩЕСТВУЮЩИХ ФЕРМ ЗДАНИЯ МАНЕЖА И 3-х ВАРИАНТОВ С УСИЛЕНИЕМ ОПОРНОГО РАСКОСА

Статические расчеты выполнялись на 1 загрузку от вертикальных постоянных и снеговых нагрузок. Графическое представление материалов расчета по 3-м характерным вариантам ферм (mane1, mane22, main22) представлено на рисунках 2-3 в виде сечений стержней и коэффициентов надежности в них по каждой задаче, на рисунке 4 - в виде эпюр продольных сил и изгибающих моментов в стержнях.

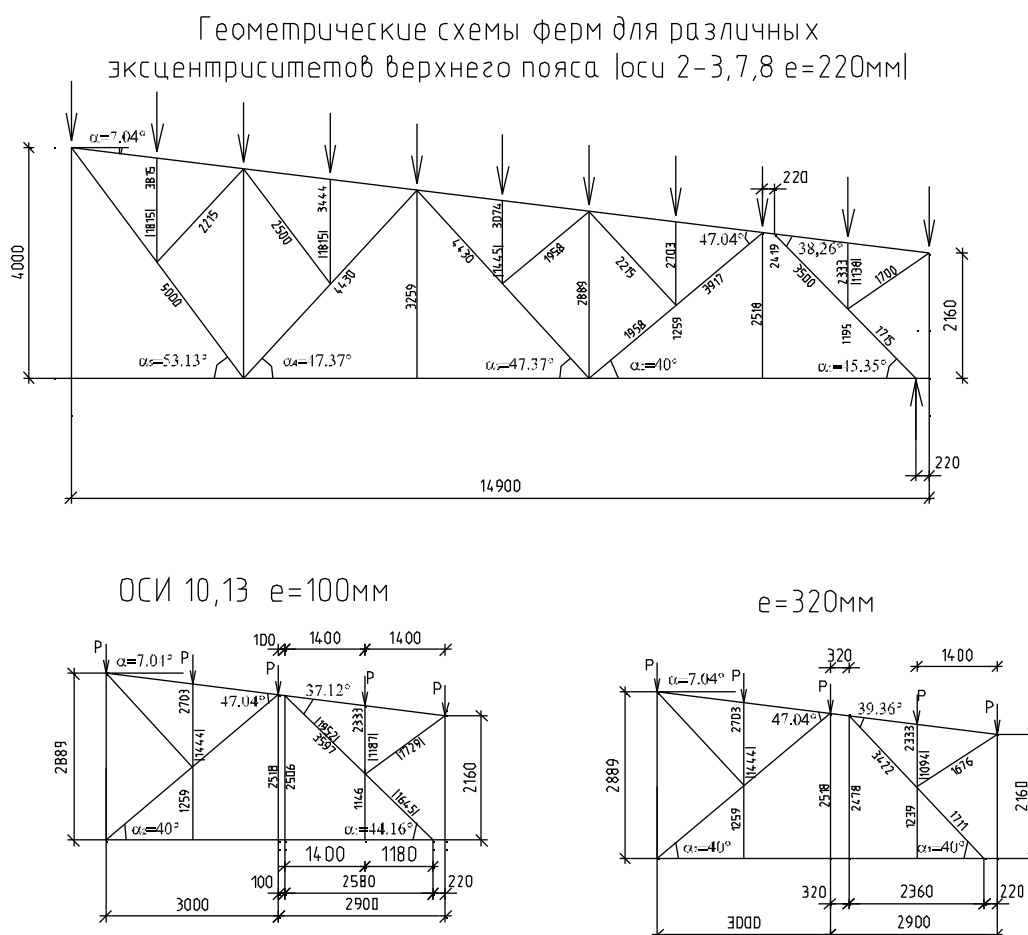


Рисунок 1 - Геометрические схемы ферм для различных эксцентриситетов опорных раскосов в верхнем поясе

В таблице 3 дано сравнение результатов расчета усилий в стержнях, а в таблице 4 - перемещений в характерных узлах по трем программам (Intab13, STARK_ES 4.2, SCAD 7.31). Расхождение по перемещениям не превышает 5%, по продольным силам - 2.3%, по изгибающим моментам - 14%.

Секция 3. Актуальные проблемы строительного комплекса:
архитектура, строительные конструкции, строительная механика

Таблица 3 - Сравнительная таблица усилий в стержнях стропильной фермы mane1 пролетом 29.36 метров по оси 2 (эксцентриситет верхнего пояса 220мм) по трем программам











№ стержня	Тип сечения	Эскиз сечения	Intab13		SCAD 7.31				STARK_ES 4.2					
			N, т	M, т·м	N, т	M, т·м	δN, %	δM, %	N, кН	M, кН·м	δN, %	δM, %		
3	11		47,79	0,20	47,83	0,20	0,09		478,23	2,07	0,07			
4			94,47	0,09	94,45	0,09	0,02		944,45	0,89	0,03			
5	1		92,73	0,07	92,72	0,07	0,01		927,04	0,74	0,03			
11	4		-0,863	-0,26	-2,43	0,28			-24,41	-2,51				
13	2		2,55	0,27	0,63	0,39			5,62	3,36				
14			3,147	-3,25	1,21	-3,31		1,70	11,10	-32,70		0,62		
15	3		-52,92	-5,89	-52,96	-6,00	0,08	1,90	-529,5	-59,78	0,06	1,49		
16	2		-83,37	2,23	-83,33	2,13	0,05	4,62	-833,4	21,48	0,04	3,68		
17			-83,13	0,71	-83,28	0,73	0,18	3,41	-832,9	7,28	0,19	2,54		
18			-82,9	0,40	-82,92	0,39	0,03	2,92	-829,4	3,72	0,05	7,00		
19			-82,85	0,36	-82,88	0,35	0,04	3,15	-829,0	3,33	0,06	7,50		
20			-100,05	0,85	-100,1	0,76	0,06	11,13	-1001	7,28	0,07	14,35		
21			-99,87	0,85	-99,94	0,77	0,07	8,85	-999,6	7,47	0,09	12,12		
22			-99,55	1,14	-99,59	1,07	0,04	6,01	-996,3	10,19	0,08	10,61		
23			-99,2	-1,30	-99,27	-1,24	0,07	4,50	-993,2	-11,82	0,12	9,08		
35			-69,43	0,22	-68,36	0,42	1,54		-683,6	4,01	1,54			
36			-68,9	-2,65	-67,45	-2,70	2,11	1,75	-673,1	-27,08	2,31	2,19		
37			5		45,75	0,14	45,62	0,14	0,29		456,4	1,41	0,24	
38					41,89	0,07	41,83	0,07	0,13		418,3	0,73	0,14	
39	-21,43	0,01			-21,41	0,01	0,10		-214,1	0,14	0,09			
40	-18,02	0,01			-17,96	0,01	0,35		-179,3	0,07	0,50			
41	6		7,04	0,03	7,16	0,03	1,70		71,95	0,27	2,20			
42			4,74	0,04	4,73	0,05	0,31		47,16	0,46	0,51			
43			8,24	0,04	8,23	0,04	0,11		82,37	0,39	0,04			
44			9,92	0,05	10,03	0,05	1,09		101,3	0,47	2,12			
55	7		-11,16	0,06	-11,15	0,04	0,12		-111,5	0,58	0,09			
56	8		-10,05	0	-10,03	0,00	0,24		-100,2	0,03	0,30			

Таблица 4 - Сравнительная таблица перемещений в узлах стропильной фермы mane1 пролетом 29.36 метров по оси 2 (эксцентриситет верхнего пояса 220мм) по трем программам

№ узла и направление перемещения	Intab13	SCAD 7.31		STARK_ES 4.2	
	значение, мм	значение, мм	δ, %	значение, мм	δ, %
Y ₆	58,85	55,89	5,03	57,27	2,68
Y ₂₃	57,43	54,55	5,01	55,90	2,66
X ₁₁	23,86	22,73	4,74	23,17	2,89

В задачах “mane21” и “mane31” учтено влияние размеров фасонки в опасном узле на величину усилий. При эксцентриситете e=220мм в задаче “mane21” перегрузка опорного раскоса уменьшилась на 5%, а в задаче “mane31” при эксцентриситете e=100мм перегрузка опорного раскоса наоборот возросла на 5%, что хорошо известно из практики усиления узлов ферм наращиванием фасонки [10].

Секция 3. Актуальные проблемы строительного комплекса:
архитектура, строительные конструкции, строительная механика

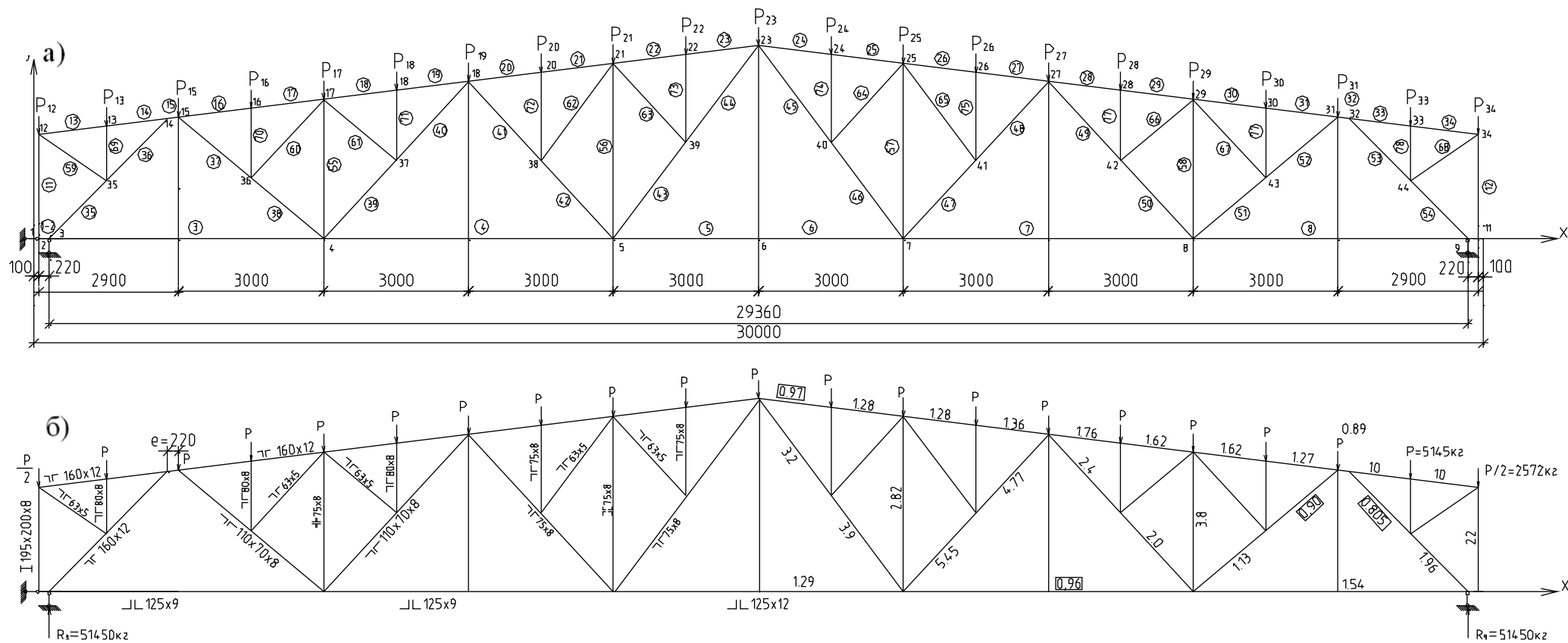


Рисунок 2 - а) расчетная схема фермы,
б) сечения стержней по оси 2 (левая половина) и коэффициенты надежности в стержнях фермы по оси 2 (правая половина) для задачи pane1 ($e=220 \text{ mm}$).

Секция 3. Актуальные проблемы строительного комплекса:
архитектура, строительные конструкции, строительная механика

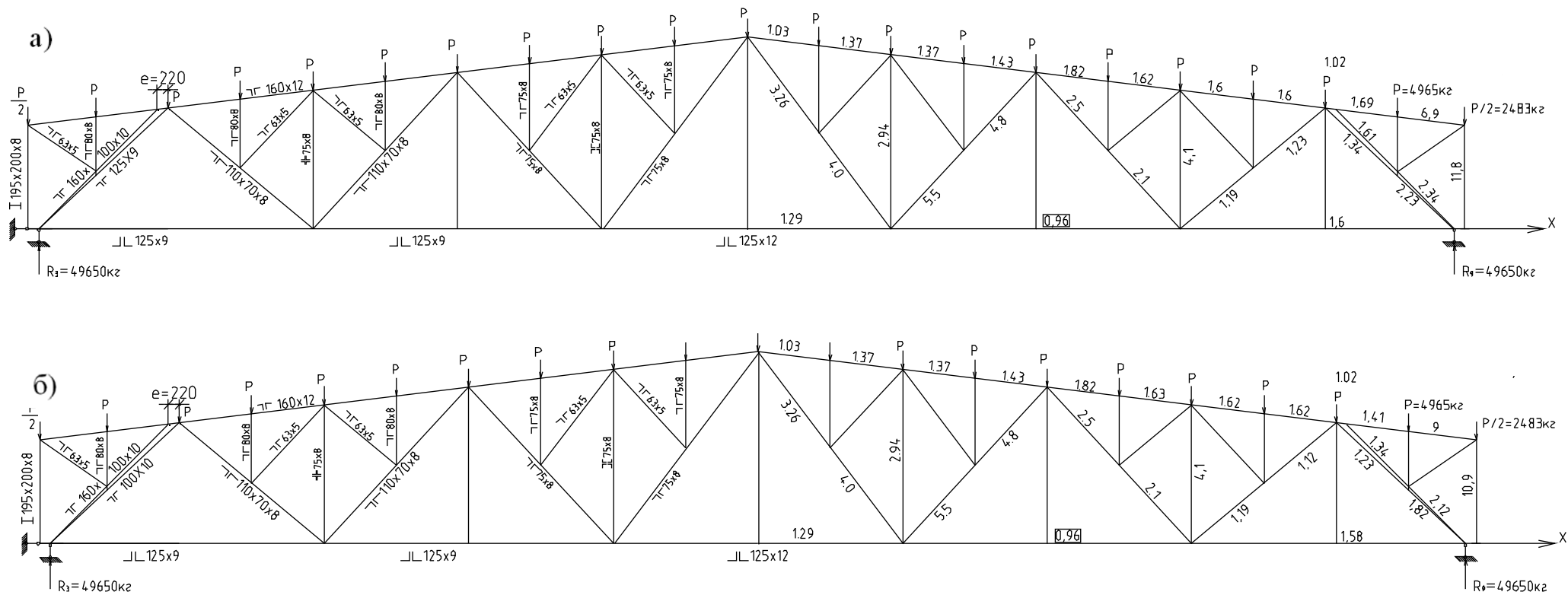


Рисунок 3 - Сечения стержней (левая половина) и коэффициенты надежности в стержнях фермы (правая половина) для задач: а) тапе22 (по осям 7-8; $e=220$ мм), б) тапе23 (по осям 10,13; $e=220$ мм) с усилением опорного раскоса.

Секция 3. Актуальные проблемы строительного комплекса:
архитектура, строительные конструкции, строительная механика

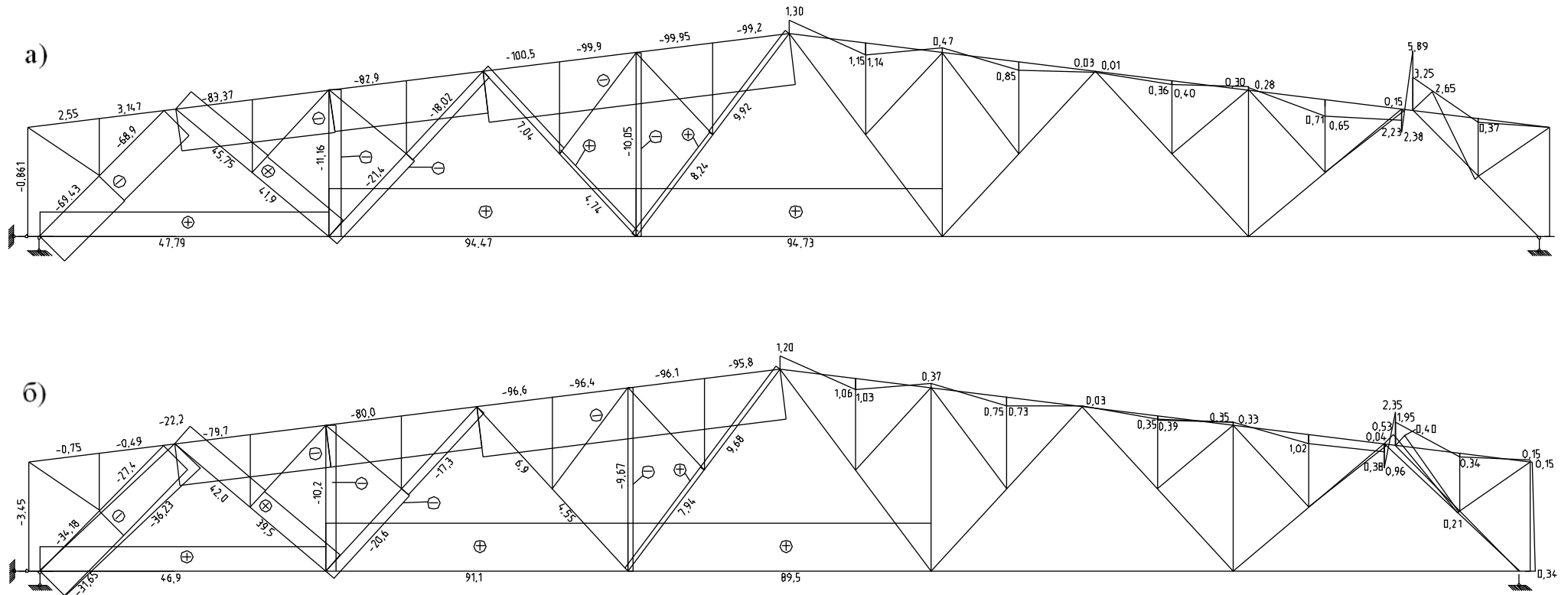


Рисунок 4 - Эпюры продольных сил N (т) (левая половина) и изгибающих моментов M (тм) (правая половина) в стержнях фермы для задач: а) mane1 (по оси 2; $e=220$ мм), б) mane22 (по осям 7-8; $e=220$ мм).

Как видно из эпюр и схем с коэффициентами надежности в стержнях ферм (рисунки 2-3), при расчетном эксцентриситете $e=220\text{мм}$ в задачах “mane1” и “mane2” не обеспечивается на 20-25% прочность обоих раскосов, примыкающих к верхнему поясу в узле с эксцентриситетом опорного раскоса. Поскольку в ферме с эксцентриситетом $e=100\text{мм}$ в задаче “mane3” такой перегрузки по расчету не оказалось, то напрашивается очевидный вывод, что причиной перегрузки является эксцентриситет опорного раскоса, и для усиления фермы надо направить дополнительный (дублирующий) раскос усиления из опорного узла 3 в центр узла 15 верхнего пояса. Дублирующий раскос соединяется с существующим опорным раскосом в середине в узле 35 для уменьшения гибкости в плоскости фермы.

Таблица 5 -Характеристика расчетных схем стропильных ферм mane1- mane24

№ расч. схемы	Ши фр задачи	Сечения раскосов				Сечения стоек			Верхний пояс		Нижний пояс		Эксц-т в узлах 15, 31, мм	$R_{y\text{min}} = R_y / \sigma_{\text{max}}$ $R_y = 2100 \text{ кг/см}^2$	$U_6, X_{11}, \text{мм}$
		P-1 № 35-36, 53-54	P-2 № 37-38, 51-52	P-3 № 39-40, 49-50	P-4 № 41-42, 47-48 P-5 № 43-46	C-1 № 11-12	C-2 № 55,58	C-3 № 56,57	Панель-1 №13-14, 33-34	Основной пояс №16-31	Панели 1-2 №3-4, 7-8	Средняя панель №5-6			
1 (ось 2)	Mane1					I 200x200x8							220	$n_4=0,924$ $n_{16}=1.27$ $n_{23}=0,97$ $n_{36}=0,80$ $n_{37}=0,90$	58.85 23.86
2 (оси 7-8)	Mane2					I 200x200x8							220	$n_4=0,96$ $n_{14}=0,81$ $n_{23}=1.03$ $n_{36}=0,75$ $n_{37}=0,84$	57,93 22,98
3 (оси 7-8), жесткий узел	Mane21					I 200x200x8							220	$n_4=0,96$ $n_{16}=1.34$ $n_{23}=1.03$ $n_{36}=0,80$ $n_{37}=0,86$	57.34 22.99
4 (оси 7-8), усиление раскосом	Mane22					I 200x200x8							220	$n_4=0,96$ $n_{16}=1.60$ $n_{23}=1.03$ $n_{36}=1.61$ $n_{38}=1.19$ $n_{80}=1.34$	56.68 23.05
5 (оси 7-8), усиление раскосом	Mane23					I 200x200x8							220	$n_4=0,96$ $n_{16}=1.62$ $n_{23}=1.02$ $n_{36}=1.34$ $n_{37}=1.12$ $n_{80}=1.23$	56.88 23.04
8 (оси 7-8), усиление подкосом	Mane24					I 200x200x8							220	$n_4=0,956$ $n_{16}=1.54$ $n_{23}=1.03$ $n_{35}=1.32$ $n_{37}=1.06$ $n_{79}=1.19$	57.28 23.03

В таблице 5 представлены характеристики расчетных схем и минимальные коэффициенты надежности в стержнях исходного варианта фермы по оси 2 (задача “mane2”) и 3-х вариантов этой фермы с усилением опорного раскоса (задачи “mane22”, “mane23”, “mane24”).

В задаче “mane22” установлен раскос усиления длиной 3.67м сечением $\Gamma 125 \times 9\text{мм}$, а в задаче “mane23” – сечением $\Gamma 100 \times 8\text{мм}$. Как видно из результатов расчета (табл. 5), дополнительный раскос принимает на себя примерно половину продольной силы и значительно снижает изгибающий момент основного раскоса.

В результате коэффициент надежности в опорном раскосе повышается от исходной величины 0.75 в задаче “mane2” (без усиления) до величин 1.61 и 1.34 в задачах “mane22” и “mane23” с усилением с помощью дублирующего раскоса сечением соответственно $\Gamma 125 \times 9$ и $\Gamma 100 \times 8$ мм.

Поскольку перегрузка опорного раскоса носит локальный характер (опасное сечение находится на стыке опорного раскоса с верхним поясом), то еще более экономичным будет вариант усиления опорного раскоса только для его верхней половины – с помощью подкоса длиной 1.4 м. В результате усиления по 3-му варианту (задача “mane24”) коэффициенты надежности во всех стержнях составляют достаточную величину (табл. 5): в опорном раскосе $n_{35}=1.32$, в растянутом раскосе $n_{37}=1.06$, в подкосе усиления $n_{79}=1.19$. Этот вариант усиления и принят в качестве основного.

РАСЧЕТ ПАРАМЕТРОВ ПРЕДНАПРЯЖЕНИЯ ПОДКОСА УСИЛЕНИЯ

Предварительное напряжение подкоса длиной $\ell = 1400$ мм можно выполнять электротермическим способом [10] с помощью стальной затяжки из высокопрочной арматуры. Подберем расчетом параметры преднапряжения – сечение затяжки и температуру ее начального нагрева.

Рассчитаем критическую силу сжатия одиночного уголка $\angle 110 \times 70 \times 8$ из условия устойчивости.

$$F^L = 13.93 \text{ см}^2, i_{\min} = 1.52 \text{ см.}$$

Гибкость одиночного уголка сравнительно невелика

$$\lambda = \ell_0 / i_{\min} = 140 / 1.52 = 92, \varphi(\lambda = 92) = 0.60.$$

Критическая сила из условия устойчивости

$$N^{\text{кр}} = \varphi \cdot R \cdot F^L = 0.60 \cdot 2450 \cdot 13.93 = 20.5 \text{ т}$$

Укорочение уголкового подкоса, вызванное его обжатием, составит

$$\Delta \ell_1 = N_1 \cdot \ell / EF_1 = 20500 \cdot 1400 / 2000000 \cdot 13.93 = 1,03 \text{ мм.}$$

Сжимающие напряжения в подкосе составляют при этом величину $\sigma_1 = N_1 / F_1 = - 20500 / 13.93 = - 1472 \text{ кг/см}^2$.

Назначаем затяжку сечением $\varnothing 24$ из высокопрочной арматуры, $F_2 = 4.52 \text{ см}^2$. При силе натяжения затяжки $N_2 = 20 \text{ т}$ ее собственное удлинение составит

$$\Delta \ell_2 = N_2 \cdot \ell / EF_2 = 20000 \cdot 1400 / 2000000 \cdot 4.52 = 3.1 \text{ мм.}$$

$$\text{Напряжение в затяжке } \sigma_2 = N_2 / F_2 = 20000 / 4.52 = 4425 \text{ кг/см}^2$$

С учетом потерь от смятия анкерных креплений затяжки и укорочения уголкового подкоса на величину $\Delta \ell_1 = 1,03$ мм увеличиваем расчетное удлинение затяжки $\Delta \ell_2$ на 1.5 мм и назначаем его равным $\Delta \ell_0 = 5.6 \text{ мм}$.

Расчетная температура нагрева затяжки

$$\Delta t_2 = \Delta \ell_0 / \alpha \cdot \ell = 5.6 / 1.2 \cdot 10^{-5} \cdot 1400 = 333^\circ.$$

Подготовка подкосов усиления к монтажу производится на земле. Вначале к торцам уголков приваривают пластины-заглушки $70 \times 100 \times 16$ мм с отверстиями $\varnothing 25$, центр которых размечен по координатам центра тяжести x_0 , y_0 неравнобокого уголка $\angle 110 \times 70 \times 8$, $x_0 = 1,64 \text{ см}$, $y_0 = 3,61 \text{ см}$. Заглушки подкрепляют коротышами-уголками $\angle 100 \times 63 \times 8$ длиной 100 мм, приваренными продольными сварными швами 100×6 по концам уголкового подкоса в коробку с ним.

Затяжка Ø24 из высокопрочной арматуры длиной 1500 мм с резьбой по концам быстро закрепляется в нагретом до 330° состоянии на анкерных заглушках (торцевых пластинах с отверстиями) уголкового подкоса с помощью затяжки гаек М24 по обоим концам. После остывания затянутой гайками затяжки до комнатной температуры происходит предварительное напряжение уголкового подкоса сжимающими напряжениями $\sigma_1 = -1472 \text{ кг/см}^2$ с расчетным сжимающим усилием 20т.

Подготовленный таким образом преднапряженный уголкового подкос устанавливается в проектное положение и приваривается к вертикальным полкам уголков верхнего пояса $\angle 160 \times 12$ и опорного раскоса $\angle 160 \times 12$ или $\angle 160 \times 100 \times 10$ сварными швами с катетом 6мм.

После остывания сварных швов до температуры не более чем 50° производится отпуск затяжки плавным откручиванием затянутых гаек и ее демонтаж. Подкос усиления при этом стремится удлиниться в стесненных условиях (с приваренными к ферме концами) и передает сжимающее усилие на основную ферму по направлению подкоса. Категорически запрещается разрезать натянутую затяжку и делать на ней сварку во избежание динамического удара.

Заключение

1. В 7-ми расчетах по 3-м вариантам геометрии ферм заложена адекватная расчетная схема, учитывающая эксцентриситеты опорных раскосов и жесткости узлов. Сталь С38/23, заложённая нами в расчеты, соответствует низшей марке по прочности на момент строительства [2] с расчетным сопротивлением $R_y = 2100 \text{ кг/см}^2$, $R_y^{cb} = 1500 \text{ кг/см}^2$.

2. Фермы рассчитывались на реальную постоянную нагрузку $q_{\text{пост}} = 392 \text{ кг/м}^2$ с коэффициентом надежности $\gamma_f = 1.1$ и расчетную снеговую нагрузку для III снегового района по действующим нормам [4] $q_{\text{сн}} = 180 \text{ кг/м}^2$, итого на полную расчетную нагрузку $q_{\text{расч}} = 572 \text{ кг/м}^2$ с приведением в 20 узлов верхнего пояса ($P = 5.145 \text{ т}$). Постоянная нагрузка составляет 68.5% от полной расчетной.

3. СНиП [4] разрешает снижать расчетную снеговую нагрузку на 15% (27 кг/м^2) за счет обдувания ветром для двускатных покрытий с уклоном 12-20% при средней скорости ветра зимой $v \geq 4 \text{ м/с}$ (Брянск $v = 4 \text{ м/с}$), что позволяет при недостаточной прочности опасных стержней вводить резерв 4.7% в коэффициенты надежности по сравнению с результатами расчета от полной расчетной нагрузки.

4. Сравнение результатов расчета усилий и перемещений по 3-м программам (Intab13, SCAD 7.31, STARK_ES 4.2) дает расхождение до 2.2% по продольным силам, до 12-14% по моментам и до 5% по перемещениям, что находится в диапазоне обеспечения надежности численных расчетов по методу конечных элементов для стержневых систем средней сложности.

5. Жесткость стропильных ферм обеспечена со значительным запасом. Допускаемый прогиб составляет величину $[f] = l/300 = 30000/300 = 100 \text{ мм}$ [5]. Расчетный прогиб от полной нагрузки составил 59мм, нормативный прогиб от постоянных нагрузок составит 68.5% от расчетного или 40.4мм, что хорошо соответствует натурным результатам (44мм). Нормативный прогиб по данным рас-

четной экспертизы в 2.5 раза ниже допускаемого.

6. Из всех стержней фермы коэффициент надежности $n_{\min} = R_y / \sigma_{\max}$ минимален в опорном раскосе №36 сечением Γ 160x12 с учетом значительных изгибных напряжений и составляет там величину $n_{36}=0.80$ с учетом максимального эксцентриситета $e=220$ мм этого раскоса в узлах верхнего пояса (5 ферм в осях 2-6). В фермах с уменьшенным до Γ 160x100x10 сечением опорного раскоса (2 фермы в осях 7-8) коэффициент надежности в раскосе уменьшается до $n_{36}=0.75$, а в крайних панелях верхнего пояса появляются перегруженные стержни с коэффициентом надежности $n_{14}=0.81$. Таким образом, опорные раскосы семи ферм с эксцентриситетом $e=220$ мм в осях 2-8 требуют усиления.

7. При уменьшении эксцентриситета e до 100 мм (фермы по осям 9-20) коэффициент надежности в раскосе повышается до величины $n_{36}=0.98$, однако с учетом жесткости и значительных размеров фасонки (1050x400x15мм) – понижается до величины 0.93. Прочность опорных раскосов в остальных фермах по осям 9-21 можно считать обеспеченной с учетом резерва 6.6% (от обдувания снега 27кг/м^2 , и отсутствия нагрузки от подвесного потолка 11кг/м^2).

8. Для верхнего пояса сечением Γ 160x12 наиболее нагруженные стержни №23-24 находятся в центре пролета (в коньке), где минимальный коэффициент надежности составляет $n_{23}=0.97-1.03$. Прочность и устойчивость стержней верхнего пояса обеспечена на всех фермах с учетом резерва 4.7%, указанного в п.3.

9. Для нижнего пояса ферм опасными являются малые калибры прокатных уголков сечением Γ 125x9 во вторых панелях отдельных ферм, где минимальный коэффициент запаса в стержне №4 составляет $n_4=0.92$ для фермы по оси и $n_4=0.96$ в остальных фермах по осям 3-20. Для обеспечения прочности нижнего пояса фермы по оси 2 необходимо разобрать подвесной потолок на нижних поясах ферм в осях 1-3 и передать нагрузку от чердачного перекрытия на стены.

10. После усиления опорного раскоса типичной фермы по оси 8 с большим эксцентриситетом $e=220$ мм дублирующим раскосом Γ 100x8 (задача pane23) или дополнительным подкосом Γ 110x70x8 (задача pane24) минимальный коэффициент запаса переместился в нижний пояс 2-й панели (стержень №4 сечением Γ 125x9) и составляет там величину $n_4=0.96$. Прочность всех стержней ферм после усиления опорных раскосов 7-ми ферм в осях 2-8 будет обеспечена с учетом резерва 4.7%, указанного в п.3.

11. Коэффициент надежности в дополнительных элементах усиления опорного раскоса в 2-х вариантах достаточен даже при условии их полного включения в совместную работу с нагруженной фермой:

- в дублирующем раскосе № 80 сечением Γ 100x8 составляет $n_{80}=1.23$.
- в дополнительном подкосе № 79 сечением Γ 110x70x8 составляет $n_{79}=1.19$.

Предложения по включению подкоса усиления в совместную работу с нагруженной фермой путем создания предварительного сжатия (термическим способом предварительного напряжения затяжки) даны выше.

12. В шпренгельных полустойках и полураскосах усилия носят местный характер и не превышают величины узловой нагрузки 5145кг. Коэффициент надежности для шпренгелей составляет значительную величину ($n_{70}=3.2$).

13. Устойчивость проверялась во всех сжатых стержнях в плоскости их наибольшей гибкости. Устойчивость оказалась важнее прочности в длинных стойках №55 и №56 гибкостью в плоскости $\lambda=127$ и $\lambda=159$, а также в третьих раскосах № 39-40 гибкостью из плоскости $\lambda=79$, при этом минимальный коэффициент запаса устойчивости в 2-х длинных стойках №56-57 средней панели сечением $\square 75 \times 8$ составляет $n_{56}=1,48$. Устойчивость всех сжатых стержней обеспечена.

Литература

1 Отчет по результатам технического обследования и рекомендации по ремонту фундамента и стены по оси 21 между осями А-А/1; колонн и стропильных ферм покрытия. 06062-ТО. Брянск, ГПИСтроймаш, 2007г. 32с.

2 СНиП II-В.3-72. Стальные конструкции. – М.: Стройиздат, 1973.

3 СНиП II-23-81*. Стальные конструкции. – М.: ГУП ЦПП, 1998. – 96с.

4 СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. – М.: ГУП ЦПП, 2001.

5 СНиП 2.01.07-85*. Нагрузки и воздействия. (Дополнения. Разд. 10. Прогнбы и перемещения)/Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. -8с.

6 СП 13-102-2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений/ Госстрой России. -М: ФГПУ «КТБ ЖБ», 2004г. –32с.

7 Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81*).

8 Мальганов, А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий/ А.И.Мальганов, В.С.Плевков, А.И.Полищук// Атлас схем и чертежей.- Томск, ЦНТИ, 1990.- 316 листов.

9 Металлические конструкции /Под ред. Н.П.Мельникова. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.:Стройиздат, 1980. -776 с. – (Справочник проектировщика).

10 Бельский, М.Р. Усиление металлических конструкций под нагрузкой. Киев, Будивельник, 1975. - 120с.

11 Рекомендации по усилению элементов конструкций с применением сварки. ЦНИИПроектстальконструкция, М., 1971.

12 Горохов, Е.В. Диагностика, выявление резервов несущей способности и усиление металлоконструкций промзданий при реконструкции: Учеб. пособие.- Киев: КИСИ, 1987.-84с.

13 Сенющенко М.А., Викторов Д.А. Расчетная экспертиза несущих стальных конструкций типового проекта здания свинокомплекса и разработка нового экономичного варианта. Известия ОрелГТУ, Серия Строительство и Транспорт, №4/16 (538), 2007, с. 62-65.

14 Сенющенко, М.А. Обследование строительных конструкций зданий локомотивного депо станция Вязьма/ М.А.Сенющенко, А.А.Амелин, Т.И.Отлева, М.Ю.Прокуров // Современные проекты, технологии и материалы для строительного, дорожного комплексов и жилищно-коммунального хозяйства. Материалы II-III международных научно-практических конференций. Брянск – 17-18 апреля 2003г., 15-16 апреля 2004г. Брянск, БГИТА, 2005, с. 334-348.

15 Сенющенко, М.А., Расчет несущих конструкций цеха ТО–2 локомотивного депо Брянск-2. / М.А.Сенющенко, А.А.Амелин, Т.И.Отлева, М.Ю.Прокуров, Д.С.Кучеров // Современные проекты, технологии и материалы

для строительного, дорожного комплексов и жилищно-коммунального хозяйства. Материалы II-III международных научно-практических конференций. Брянск – 17-18 апреля 2003г., 15-16 апреля 2004г. Брянск, БГИТА, 2005, с. 324-333.

3.18 ВЛИЯНИЕ ПРИРОДНОГО РЕЛЬЕФА НА ФОРМИРОВАНИЕ КОМПОЗИЦИИ ГОРОДА

EFFECT OF NATURAL RELIEF FOR THE FORMATION OF COMPOSITIONS OF THE CITY

Сенющенкова И.М. (МГСУ, г.Москва, РФ)

В работе рассмотрены вопросы влияния природного рельефа на формирование композиции города. Определена методика композиционного анализа природных территорий на сложном рельефе, а так же графическая запись формы природного ландшафта.

In this paper we review the questions about the effects of natural topography on the formation of composition of the city. Determine how compositional analysis of natural areas on the difficult topography, as well as graphical form recording the natural landscape.

При градостроительном планировании населенных мест, особенно на сложном рельефе (наличие оврагов, природных и искусственных водоемов, водотоков, холмистого рельефа) возникает проблема зонирования территорий, а также «адаптация» предлагаемых проектов в натуральных условиях. Для решения данного вопроса на практике предлагается использовать модель «каркас - ткань» для описания природного рельефа, при этом реализуется единый аппарат методических средств решения всего комплекса градостроительных задач, связанных с прогнозированием.

Модель «каркас - ткань» может дать такое расчленение природной пространственной структуры, которое позволит представить ее не только в статике, но и в динамике взаимодействия с городской пространственной структурой.

Таким образом, модель не только обобщает и фиксирует морфологическое строение ландшафта, но и интерпретирует все процессы, связанные с функционированием и развитием композиционных связей «окружающая среда – город». Каркас, по Гутнову, - ведущая структурообразующая часть системы, которая охватывает область наиболее массовых процессов жизнедеятельности населения, связанных с высокой интенсивностью освоения пространства. Ткань – это зона не требующая высокой пространственной концентрации, она структурно подчинена каркасу. Целостность, как основное свойство системного подхода в градостроительном анализе обуславливает разработки комплексного и композиционного анализа на основе единого основного критерия – макси-

мальной композиционной и функциональной значимости структурно – пространственного элемента городского рельефа и его устойчивости во времени.

Данный подход пространственной структуры природного ландшафта существенно дополняет, но не подменяет традиционное зонирование по функциональному признаку и эстетическим качествам природной среды, что необходимо для рекреационного использования и резервирования территорий. Также это позволяет провести мониторинг композиционного освоения территорий с течением времени, тем самым реализует управленческий аспект в градостроительной композиции.

В связи с этим, каждую территорию можно рассмотреть как целостную совокупность двух компонентов – каркаса и ткани. При этом термином «каркас» определяется область локализации максимальных значений композиционного потенциала природной системы. В классическом понимании зона каркаса определяется на основе выделения наивысших значений структурно – функционального потенциала городской системы. Интерпретация этой модели для описания природного ландшафта делает существенным определение понятия «интенсивность формообразующих процессов» природной системы – как аналог «интенсивности освоения пространства» для городских систем и «визуальной коммуникативной доступности» элемента природного рельефа – как аналог «коммуникативной доступности» для городской системы.

В результате, композиционный потенциал элемента природной системы будет образовываться двумя типами характеристик, отраженных в формуле 1.

$$K_p = f(I, D) \quad (1)$$

где K_p – композиционный потенциал элемента природной системы; I – показатель интенсивности формообразующих процессов природного рельефа, определяемый по плотности пространственных характеристик; D – показатель доступности визуально – коммуникативного элемента природной системы, определяемый на основе структурных характеристик сетки природного рельефа.

Для определения этих параметров необходимо пройти ряд этапов.

Определение I . Для выявления зон максимальной активности формообразующих сил природного рельефа на ситуационной карте изучаемой природной территории выделяются зоны максимальных значений по каждой из пространственно – геометрических характеристик (расчлененность, кривизна, уклон склона, распределение высотности). Итоговая схема определяется на основе выделения зоны, полученной наложением максимальных значений всех показателей.

Для определения показателя визуально – коммуникативной доступности элемента природного рельефа D рассматривается структура формы рельефа, совпадающая со структурой визуальных связей.

При оценке содержательности композиции плана города важна не конфигурация узла, а его структурная характеристика, способная дать представление о его месте в иерархической системе первичных элементов структуры. Показа-

тель оценки элементов структуры плана города позволяет определить взаимосвязь узла с другими элементами структуры. Эта взаимосвязь характеризуется рядом характеристик: ассоциативность узлов, лежащих на общих для них коммуникациях; контактность – количество ближайших узлов по коммуникациям; валентность – количество связей с ближайшими узлами; полярность – количество образующих узел коммуникаций; связность – количество иерархических структур, связанных через этот узел. Таким образом, D можно найти по формуле 2.

$$D = A + K + V + P + S \quad (2)$$

Однако, предложенные характеристики фиксируют только качественные показатели прямой активности формообразующих сил рельефа местности и доступности узла его пространственной структуры. Они должны быть дополнены характеристиками уникальности элемента ландшафта. Признаки уникальности природного рельефа могут быть выявлены при анализе включений локальных объектов в природную ситуацию, либо уникальные природные объекты. В качестве таких объектов могут быть: памятники природы, исторические ландшафты, крепости, замки, мемориальные объекты, места массовых захоронений после войн и т.п. Признаками уникальности элементов природной системы могут служить – контрастность по форме к окружению и обособленность положения в пространстве, а также повторяемость структурного узла по конфигурации.

Показатель пространственной уникальности элементов природного рельефа может быть выражен в геометрических характеристиках – соотношение геометрических параметров элемента к соответствующим параметрам форм ближайшего окружения и степенью связанности с другими элементами.

Для выявления зоны каркаса и ткани природного рельефа необходимо формализовать природную ситуацию в виде графического изображения, фиксирующего особенности ее морфологии. Запись природного ландшафта в виде подосновы представлена обычно в виде определенного картографического изображения, которое является отправной точкой для проектировщика. С этой точки зрения принятая система фиксации ландшафтной подосновы имеет значительные недостатки. Принципиальный ее недостаток – несопоставимость языка описания ландшафта с языком описания планировочной структуры города. Картографирование рельефа, путем построения горизонталей, акцентировано на выявление пластических, а не структурных характеристик рельефа.

В исследованиях структурного направления [1, 4] предложена графическая запись пластики ландшафта, сопоставимая по рисунку с планом города, в отличие от традиционной записи рельефа горизонталями. Линии водоразделов, тальвегов, бровок, контуров естественных и искусственных преград, составляют опорные точки, которые обеспечивают необходимое описание ландшафтной ситуации с принятым описанием планировочного объекта. В качестве трудностей структурного типа картографирования выделяется то, что формализация структуры формы рельефа производится на основе принятой системы карто-

графирования, в результате чего, однозначно могут быть зафиксированы лишь оси тальвегов и контуры препятствий, менее определенно - водоразделы, еще менее точно – бровки и переломы рельефа. Сложность графической записи пространственной структуры природного ландшафта состоит не только в подробном анализе, но и в тщательной фиксации производных структурных признаков ландшафта. Данному описанию не хватает важных элементов, без которых система линий не складывается в целостную иерархическую пространственную структуру рельефа, сопоставимую с иерархической формой пространственной структуры города. Необходимы объективные морфологические признаки проведения таких манипуляций со структурой формы рельефа, как основного композиционного мотива естественной структуры, в рамках структурного подхода это происходит на интуитивной основе.

Особенностью структурной записи является то, что она дает непрерывную «сетку» формы рельефа, не расчлененную на составляющие ее формы и элементы, и не ранжированную на масштабные уровни. Однако, природная пространственная композиция обладает не только свойством непрерывности, но и дискретности.

При градостроительном планировании производится мониторинг и анализ показателей по различным факторам, геологическим, экономическим, строительным, экологическим. Обобщение избыточной информации, отбор необходимой, ведется на субъективной основе личного мнения, поэтому зачастую на последний план отходят геологические и экологические показатели. Соответственно выделение основного композиционного мотива, модели описания природного рельефа ведутся путем отбора главной и второстепенной информации за счет субъективной оценки. Тем не менее, работа с большими территориями – формализация, генерация и выделение фрагмента пространственной структуры природного ландшафта, требует введения объективных критериев. В противном случае «композиционная игра» без увязывания с сеткой рельефа не даст эффект гармоничной связи с природным ландшафтом. В связи с чем, градостроителю, как правило, чужд взгляд на город, как на ландшафт, формирование которого происходит по объективным законам. Живая действительность подменяется иллюзорной реальностью чертежа.

Схемы морфологического строения природного ландшафта и морфологическое содержание процессов городского развития позволяют выделить объективные критерии (элементы пространственной структуры природного ландшафта по степени их влияния на устойчивое развитие города, а так же учесть максимальную композиционную значимость). При этом возможно выделение главной композиционной темы, или композиционного каркаса природного ландшафта. Систему элементов, образующую композиционную тему природного ландшафта можно получить на основе наложения сеток, составленных по масштабным уровням пространственной структуры. При этом наложении проявляются элементы, принадлежащие одновременно всем масштабным уровням и объединяющие в композиционное целое все ее элементы.

Структурная запись можно разделить на ряд последовательных операций:

1. Выделение разномасштабных морфотипов по картографическому изображению территории.

2. Разделение форм по иерархическим уровням.

3. Наложение всех масштабных сеток и получение непрерывной структуры с условной графической дифференциацией.

Однако, только структурные показатели природной территории не могут определять композиционный потенциал. Необходима «поправка» на пространственные характеристики элемента природного ландшафта. Такая поправка в методике структурного направления отсутствует. Для определения двух типов характеристик – структурных и пространственных могут применяться два типа графической записи: сетка рельефа и зонирование, фиксирующее пофакторно неоднородность распределения пространственных характеристик по территории.

Алгоритм выявления каркаса и ткани природной композиции предполагает подключение дополнительных форм графической фиксации распределения структурных и пространственных характеристик по природной территории включает:

1. Зонирование по максимальным значениям пространственных характеристик.

2. Планограммы с точечной фиксацией размещения элементов рельефа с максимальным значением выбранных характеристик.

3. Пластическое изображение с указанием динамики выбранных показателей.

Заключение

Элементы природной системы, входящие в состав зоны каркаса – определяют главную композиционную тему и формируют ее образ. Территория, не вошедшая в состав каркаса, относится к зоне ткани природной системы. Граница между зоной каркаса и ткани является размытой. Использование метода «каркас - ткань» природной системы позволяет определить особенности композиционного построения каждой ландшафтной ситуации. Кроме того, дает возможность установить зависимость между зонами каркаса природной и городской систем, проследить динамику развития их композиционных связей.

Литература

1 Апуф, М.М. Композиция городской жилой среды. – Киев: Будивельник, 1984 – 95с.

2 Косицкий, Я.В. Композиционные основы планировочной структуры города. – М.:МАРХИ, - 1985- 124с.

3 Курбатов, Ю.И. Связи архитектурных форм со средой. – Л.:ЛИСИ, 1986 – 72с.

4 Мамаков, Н.В. Город: опыт композиционного анализа. – Казань: Изд-во Казанского университета, 1990 – 188с.

3.19

СОВРЕМЕННЫЕ ВОПРОСЫ ГРАДОСТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛАНИРОВКИ ОВРАЖНО – БАЛОЧНЫХ ТЕРРИТОРИЙ

CONTEMPORARY ISSUES URBAN PLANNING TERRITORIES OF THE RAVINE

Сенющенкова И.М. (МГСУ, г.Москва, РФ)

В работе проанализированные основные экологические проблемы, связанные с градостроительной планировкой овражно – балочных территорий. Разработан алгоритм инженерно – экологических изысканий для этих территорий.

In this paper we review the major environmental problems related to urban planning territories of the ravine. An algorithm for engineering - environmental research for these areas.

Для многих исторических городов РФ, имеющих многовековую историю, на сегодняшний день является весьма важной проблемой разработка целостной концепции градостроительного развития. Вопрос осложняется многими факторами.

Функциональная специфика многих городов неоднократно изменялась с течением времени. Так, например, Нижний Новгород из оборонительного превратился в торговый, а затем и в промышленный город. Таким образом, городские поселения, как живой организм, проходят стадии своего развития с выполнением определенных функций.

Особо остро в исторических городах проявляется необходимость сохранения культурного и природного наследия. Овраги и балки из-за ограниченности возможностей их использования несут на себе отпечатки былых эпох. На бровках стоят старинные оборонительные укрепления, храмовые комплексы (например г. Нижний Новгород). Во многих городах градостроительное освоение ограничено статусом этих территорий – заказник, памятник природы (например гг. Самара, Брянск и др.).

Планировка и застройка исторических городов на овражно-балочном рельефе в послевоенные годы и до настоящего времени эстетически исказила облик многих городов. Исторические высотные доминанты были заменены монументальными высотными строениями. Панорамное восприятие, столь характерное для рассматриваемых городов, было «перекрыто» безликими типовыми объектами. При этом застройка негативно проявила такие важные свойства как пластика, ритм и сомасштабность.

Во многих городах отсутствует «банк данных» территорий, пригодных для градостроительного освоения и привлекательных для инвесторов. Существующая на сегодняшний день практика, когда на торги выставляется участок городской территории под застройку для одного жилого дома, или, в лучшем

случае, жилого комплекса, приводит к функциональному, эстетическому и экологическому «коллапсу».



Рисунок 1 – Нижегородский Кремль (фрагмент)

Экспертная практика показывает, что даже при намечаемом строительстве на потенциально опасных с экологической и геологической точек зрения территориях (например, территория бывшего металлургического предприятия, автопаркового хозяйства и территории, занимаемой долгое время несанкционированной свалкой) в материалах ОВОС и ООС, поступающих на государственную экологическую экспертизу отсутствуют четкие и конкретные данные о существующем уровне загрязнения природных сред. При этом проявляется противоречие – нежелание заказчика нести дополнительные расходы и проводить доработку предоставленных материалов с одной стороны, и требование экспертной комиссии в предоставлении данных материалов.

Полное игнорирование общественного мнения по поводу выделения участков под застройку. Журналы опроса общественного мнения носят весьма условный и формальный характер.

Для многих малых городских поселений отсутствует топографическая основа, столь необходимая для градостроительного планирования. Для крупных городов отсутствуют территориальные резервы для развития из-за необдуманного и бессистемного выделения пригородных территорий под коттеджные и дачные поселки, и промышленные предприятия.

В связи с чем, и была предложена следующий алгоритм инженерно – экологических изысканий для градостроительной планировки овражно-балочных территорий, представленный на рисунках 2, 3.



Рисунок 2 – Схема этапов градостроительной планировки овражно – балочных территорий

**Секция 3. Актуальные проблемы строительного комплекса:
архитектура, строительные конструкции, строительная механика**

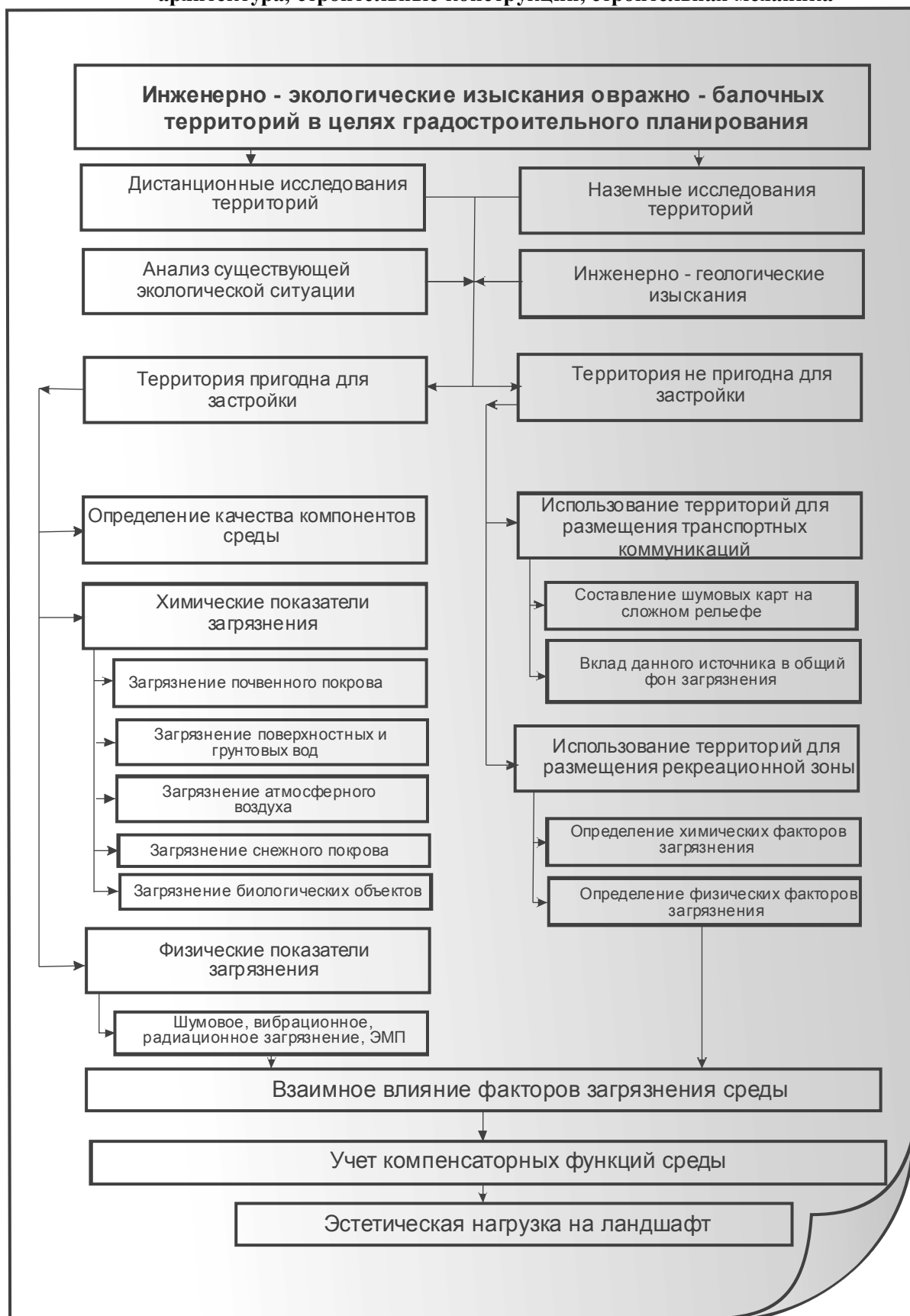


Рисунок 3 – Схема инженерно – экологических изысканий овражно – балочных территорий

Заключение

1. Городские овраги и балки становятся вновь привлекательными для застройщика.
2. Существующий подход к освоению данных территорий имеет множество недостатков, во многом связанных с отсутствием градостроительного планирования.
3. Разработанный алгоритм дополняет состав работ инженерно – экологических изысканий для овражно-балочных территорий, изложенных в СП 11-102-97.

Литература

- 1 Алексеенко, В.А. Геохимия ландшафта и окружающая среда. М.: Недра, 1990. 141с.
- 2 Влияние атмосферного загрязнения на свойства почв / Под ред. Л.А.Гришиной. М.: Изд-во МГУ, 1990.-205с.
- 3 Дмитриев, М.Т., Казнина, Н.И., Пинигина, И.А. Санитарно-химический анализ загрязняющих веществ в окружающей среде. М.: Химия, 1989.-368с.
- 4 Потапов, А.Д. Экология 2-е изд.- М. Высшая школа, 2004.-326с.
СП 11-102-97. Инженерно – экологические изыскания для строительства.

3.20

**РЕГУЛИРОВАНИЕ РАСПОЛОЖЕНИЯ НЕПОДВИЖНОЙ НАГРУЗКИ
ДЛЯ СТАЛЬНЫХ ПЛОСКИХ РАМ С УЧЕТОМ АНАЛИЗА РАБОТЫ
КОНСТРУКЦИЙ ПО МЕТОДУ ПРЕДЕЛЬНОГО РАВНОВЕСИЯ**

Серпик И.Н. (БГИТА, г. Брянск, РФ)

Лелетко А.А. (ООО «Столичный строитель», г. Брянск, РФ)

Разрабатывается методика нахождения оптимального расположения сосредоточенных постоянных сил в плоских стержневых конструкциях с учетом возможности возникновения в них пластических шарниров на основе эволюционного моделирования. Приводятся результаты применения предлагаемых алгоритмов для двухпролетной плоской рамы.

Допустим, некоторая статически неопределимая плоская рама, в которой преобладают изгибные деформации, подвержена воздействию системы сосредоточенных сил. Ставится задача нахождения такого положения для некоторых сил, при котором разрушающая нагрузка будет максимальной.

Применим статическую теорему А.А. Гвоздева для метода предельного равновесия [1]. Согласно этой теореме, нагрузка, соответствующая любому статически возможному состоянию, не превышает предельной. Под оптимальным будем понимать такое расположение сил, при котором коэффициент запаса n , определяемый равенством

$$\{P_{пред}\} = n\{P\},$$

**Секция 3. Актуальные проблемы строительного комплекса:
архитектура, строительные конструкции, строительная механика**

является максимальным, где $\{P_{пред}\}$, $\{P\}$ – числовые векторы предельной и действующей систем сил.

Рассматривается модель идеального упруго-пластического материала Прандтля с условием возможности образования пластических шарниров с предельным моментом [2]

$$M_{np} = \lambda W \sigma_T,$$

где λ – коэффициент, зависящий от формы сечения; W – упругий момент сопротивления; σ_T – предел текучести материала.

Для проведения анализа выполняется дискретизация объекта по методу конечных элементов в рамках метода перемещений. Так как в конструкции преобладают изгибные деформации, продольными усилиями в стержнях можно пренебречь.

Ставится экстремальная задача

$$\alpha_{\min} = \min \alpha(l_i); \tag{1}$$

$$l_{ia} \leq l_i \leq l_{ib}; \tag{2}$$

$$|M| \leq M_{np}, \tag{3}$$

где $\alpha = 1/n$; l_i ($i = 1, \dots, I$) – размеры, определяющие положения сил; I – число таких размеров; l_{ia} , l_{ib} – граничные значения размера l_i ; M – изгибающий момент в стержне.

Преобразуем целевую функцию (1) с учетом анализа предельного состояния на основе статической теоремы. Допустим, можно рассмотреть конечное множество равновесных состояний рамы с пластическими шарнирами. Выбираем m сечений, соответствующих концевым точкам стержней и точкам приложения сил (рисунок 1), считая, что в таких сечениях возможно появление пластических шарниров.

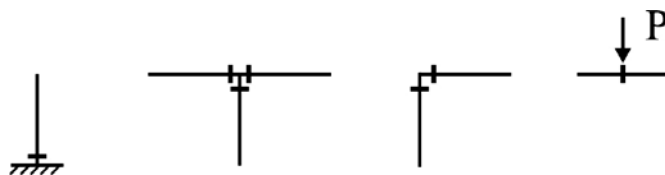


Рисунок 1 – Сечения, в которых возможно образование пластических шарниров

Для каждого из этих сечений учитывается три возможных состояния (рисунок 2). Считаем, что любой из размеров l_i рассматривается на дискретном множестве L_i допустимых значений:

$$L_i = \{l_{ia}; l_{ia} + d_i; l_{ia} + 2d_i; \dots; l_{ia} + kd_i; \dots; l_{ib} - d_i; l_{ib}\},$$

где d_i – некоторый задаваемый шаг.

**Секция 3. Актуальные проблемы строительного комплекса:
архитектура, строительные конструкции, строительная механика**

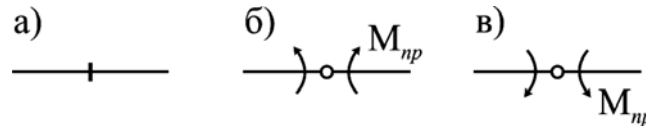


Рисунок 2 – Варианты состояния предполагаемого опасного сечения:
а – жесткая связь; б, в – пластические шарниры с действующими в них предельными моментами

Величина α может принимать любые значения на некотором множестве

$$\Omega = \{ \alpha_a; \alpha_a + c; \alpha_a + 2c; \dots; \alpha_a + kc; \dots; \alpha_b - c; \alpha_b \},$$

где α_a, α_b – границы изменения α ; c – шаг варьирования параметра α .

В результате будем иметь задачу дискретного программирования, в которой наряду с зависимостями (1)-(3) записываются следующие условия: $l_i \in L_i$; $\alpha \in \Omega$; несущая система может принимать любое из статически допустимых состояний, определяемых действующими внешними нагрузками и возможными вариантами сочленения стержней по предполагаемым опасным сечениям.

То есть мы имеем дело с задачей переборного типа. В работах [3, 4] показано, что такого рода задачи можно достаточно эффективно решать с помощью эволюционного моделирования (генетических алгоритмов).

Используем схему организации генетического алгоритма, рассмотренную в работе [3]. Эта процедура предусматривает введение естественной и искусственной селекции, одноточечного кроссинговера, а также базы данных рациональных объектов. Была составлена программа, реализующая генетический алгоритм для решения поставленной в настоящей работе задачи.

Проиллюстрируем характер получаемых с помощью этой программы результатов на примере регулирования положения нагрузки для плоской рамы, показанной на рисунке 3. В качестве материала использовалась конструкционная сталь с пределом текучести $\sigma_T = 250 \text{ МПа}$.

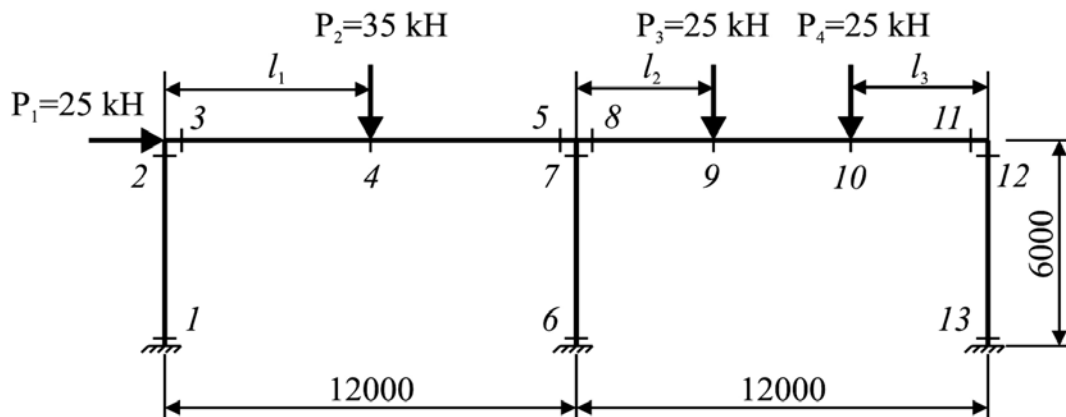


Рисунок 3 – Расчетная схема плоской рамы с нумерацией предполагаемых опасных сечений

**Секция 3. Актуальные проблемы строительного комплекса:
архитектура, строительные конструкции, строительная механика**

Принималось, что стойки рамы изготовлены из двутавра №24 по ГОСТ 8239-89, а ригели – из двутавра №30. При вычислении M_{np} коэффициент λ , согласно работе [2], задавался равным 1,15. В ходе оптимизации перемещались сечения 4, 9 и 10 с соответствующими им силами. Коэффициент α при первоначальной оптимизации выбирался из множества значений

$$\Omega = \{0,30; 0,31; 0,32; \dots 0,59; 0,60\},$$

Таблица 1 – Рассматриваемые значения для параметров l_i при первоначальном расчете

l_1 , мм	l_2 , мм	l_3 , мм
3000	0	0
3500	500	500
4000	1000	1000
4500	1500	1500
5000	2000	2000
5500	2500	2500
6000	3000	3000
6500	3500	3500
7000	4000	4000
7500	4500	4500
8000	5000	5000
8500	5500	5500
9000	6000	6000

Таблица 2 – Допускаемые значения параметров l_i при уточненном расчете

l_1 , мм	l_2 , мм	l_3 , мм
8400	1400	2900
8500	1500	3000
8600	1600	3100
8700	1700	3200
8800	1800	3300
8900	1900	3400
9000	2000	3500
–	2100	3600
–	2200	3700
–	2300	3800
–	2400	3900
–	2500	4000

а размеры l_1, l_2, l_3 – в соответствии с таблицей 1.

В результате первоначального расчета были получены следующие параметры: $l_1 = 9000 \text{ мм}$, $l_2 = 2000 \text{ мм}$, $l_3 = 3500 \text{ мм}$, а пластические шарниры, связанные с максимальной нагрузкой, получились в сечениях 1, 4, 6, 10 и 13. Коэффициент α_{\min} при этом равен 0,37. То есть несущая способность рамы для таких величин l_i обеспечивается при увеличении вектора $\{P\}$ не менее, чем в 2,7 раза.

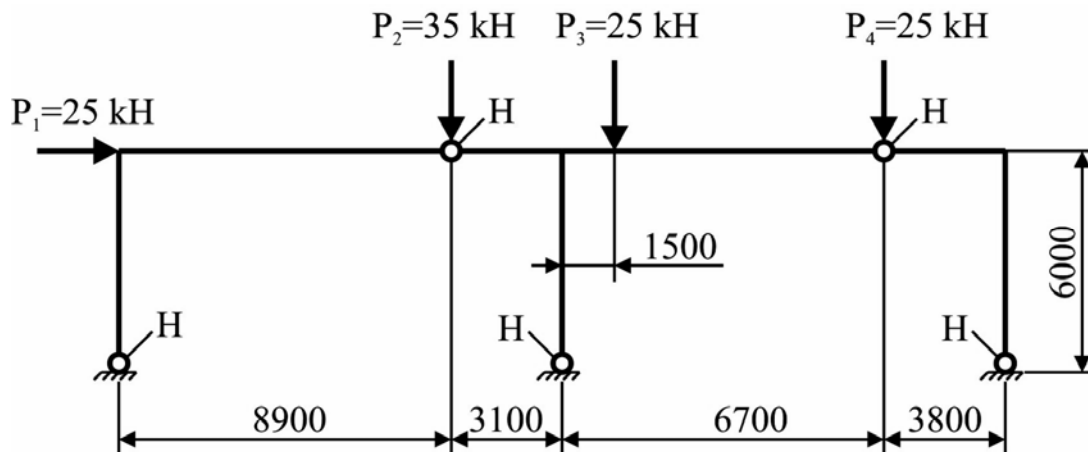
Для достижения более точного результата выполнялся второй (уточненный) расчет, в ходе которого сужались области поиска в зонах найденных при начальной оптимизации значений:

$$\Omega = \{0,350; 0,351; 0,352; \dots 0,359; 0,400\},$$

а принимавшиеся допустимые величины для l_i приведены в таблице 2.

При этом было получено оптимальное расположение сосредоточенных сил в системе, показанное на рисунке 4 ($l_1 = 8900 \text{ мм}$, $l_2 = 1500 \text{ мм}$, $l_3 = 3800 \text{ мм}$). Пластические шарниры, соответствующие максимальной нагрузке, образуются в сечениях с теми же номерами, что и в первоначальном расчете. Коэффициент α_{\min} в этом случае равен 0,358, а $n = 2,80$. Дальнейшее сужение областей поиска не приводит к сколько-нибудь существенному изменению коэффициента запаса.

Отметим, что для получения решения в рассматриваемом примере при уточненном расчете потребовалось выполнить менее 310-ти тысяч расчетов конечноэлементных моделей, а для нахождения оптимального решения полным перебором вариантов необходимо было бы провести более 6,2 млрд. расчетов.



H – пластические шарниры, полученные для максимальной нагрузки

Рисунок 4 – Оптимальное расположение сил P_2 , P_3 , P_4

Заключение

Эволюционное моделирование позволяет эффективно решать задачи дискретного программирования для плоских рам при расчетах их несущей способности по методу предельного равновесия.

Литература

- 1 Малинин, Н.Н. Прикладная теория пластичности и ползучести / Учебник для студентов вузов [Текст] / Н.Н.Малинин. – М.: Машиностроение, 1975. – 400 с.
- 2 Раевский, А.Н. Расчет стержневых конструкций в предельном состоянии по прочности и устойчивости [Текст] / А.Н.Раевский. – Пенза: ПГУАС, 2004. – 111 с.
- 3 Серпик, И.Н. Структурно-параметрическая оптимизация стержневых металлических конструкций на основе эволюционного моделирования [Текст] / И.Н.Серпик, А.В.Алексейцев, Ф.Н.Левкович, А.И.Тютюнников // Известия ВУЗов. Строительство. – №8, 2005. – С. 16-24.
- 4 Серпик, И.Н. Генетическая процедура синтеза несущих конструкций вагонов [Текст] / И.Н.Серпик, В.В.Мирошников, М.И.Серпик, А.И.Тютюнников // Качество машин: Сб. тр. 4-й Междунар. науч.-техн. конф. – Брянск, 2001. – Т. 1.– С. 75-77.

3.21 ВЛИЯНИЕ РАЗЛИЧНЫХ ФАКТОРОВ НА ПРОЧНОСТЬ ДРЕВЕСИНЫ

Сморчков А.А., Орлов Д.А. (КурскГТУ, г. Курск, РФ)

В представленной статье рассматриваются факторы, влияющие на длительную прочность древесины, а так же предлагается методика определения коэффициентов влияния различных факторов на длительную прочность древесины.

Дерево – один из самых древних и традиционных строительных материалов, сочетающий одновременно достаточную прочность, разнообразную фактуру, эстетичность, отличную теплоизоляцию и экологическую чистоту.

Деревянный дом подходит для любых климатических условий, поэтому конструкции деревянных построек могут возводиться на территории всей России.

Конструкции из древесины легкие, устойчивые, могут выдержать неограниченное число циклов замораживание - оттаивание, а потому срок их службы может превышать 100 лет.

Несущая способность конструкций из древесины определяется геометрическими параметрами ее сечения и сопротивлением материала для соответствующего вида работы элемента (изгиб, растяжение, сжатие и т.д.). При длительной эксплуатации возможно снижение прочностных характеристик древесины в результате накопления повреждений от силовых и средовых факторов, т.к. древесина относится к реономным материалам.

Методологической основой по оценке сопротивления древесины при длительном нагружении может служить кинетическая концепция прочности С. Н. Журкова, основное уравнение долговечности которой выглядит следующим образом [1]:

$$t_{\delta} = \tau_m \exp\left(\frac{U_0 - \gamma_{sd}\sigma}{RT}\right). \quad (1)$$

где τ_m - время одиночного акта разрушения или образования связи на микроуровне ($\tau_m \approx 10^{-13}$ с), U_0 – начальная энергия активации процесса разрушения, совпадающая с величиной энергии распада межатомных γ_{sd} связей, - экспериментальный коэффициент, характеризующий прочностные свойства и зависящий от структурных изменений, имеет размерность объема, σ – напряжение, R – универсальная газовая постоянная, T – абсолютная температура.

Темп накопления повреждений (при малой вариации температуры и влажности), в зависимости от характера работы элемента, определяет коэффициент γ_{sd} . В общем случае коэффициент γ_{sd} отражает темп накопления повреждений как от силовых, так и средовых (температура, влага) факторов. Из урав-

**Секция 3. Актуальные проблемы строительного комплекса:
архитектура, строительные конструкции, строительная механика**

нения (1) следует, что прочность материала конструкций в момент времени t_i можно определить по формуле:

$$\tau_i = \left(\lg \tau_m - \lg t_i + \frac{U_0}{2,3RT} \right) \cdot \frac{2,3RT}{\gamma_{sd}}. \quad (2)$$

Как показывают исследования, проведенные в КурскГТУ, величины τ_m, γ_{sd}, U_0 зависят от характера нагрузки.

Поэтому предметом исследования в данной работе является изучение синергетики силовых и средовых факторов на кинетические характеристики (τ_m, γ_{sd}, U_0) древесины в процессе длительной эксплуатации.

В направлении данного исследования были проведены предварительные испытания образцов из длительно эксплуатируемых деревянных конструкций.

Для исследования остаточной прочности древесины были отобраны образцы из бруса со сроком службы около 100 лет. Из этого элемента были выпилены стандартные образцы на сжатие в соответствии с рисунком 1.

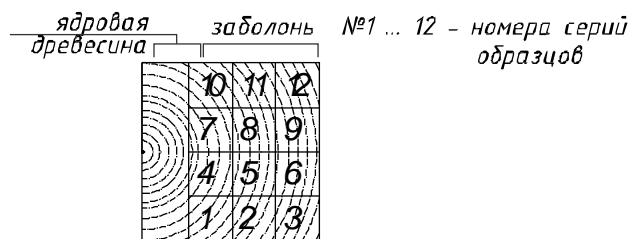


Рисунок 1 - Схема вырезки образцов из бруса для испытаний на сжатие

Часть образцов попала в заболонную зону бруса (№ 2,3,6,8,9,11,12), часть в ядровую зону бруса (№ 1,4,7), а часть на границе двух зон (№ 5,10).

Серия состояла из пяти образцов. Результаты испытаний представлены в таблице 1.

Таблица 1 - Результаты испытаний образцов на сжатие вдоль волокон

№ серии	Статистический показатель					Примечание
	n, шт.	R, МПа	S _R , МПа	$\gamma_R, \%$	P, %	
С-1	5	21,85	0,94	4,30	1,92	Ядровая древесина
С-4	5	19,25	0,66	3,44	1,54	
С-7	5	21,00	1,60	7,60	3,40	
С-5	5	28,20	0,93	3,30	1,50	Древесина на границе двух зон
С-10	5	27,00	0,86	3,17	1,41	
С-6	5	35,05	0,45	1,30	0,58	Заболонь
С-11	5	33,75	0,95	2,80	1,25	
С-12	5	35,50	1,67	4,70	2,10	

**Секция 3. Актуальные проблемы строительного комплекса:
архитектура, строительные конструкции, строительная механика**

Кратковременная прочность на сжатие ядровой древесины по средним значениям составляет величину – 20,7 МПа, а заболонной - 34,77 МПа. Прочность древесины на границе двух зон составляет величину в 27,6 МПа.

По результатам проведенных исследований можно отметить, что прочность заболонной древесины после длительной эксплуатации сопоставима с прочностью древесины на сжатие без эксплуатации, в то время как прочность ядровой древесины заметно снижена.

Это может свидетельствовать о влиянии средовых факторов на остаточную прочность древесины после длительной эксплуатации, так как именно в ядровой части деревянного бруса стены здания располагается «точка росы», в которой с наибольшей интенсивностью происходит попеременное замерзание и оттаивание влаги во время эксплуатации. Силовые же факторы существенного влияния в данной ситуации не оказывали, так как распределенная нагрузка от веса кровли на стену одноэтажного дома незначительна.

В процессе дальнейшего исследования данной научной проблемы предполагается путем испытания нескольких серий образцов, которые отличаются периодом и условиями эксплуатации, оценить их остаточную прочность на сжатие и изгиб. После чего, проанализировав полученные данные, сравнить с нормативными характеристиками древесины и вычислить коэффициенты влияния различных факторов на длительную прочность древесины.

Заключение

Полученные результаты исследования найдут свое применение в обследовании и испытании длительно эксплуатируемых деревянных конструкций с целью оценки их конструктивной безопасности, а также при проектировании деревянных конструкций для заданных условий эксплуатации с целью более точного прогнозирования длительной прочности конструкций из древесины.

Литература

1 Петров, В.А. Физические основы прогнозирования долговечности конструкционных материалов [Текст] / В.А.Петров, А.Я.Башкарев, В.И.Веттегрень. – СПб: Политехника, 1993. – 475с.

3.22 К ВОПРОСУ КОНСТРУКТИВНОЙ БЕЗОПАСНОСТИ КЛЕЕФАНЕРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Сморчков А.А., Потапова И.В., Жиров Ю.В. (КурскГТУ, г. Курск, РФ)

В работе производится оценка прочностных и деформационных характеристик клеефанерных конструкций в зависимости от направления волокон лицевого шпона относительно продольной оси конструкции. В статье изложены результаты экспериментальных исследований образцов фанеры с различным расположением волокон относительно оси нагружения. Установлено, что существующие методы расчета и конструирования таких элементов не в полной мере учитывают анизотропию фанеры и рациональную ориентацию ее волокон.

**Секция 3. Актуальные проблемы строительного комплекса:
архитектура, строительные конструкции, строительная механика**

В современной практике строительства широко используются различные типы клеефанерных конструкций: клеефанерные балки и плиты коробчатого сечения. Как ортотропный материал, фанера имеет три направления осей анизотропии: направление в плоскости листа вдоль и поперек волокон наружных шпонов (рубашек) фанеры и направление по толщине листа.

Действующий нормативный документ [1], содержащий рекомендации по методике расчета и конструированию клееных элементов, недостаточно точно учитывает анизотропные свойства древесины и фанеры, в нем отсутствуют указания по расположению волокон наружных слоев элементов относительно их продольной оси. В подавляющем большинстве при изготовлении клеефанерных балок и плит фанерные стенки и обшивки располагают с продольным направлением волокон лицевого шпона по длине конструкции. В большинстве случаев это обусловлено рациональным расположением листа фанеры, для достижения большей экономии материала.

Научное исследование заключается в использовании фанерных обшивок и стенок с наиболее рациональным наклоном волокон наружного шпона относительно действующего усилия, чтобы эти элементы максимально отвечали прочностным и деформационным свойствам конструкции при ее эксплуатации.

При этом интересом изучения фанеры является замена обычной перекрестной структуры слоев шпона на такую взаимную ориентацию слоев, чтобы элемент максимально отвечал его характеру напряженно-деформированного состоянию при эксплуатации.

Экспериментальными исследованиями влияния направления волокон фанерной стенки на прочность составных балок занимались Новожилов А.Ф., Левкович Т.И. [4]. Ими были исследованы балки с тонкими фанерными стенками с направлениями волокон в наружных слоях от 0° до 90° относительно продольной оси балки (рисунок 1).

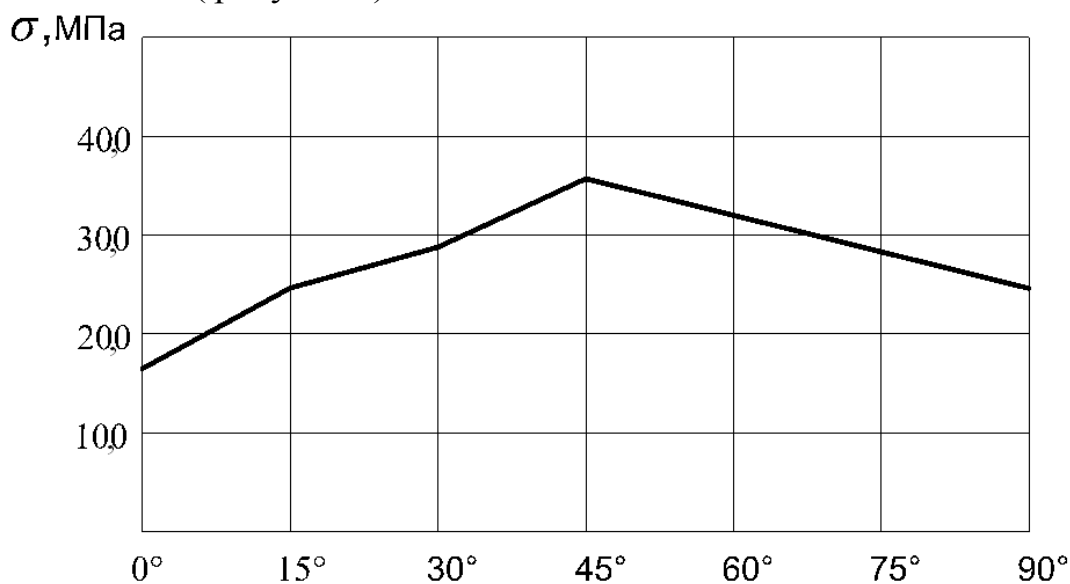


Рисунок 1 – График зависимости величин нормальных напряжений от направления волокон наружных слоев фанерной стенки

Анализируя экспериментальные данные, полученные авторами [4], можно сделать вывод, что клеефанерные балки обладают большей несущей способ-

**Секция 3. Актуальные проблемы строительного комплекса:
архитектура, строительные конструкции, строительная механика**

ностью при применении фанерных стенок с направлением волокон наружного слоя под углом 45° к продольной оси конструкции.

Рассматривая зависимости (рисунок 2) прочностных и упругих свойств березовой фанеры от ориентации волокон древесины по отношению к направлению нагрузки, полученные Е.К. Ашкенази [3], а так же работы В.А. Грачева и Ю.С. Найштут по рациональному использованию анизотропии при проектировании клефанерных балок с плоской стенкой, можно заметить, что прочность фанеры на растяжение и сжатие при угле наклона волокон, равном 45° , является наименьшей, в то время как сопротивление сдвигу достигает максимума.

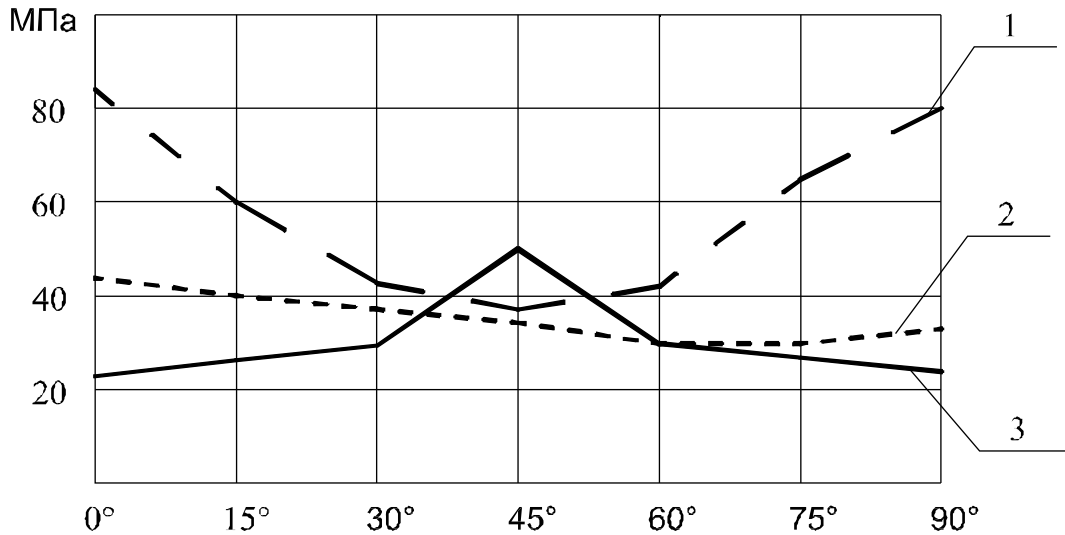


Рисунок 2 – График зависимости прочности фанеры от направления волокон: 1 – при растяжении; 2 – при сжатии; 3 – при сдвиге

Очевидно, что учет этих свойств фанеры может позволить повысить конструктивную безопасность и надежность клефанерных конструкций.

Оценка прочности клефанерных конструкций должна обязательно включать проверку по главным растягивающим напряжениям. Для этого необходимо знать направление главных напряжений, которое определяется по известной формуле:

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_y - \sigma_x}, \quad (1)$$

где $\tau_{xy}, \sigma_y, \sigma_x$ - касательные и нормальные растягивающие напряжения.

Угол направления главных напряжений определяется из формулы (1) следующим образом:

$$\alpha = 0,5 \operatorname{arctg} \left(\frac{2\tau_{xy}}{\sigma_0 - \sigma_{90}} \right), \quad (2)$$

где σ_{90}, σ_0 - нормальные напряжения, направленные соответственно поперек и вдоль направления волокон лицевого слоя.

Для определения прочности и деформативности клефанерной плиты коробчатого сечения в зависимости от расположения волокон лицевого слоя об-

**Секция 3. Актуальные проблемы строительного комплекса:
архитектура, строительные конструкции, строительная механика**

шивки необходимо произвести испытания образцов фанеры на растяжение. В зависимости от прочности и характера разрушения образцов с различными направлениями волокон лицевого слоя фанеры можно судить о целесообразности применения обшивок с различным направлением волокон относительно продольной оси конструкции.

Были изготовлены две серии образцов, по 3 образца в каждой серии (рисунок 3). Направления волокон наружных слоев фанеры составляли 0° и 45° относительно оси нагружения элемента.

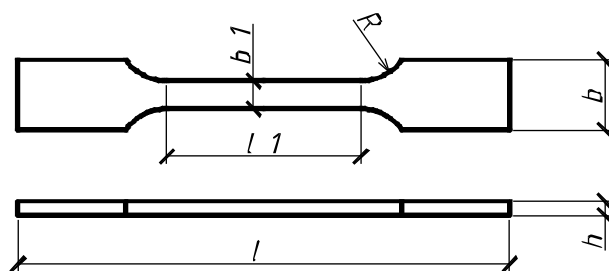


Рисунок 3 – Схема образцов для испытания на растяжение.

Для исследования была принята пятислойная фанера марки ФСФ из березового шпона толщиной 7 мм. Размеры образцов приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Размеры испытываемых на растяжение образцов

Направление волокон лицевого слоя	Ширина образца, b, мм	Ширина рабочей части образца, b ₁ , мм	Длина образца, l, мм	Длина рабочей части образца, l ₁ , мм	Радиус закругления, R, мм	Толщина образца
0° 45°	50	70	240	20	35	Соответствует толщине изделия

Образцы для испытания на центральное растяжение изготавливались с уширениями на концах, чтобы закрепить образец в захваты разрывной машины (рисунок 4).

Нагружение экспериментальных образцов осуществлялось на универсальной разрывной машине ЗИМ Р-10 ГОСТ 7855-68, со снятием отсчетов нагрузки по шкале с ценой деления 40 Н. Образцы нагружались до разрушения. Величины разрушающей нагрузки приведены в таблице 2.

Таблица 2 – Полученные результаты разрушающей нагрузки

Направление волокон лицевого слоя фанерных образцов	Величина разрушающей нагрузки, Р, кН		
	1-й образец	2-й образец	3-й образец
0°	5,64	5,92	6,20
45°	3,02	2,68	2,64

Схема разрушения образцов показана на рисунке 5.

Секция 3. Актуальные проблемы строительного комплекса:
архитектура, строительные конструкции, строительная механика

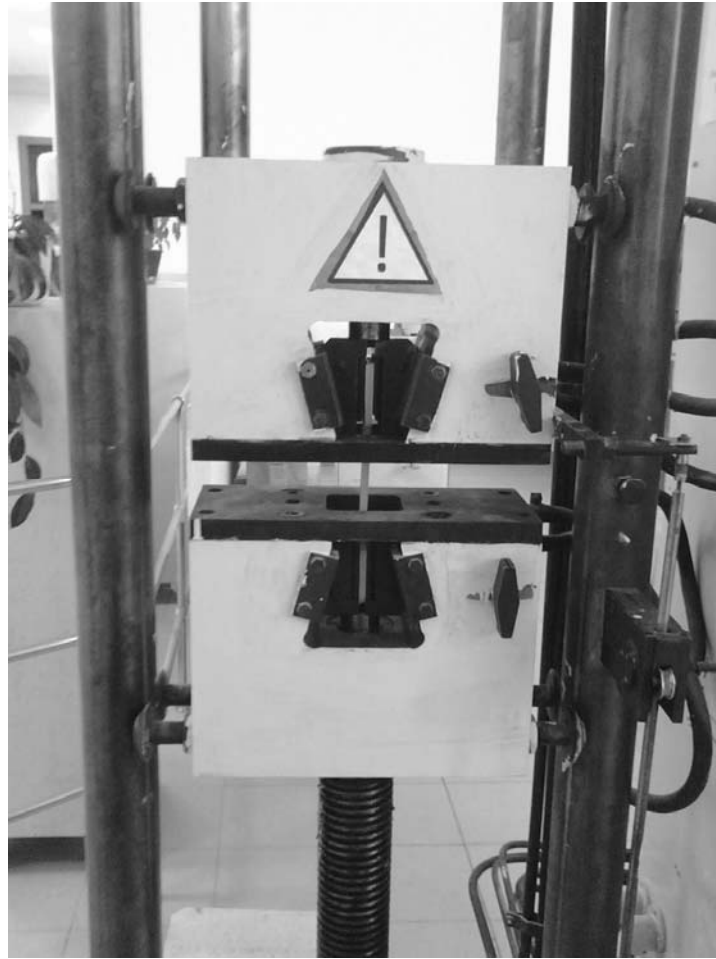


Рисунок 4 – Экспериментальная установка ЗИМ Р-10, №70.

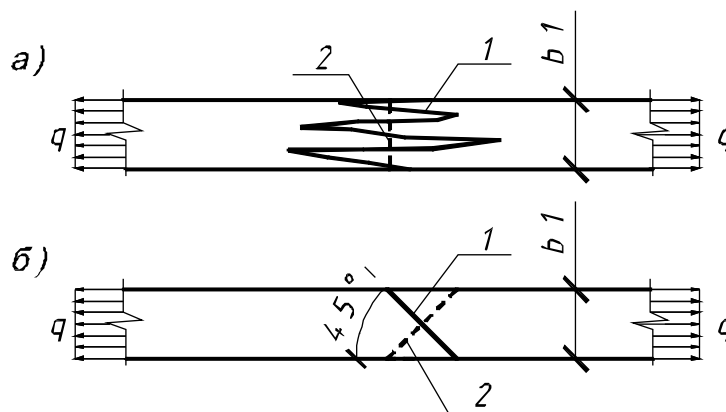


Рисунок 5 – Схема разрушения образцов: а) с расположением волокон вдоль приложения нагрузки; б) – с расположением волокон под углом 45° ; 1 – линия разрушения наружного слоя, 2 – линия разрушения внутренних слоев

В зависимости от направлений расположения волокон лицевого слоя фанерных образцов относительно оси приложения нагрузок характер разрушения следующий:

**Секция 3. Актуальные проблемы строительного комплекса:
архитектура, строительные конструкции, строительная механика**

- в образцах с продольным расположением волокон лицевые слои разрушились в виде трещин с зацепистыми берегами отрыва, разрушение внутренних слоев – ровный поперечный отрыв;

- в образцах с расположением волокон под углом 45° разрушение произошло по волокнам каждого из слоев.

Средняя величина разрушающей нагрузки образцов составила:

- для образцов с продольным расположением волокон лицевого слоя относительно оси нагружения - $P = 5,92$ кН;

- для образцов с расположением волокон под углом 45° - $P = 2,78$ кН.

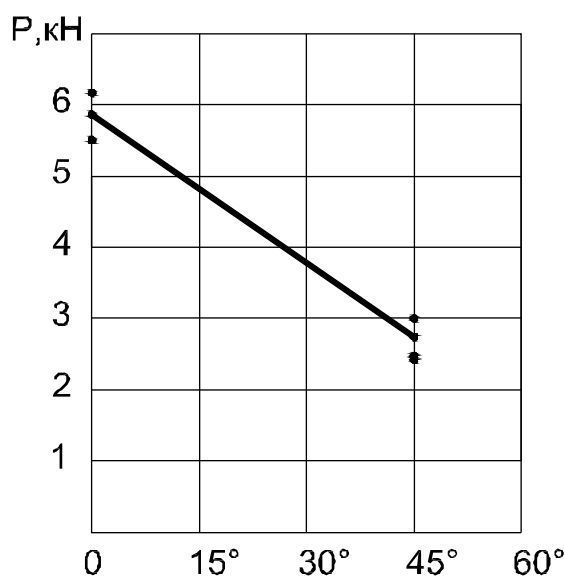


Рисунок 6 – График зависимости величины разрушающей нагрузки при растяжении от направления волокон лицевого слоя фанерных образцов вдоль оси нагружения

Заключение

На основе многочисленных НИР и анализа опыта эксплуатации клееных деревянных конструкций можно сделать вывод, что в современной нормативной документации нет указаний и рекомендаций о рациональной ориентации волокон фанерных элементов при проектировании. Не в полной мере оценивается анизотропность фанеры при конструировании. Сущность этой работы заключается в том, чтобы конструкции с применением фанерных элементов проектировались с такой ориентацией волокон наружного слоя, чтобы в наибольшей степени отвечать характеру напряженно-деформированного состояния поперечного сечения. Очевидно, что решение этих проблем поможет повысить прочность, жесткость и конструктивную безопасность клефанерных конструкций.

Литература

- 1 СНИП II-25-80 Деревянные конструкции/ Госстрой СССР.
- 2 ГОСТ 9622-87 Древесина слоистая клееная. Методы определения предела прочности и модуля упругости при растяжении/ Госстрой СССР.

Секция 3. Актуальные проблемы строительного комплекса:
архитектура, строительные конструкции, строительная механика

3 Ашкенази Е.К., Ганов Э.В. Анизотропия конструктивных материалов [Текст]/ Е.К. Ашкенази. – Л.: Машиностроение, 1980. – 219 с.

4 Новожилов А.Ф., Левкович Т.И., Левкович Н.Н. Влияние на прочность составных балок направления волокон фанерной стенки [Текст]/ Сборник трудов на соискание степени к.т.н. – Л.: из-во Ленинград, 1981. – с. 70-74.

3.23 К ОПТИМАЛЬНОМУ АРМИРОВАНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОНСТРУКЦИИ ТИПА «СТЕНА В ГРУНТЕ», РАБОТАЮЩЕЙ В УСЛОВИЯХ АКТИВНЫХ И ПАССИВНЫХ ДАВЛЕНИЙ ГРУНТА

Тамразян А.Г. (МГСУ, Москва, РФ),
Ильичева С.И., Парфенова А.С. (БГИТА, Брянск, РФ)

Рассматривается решение задачи об оптимальном проектировании траншейных стен, устраиваемых способом «стена в грунте», на примере расчёта ограждения котлована в виде стенки с анкерами

Среди многообразных проблем больших городов одной из наиболее важных и актуальных является освоение их подземного пространства. Однако строительство подземных сооружений сопряжено со значительными капитальными вложениями и обходится в 1.5 – 2 раза дороже аналогичных наземных.

Снижение стоимости строительства подземных сооружений может быть осуществлено путем использования прогрессивных конструкций, а также скоростных и экономичных способов строительства. Одним из таких способов является «стена в грунте» [2]. Возникает необходимость решения задачи об оптимальном проектировании траншейных стен, устраиваемых способом «стена в грунте».

Напряженное состояние тонкостенных конструкций зависит от величины заглубления стенок в основание, их гибкости, степени податливости анкерных опор и физико-механических характеристик грунтов засыпки и основания. От правильности определения активного и пассивного давления грунта на тонкие подпорные стенки в наибольшей степени зависят их эксплуатационная надёжность и экономичность [1].

Приведём пример расчёта ограждения котлована, выполняемого способом «стена в грунте» в виде стенки с анкерами на глубине $h_a' = 2,5 м$ от поверхности грунта за стенкой.

Исходные данные (рисунок 1) следующие:

Глубина котлована $h = 8,5 м$, нагрузка на поверхность призмы обрушения $q = 30 кПа = 30 кН / м^2$.

Грунты по глубине:

1) суглинок: $\gamma_1 = 19,6 \frac{кН}{м^3}$, $\varphi_1 = 24^\circ$, $c_1 = 15 кПа$;

2) песок средней крупности: $\gamma_2 = 18,3 \frac{кН}{м^3}$, $\varphi_2 = 33^\circ$, $c_2 = 0$;

**Секция 3. Актуальные проблемы строительного комплекса:
архитектура, строительные конструкции, строительная механика**

3) песок крупный, с включениями гравия: $\gamma_3 = 19,5 \frac{кН}{м^3}$, $\varphi_3 = 36^\circ$, $c_3 = 0$;

Уровень грунтовых вод - на отметке 6,0м;

4) глина: $\gamma_4 = 19,8 \frac{кН}{м^3}$, $\varphi_4 = 12^\circ$, $c_4 = 73 кПа$.

Этап I. Построение эпюры вертикальных напряжений.

Находим значения эпюры вертикальных напряжений от действия собственно-го веса грунта и нагрузки на поверхность призмы обрушения.

Вертикальные напряжения справа от стенки:

1) на поверхности земли: $\sigma_{z0} = \gamma_1 \times h_1 = q = 30 кПа$.

2) Вертикальные напряжения на уровне контакта 1-го и 2-го слоёв:

$\sigma_{z1} = \gamma_1 \times h_1^1 = 19,6 \times 4 = 78,4 кПа$.

3) Вертикальные напряжения на уровне контакта 2-го и 3-го слоёв:

$\sigma_{z2} = \sigma_{z1} + \gamma_2 \times H_2 = 78,4 + 18,3 \times 2,9 = 131,5 кПа$.

4) Вертикальные напряжения на отметке -6,0 м:

$\sigma_{z3}^1 = \sigma_{z2} + \gamma_3 \times H_3^1 = 131,5 + 19,5 \times 0,6 = 143,2 кПа$.

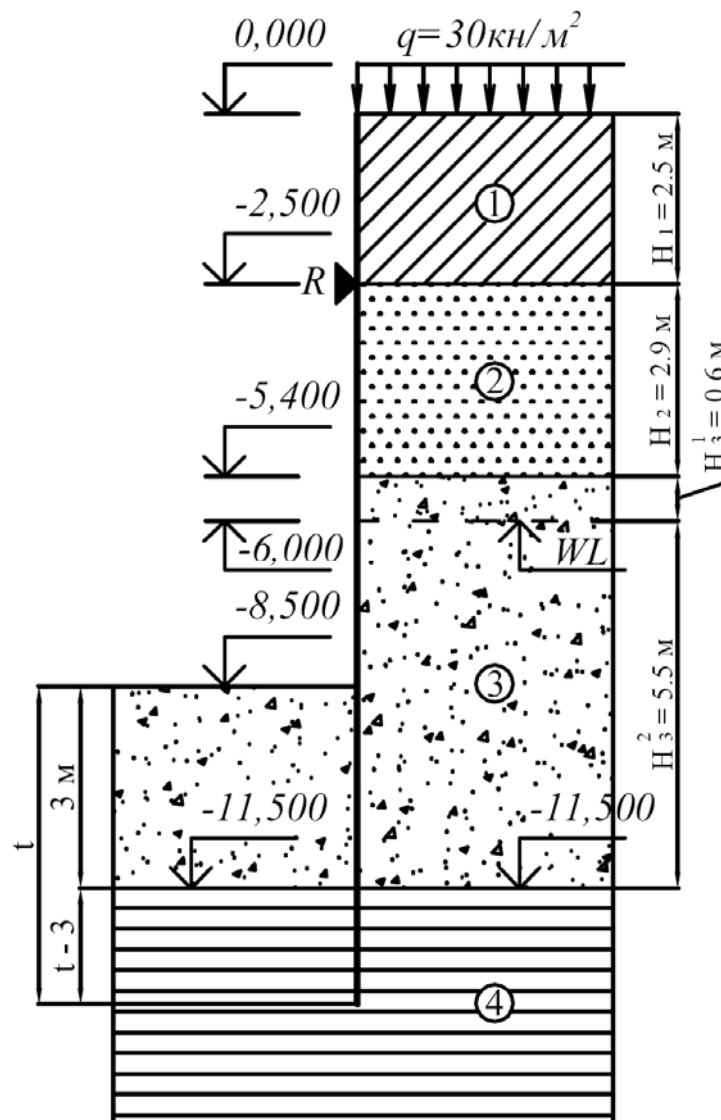


Рисунок 1 - Исходные характеристики разреза котлована

**Секция 3. Актуальные проблемы строительного комплекса:
архитектура, строительные конструкции, строительная механика**

5) Вертикальные напряжения на уровне контакта 2-го и 3-го слоёв:

$$\sigma_{z3}^2 = \sigma_{z3}^1 + \gamma_{3(Sb)} \times H_3^2 = \sigma_{z3}^1 + \left[\frac{(\gamma_{S,3} - \gamma_w)}{(1 + e_3)} \right] \times H_3^2 = 143,2 + \left[\frac{(26,9 - 10)}{(1 + 0,57)} \right] = 143,2 + [10,8] \times 5,5 = 202,6 \text{ кПа}$$

6) Величина скачка на водоупоре:

$$(\gamma_w \times H_3^2) = 10 \times 5,5 = 55 \text{ кПа} \rightarrow \sigma_{z3}^3 = \sigma_{z3}^2 + (\gamma_w \times H_3^2) = 202,6 + 55 = 257,6 \text{ кПа}.$$

7) Поскольку глубина заделки t пока не известна:

$$\sigma_{z4} = \sigma_{z3}^3 + \gamma_4 \times (t - 3) = 257,6 + 19,8 \times (t - 3) = 198 + 19,8t.$$

Вертикальные напряжения слева от стенки:

1) Вертикальные напряжения на уровне контакта 3-го и 4-го слоёв (отм. минус 11,5м):

$$\sigma_{z3}^{лев1} = \gamma_{3(Sb)} \times H_3^3 = 10,8 \times 3 = 32,4 \text{ кПа}.$$

2) Величина скачка на водоупоре:

$$(\gamma_w \times H_3^2) = 10 \times 3 = 30 \text{ кПа} \rightarrow \sigma_{z3}^{лев2} = \sigma_{z3}^{лев1} + (\gamma_w \times H_3^2) = 32,4 + 30 = 62,4 \text{ кПа}$$

3) Вертикальные напряжения слева от стенки на глубине t :

$$\sigma_{z4}^{лев} = \sigma_{z3}^{лев2} + \gamma_4 \times (t - 3 \text{ м}) = 62,4 + 19,8 \times (t - 3) = 3 + 19,8t.$$

Этап II. Построение эпюр активного и пассивного давления.

Для пылевато-глинистых грунтов: $\sigma_a = \sigma_z \times \lambda_a - 2c \times \sqrt{\lambda_a}$, $\sigma_p = \sigma_z \times \lambda_p + 2c \times \sqrt{\lambda_p}$.

Для песчаных грунтов: $\sigma_a = \sigma_z \times \lambda_a$, $\sigma_p = \sigma_z \times \lambda_p$,

где $\lambda_a = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$ - коэффициент активного давления,

$\lambda_p = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$ - коэффициент пассивного давления,

φ -угол внутреннего трения, c - удельное сцепление.

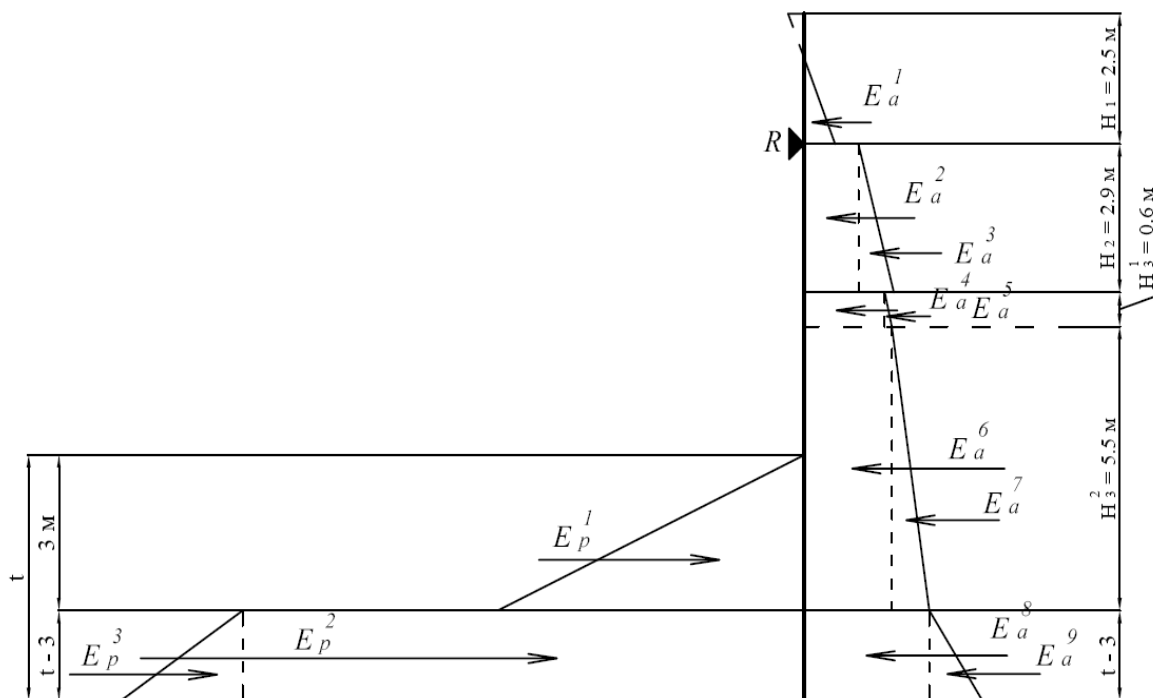


Рисунок 2 - Величина и направление равнодействующей активных и пассивных сил

**Секция 3. Актуальные проблемы строительного комплекса:
архитектура, строительные конструкции, строительная механика**

Этап III. Подсчёт значений равнодействующих на участках.

Величина равнодействующей на участке численно равна площади соответствующей эпюры (рисунок 2).

Этап IV. Составим сумму моментов всех сил относительно точки R с учетом коэффициентов надежности по нагрузке.

$$\sum M_R = 0; \quad 1.1 \times [E_a^2 \times l_2 + E_a^3 \times l_3 + E_a^4 \times l_4 + E_a^5 \times l_5 + E_a^6 \times l_6 + E_a^7 \times l_7 + E_a^8 \times l_8 + E_a^9 \times l_9] - 0.9 \times [E_p^1 \times l_1 + E_p^2 \times l_p^1 + E_p^3 \times l_p^2 + E_p^4 \times l_p^3] = 0,$$

где l - плечо относительно точки R, м.

После преобразования получаем кубическое уравнение относительно t :

$$4,22t^3 - 164,94t^2 - 840,69t + 4510 = 0$$

Из условия устойчивости требуемая глубина погружения стенки $t = 3,4$ м.

Теперь можем найти значения вертикальных напряжений соответственно слева и справа от стенки на глубине t :

$$\sigma_{a4}^{ниж} = 11,8 + 13t = 11,8 + 13 \cdot 3,4 = 56 \text{ кПа}.$$

$$\sigma_{p4}^{ниж} = 29,9t + 184,1 = 29,9 \cdot 3,4 + 184,1 = 286 \text{ кПа}.$$

Производим статический расчет в программе Лира 9.4:

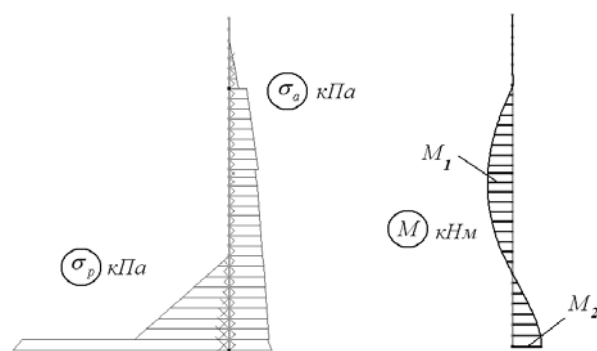


Рисунок 3 - Эпюры напряжений и изгибающих моментов

В результате расчета получено: $M_1 = 284$ кНм; $M_2 = 328$ кНм.

Покажем тенденцию изменения изгибающих моментов при увеличении глубины погружения стенки (таблица 1).

Таблица 1 - Зависимость изгибающих моментов от глубины погружения стенки

Глубина погружения стенки (м)	$\sigma_{a4}^{ниж}$ (кПа)	$\sigma_{p4}^{ниж}$ (кПа)	M_1 , кНм	M_2 , кНм
$t = 3,4$ м	56	286	284	328
$t = 3,4 + 0,5 = 3,9$ м	63	301	299	287
$t = 3,9 + 0,5 = 4,4$ м	69	316	306	267
$t = 4,4 + 0,5 = 4,9$ м	76	331	304	274

Глубина погружения подбирается так, чтобы изгибающие моменты M_1 и M_2 были примерно одинаковы по абсолютному значению (для получения одинаковой схемы армирования обеих граней стены). Из таблицы 1 видно, что оптимальная глубина погружения стенки находится в диапазоне 3,4...3,9 м.

**Секция 3. Актуальные проблемы строительного комплекса:
архитектура, строительные конструкции, строительная механика**

Увеличивая пошагово глубину погружения стенки t на 0,1 м, найдем, что при значении $t = 3,8$ м, $M_1 = 296$, $M_2 = 293$ кНм, $\sigma_{a4}^{ниж} = 61,2$ кПа, $\sigma_{p4}^{ниж} = 298$ кПа.

Окончательно принимаем $t = 3,8$ м. Дальнейший расчет ведём при $M = 296$ кНм.

Рассмотрим несколько вариантов расчета армирования «стены в грунте» в зависимости от изменения варьируемых параметров: толщины защитного слоя бетона (a), класса бетона (B) и толщины (b) стены [3].

Результаты расчёта приведены в таблице 2.

Этап V. Варианты подбора продольной арматуры.

Таблица 2 - Расчетное сечение продольной арматуры для вариантов 1-9

Варианты	Толщина стены b (м)	Класс бетона (B)	Толщина защитного слоя a (см)	Площадь рабочей арматуры A_s (см ²)
1	0,6	25	6,0	$A_s=24,17$
2	0,6	25	6,5	$A_s=15,38$
3	0,6	25	7,0	$A_s=15,52$
4	0,6	30	6,0	$A_s=15,16$
5	0,6	35	6,0	$A_s=15,04$
6	0,6	20	6,0	$A_s=15,42$
7	0,6	15	6,0	$A_s=15,73$
8	0,8	25	6,0	$A_s=19,27$
9	1,0	25	6,0	$A_s=14,92$

Выводы

1) Глубина погружения (t) стены подбирается так, чтобы изгибающие моменты M_1 и M_2 были примерно одинаковы по абсолютному значению. Это необходимо для получения одинаковой схемы армирования обеих граней стены.

2) Толщина стены (b) значительно влияет на армирование конструкции, чем больше толщина, тем меньше необходимой арматуры.

3) Толщина защитного слоя (a), класс используемого бетона (B) имеют незначительное влияние на армирование «стены в грунте».

Литература

1 Ухов С.Б., Семенов В.В. «Механика грунтов, основания и фундаменты» - М.: «Высшая школа», 2006г.

2 Смородинов М.И., Федоров Б.С. Устройство фундаментов и конструкций способом «стена в грунте». М., Стройиздат, 1976.

3 СНиП 2.03.01-84 – «Бетонные и железобетонные конструкции».

3.24 РАСЧЕТ АКУСТИЧЕСКОЙ ЭФФЕКТИВНОСТИ ПРОЕКТИРУЕМЫХ ШУМОЗАЩИТНЫХ ЗЕЛЕННЫХ НАСАЖДЕНИЙ В МЕЖЦЕХОВЫХ ПРОСТРАНСТВАХ

Цыганков В.В. (БГИТА, г.Брянск), **Поляков В.И.** (БФ МАБиУ, г.Брянск),
Цыганков С.Ю.(БГИТА, г.Брянск), **Винников Ю.А.** (МАБиУ, г.Москва, РФ)

Для увеличения эффективности комплексных мероприятий по проектированию охраны окружающей среды необходимы более современные методы расчёта акустической составляющей шумозащитных зелёных насаждений. В статье приведён расчёт применения зелёных насаждений в качестве шумозащитных мероприятий в межцеховых пространствах.

Rising of projecting efficacy of complexed ecological workterms needs usage of newer calculating methods of aucustic opportunities of noise-protecting green plants. Article shows calculation of projecting noise-protecting green plants in intershops areas as noise-reducing workterms.

На основе результатов, проведённых на кафедре Строительных конструкций БГИТА, а также по результатам более ранних исследовательских работ, проведённых другими авторами, можно провести комплексную оценку акустической эффективности проектируемых шумозащитных насаждений, то есть оценить не только их экранирующий эффект, но и дополнительное звукопоглощение. Для этого необходимо проделать следующее:

1. Исходя из планировки или геометрических замеров межцехового пространства, опираясь на нормативную литературу, определить размеры будущих шумозащитных зелёных насаждений (ШЗН).
2. Определить конструкцию проектируемых шумозащитных посадок (2^x - 3^x ярусная).
3. По расположению растений относительно солнца, их пыле- и газоустойчивости, определить дендрологический состав посадок (таблица 1). При подборе дендросостава ШЗН для их большей акустической эффективности обратить внимание на соответствие их спектра звукопоглощения спектру шума источника.
4. Определить звукоизолирующую однородность (близкое снижение шума) конструкции посадки. Критерием однородности являются одинаковое или близкое снижение шума (ΔL_1) каждым ярусом посадки при условии плотного смыкания крон растений на их границах.

Для древесных пород величина ΔL_1 рассчитывается для каждой частоты по формуле:

$$\Delta L_1 = -\tilde{K}_d (f - f_0)^2 + \beta K_d K_r, \quad (1)$$

**Секция 3. Актуальные проблемы строительного комплекса:
архитектура, строительные конструкции, строительная механика**

Таблица 1 Свето-тене-газоустойчивость растений

№ п/п	Наименование	Отношение к		
		свету*	газу	пыли
1	Ель обыкновенная	тн	-	-
2	Лиственница европейская	сл	-	-
3	Дуб черешчатый	сл	-	-
4	Вяз обыкновенный	тн	+	+
5	Каштан конский	сл	-	+
6	Липа мелколистная	тн	+	+
7	Тополь серебристый	сл	+	+
8	Клен остролистный	тн	+	+
9	Береза повислая	сл	-	+
10	Ясень обыкновенный	сл	-	-
11	Акация желтая	сл	+	+
12	Спирея средняя	сл	-	-
13	Пузыреплодник клинолистный	тн	+	+
14	Боярышник кровавокрасный	сл	+	+
15	Ирга овальная	сл	-	-

(*) сл – светолюбивая; тн – теневыносливая.

Таблица 2 - Снижение шума (ΔL_1) кустарниковыми посадками

№	Наименование	Кол-во рядов	Плотность ρ , кг/м ³	Снижение шума (ΔL_1), дБ, в октавных полосах со средне-геометрическими частотами Гц.						
				125	250	500	1000	2000	4000	8000
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Акация желтая	1	7,7	1,8	2,0	2,3	3	4,2	6,9	9,5
		2	15,3	4,2	4,8	5,5	7,0	9,1	11,8	15,2
		3	22,1	6,9	7,9	8,8	11,2	14,2	17,0	20,4
2	Спирея средняя	1	4,2	4,1	4,6	8,0	10,4	10,3	15,2	19,4
		2	8,3	4,8	5,4	8,3	10,6	11,2	16,0	22,2
		3	12,5	5,6	6,1	8,7	11,3	12,4	18,5	23,4
3	Ирга овальная	1	6,5	2,8	2,9	3,2	4,0	5,0	10,3	11,9
		2	11,1	3,2	3,6	4,0	4,4	6,8	12,6	15,7
		3	15,8	3,8	4,1	4,8	5,0	9,1	16,2	19,7
4	Пузыреплодник клинолистный	1	5,2	1,2	1,3	1,8	1,9	2,9	4,6	8,6
		2	10,5	2,1	3,1	3,5	4,0	5,1	7,4	12,0
		3	15,6	4,2	4,9	5,2	6,6	7,8	11,2	16,8
5	Боярышник кровавокрасный	1	6,9	4,4	5,2	7,5	8,7	11,2	15,4	19,2
		2	13,6	6,2	6,6	9,4	9,8	13,7	18,6	23,8
		3	20,4	8,1	8,2	10,6	13,6	17,3	20,2	25,2

Таблица 3 - Параметры плотности зоны крон деревьев

Вид древесных растений	\tilde{K}_d , дБ/Гц ²	$K_d = \rho$, кг/м ³	f_0 , Гц.	K_g , дБ*м ²
Клен остролистный	$-2,8 \cdot 10^{-7}$	2,0	8240	1,26
Береза повислая	$11,43 \cdot 10^{-8}$	1,9	9160	1,26
Липа мелколистная	$1,26 \cdot 10^{-7}$	2,2	8500	1,17
Дуб черешчатый	$5,02 \cdot 10^{-8}$	3,1	21000	1,27
Ель обыкновенная	$-3,81 \cdot 10^{-8}$	11,0	8788	0,12

**Секция 3. Актуальные проблемы строительного комплекса:
архитектура, строительные конструкции, строительная механика**

где \tilde{K}_d – коэффициент, зависящий от дендрологического состава, структуры зеленой массы, возраста посадки (способность полосы определенного дендрологического состава к звукоизоляции на различных частотах);

K_d – коэффициент, зависящий от плотности или массы посадки (коэффициент отождествлен с плотностью ρ);

K_r – коэффициент, зависящий от ширины посадки, физических свойств зеленой массы (способность к отражению и поглощению звука элементами кроны);

f_0 – “резонансная” частота, зависящая от дендрологического состава полосы и ее физических параметров.

Выше перечисленные коэффициенты приведены в таблице 3.

f – расчетная спектральная частота

β – приведенная ширина сечения ШЗН (таблица 4).

Формула дает удовлетворительные результаты при $\beta = 4 - 15$ м.

5. Определить снижение проникающего шума (ΔL) всей полосой ШЗН, если звукоизолирующая однородность определялась для ее части. Снижение шума (экранирующая способность) определяется для основных образующих полосу пород.

6. Определить снижение шума в межщелевых пространствах за счет дополнительного звукопоглощения ШЗН (ΔL_2).

А) Определяется средний коэффициент звукопоглощения ограждающих поверхностей сечения:

$$\alpha_{cp} = \frac{\sum_{i=1}^{\infty} A_i}{\sum_{i=1}^{\infty} S_i} \quad (2)$$

где $A_i = \alpha_i * S_i$ – эквивалентная площадь звукопоглощения i -й поверхности;

S_i – площадь i -й поверхности при расчетах длины расчетного сечения принимается равной 46,8 м, что для сечения шириной менее 30 м дает погрешность $\leq +1\%$; равной 30 м погрешность $\pm 1\%$; более 30 м (до 50 м) погрешность $+2...2,5\%$.

α_i – коэффициент звукопоглощения i -й поверхности (табличные или экспериментальные данные).

Высота ограждающих стен принимается по самой низкой, т.к. звук при этом уходит за пределы сечения. Если сечение имеет более 2-х ограждающих вертикальных поверхностей, расчетная длина берется от торцевой поверхности, звукопоглощение которой также учитывается.

Б) Определяется дополнительное звукопоглощение по формуле:

$$\Delta L_2 = \lg \frac{\beta_1}{\beta} (\partial \delta), \quad (3)$$

$$\beta = \frac{A}{1 - \alpha}, \quad (4)$$

**Секция 3. Актуальные проблемы строительного комплекса:
архитектура, строительные конструкции, строительная механика**

где α и A – смотри формулу (1, 2).

$$\beta_1 = \frac{A + \Delta A}{1 - \bar{\alpha}_1}, \quad (5)$$

где ΔA – дополнительное звукопоглощение от ШЗН, определяется экспериментальным путем;

$\bar{\alpha}$ – средний коэффициент звукопоглощения в сечении с ШЗН, определяется формулой:

$$\bar{\alpha}_1 = \frac{A + \Delta A}{S}, \quad (6)$$

где S – суммарная площадь ограничивающих сечений поверхностей, определяется экспериментальным путем.

Примечание: Если в расчетном сечении в ограждающих поверхностях разрывы (воздушные промежутки), средний коэффициент звукопоглощения таких поверхностей определяется расчетным путем.

В) Суммарное снижение шума от внесения в межцоховое пространство ШЗН в защищенном пространстве будет равняться:

$$\Delta L = \Delta L_1 + \Delta L_2. \quad (7)$$

Таблица 4 - Зоны крон, имеющие переменную плотность

Наименование пород	Высота посадки (м)	Уменьшение натурной высоты на a_1 (см)	Уменьшение ширины посадки на a_2 (см) (на сторону)
Ель европейская	<u>8-10</u>	<u>75-85</u>	<u>25-30</u>
	более	85-95	30-35
Тополь дельтавидный	<u>6-10</u>	<u>50-60</u>	<u>20-30</u>
	более	60-70	25-35
Каштан конский обыкновенный	<u>6-10</u>	<u>45</u>	<u>30-35</u>
	более	55	35-40
Береза повислая	<u>5-10</u>	<u>50-60</u>	<u>15-20</u>
	более	60-70	20-25
Лиственница европейская	<u>до 10</u>	<u>135-145</u>	<u>85-90</u>
	более	145-155	90-95
Клен остролистный	<u>8-10</u>	<u>75-85</u>	<u>15-20</u>
	Более	85-95	20-25
Дуб черешчатый	<u>до 10</u>	<u>155-165</u>	<u>15-20</u>
	более	165-175	20-25

Заключение

Приведённый расчёт позволяет проектировщикам, занимающимся разработкой раздела проекта охраны окружающей среды более эффективно наметить план шумозащитных мероприятий.

Литература

1 Проблема качества, безопасности и диагностики в условиях информационного общества. Труды научно-практической конференции. – Сочи, 2005. – 458 с.

Научное издание

Проблемы инновационного биосферно-совместимого
социально-экономического развития в строительном,
жилищно-коммунальном и дорожном комплексах

Материалы

1-й международной научно-практической конференции
8-9 октября 2009г., г.Брянск

Том 1

Редакционная коллегия	М.В.Буданова, А.В.Городков, И.А.Кузовлева, Н.П.Лукутцова, З.А.Мевлидинов, М.А.Сенющенко
Компьютерная верстка	П.А.Марченков, Т.Н.Матюшина, М.С.Склеинов, А.И.Цаурин
Дизайн обложки	М.А.Сенющенко

На обложке - монумент воинам освободителям и партизанам на пл. Партизан в Брянске.

Темплан 2009 г.

Подписано в печать с готового оригинала-макета 1.10.2009.

Формат 60×84 1/16

Бумага офсетная. Офсетная печать, Усл. Печ.л. 20,0 Уч.-изд.л.20,0

Тираж 200 экз.

Заказ _____

Брянская государственная инженерно-технологическая академия.
241037, Брянск, проспект Станке Димитрова, 3, БГИТА, тел. (4832) -746008
www.bgita.ru, www.science-bsea.narod.ru.

Отпечатано в типографии филиала ФГУ «Объединение «Росинформресурс» (ЦНТИ)
г.Брянск, ул.Горького, 30, тел. (4832) -740943