

№4 (19)
2024

Инженерные --- ИССЛЕДОВАНИЯ

ISSN 2782-5582

СОДЕРЖАНИЕ

ФИЗИЧЕСКАЯ НЕЛИНЕЙНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В РАСЧЕТНЫХ ПРОГРАММНЫХ КОМПЛЕКСАХ С.Ф. Дьяков, К.А. Трофин	3-11
ОБРУШЕНИЯ, АВАРИИ И ДЕФЕКТЫ ЛЕГКИХ СТАЛЬНЫХ ТОНКОСТЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В.А. Рыбаков, Т.В. Назмеева	12-23
АВТОМАТИЗАЦИЯ ПОИСКА ПРОЕКТНЫХ РЕШЕНИЙ НА ОСНОВЕ ТЕХНОЛОГИИ ГЕНЕРАТИВНОГО ДИЗАЙНА К.О. Борисова, З.А. Гаевская	24-30
УСОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДА РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПО ОБРАЗОВАНИЮ НАКЛОННЫХ ТРЕЩИН О.М. Убайдуллоев	31-38
ОЦЕНКА СОСТОЯНИЯ НОРМАТИВНОЙ ДОКУМЕНТАЦИИ ПО РАСЧЕТУ НА ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ С.Н. Скляр, И.И. Овчинников	39-47

CONTENTS

PHYSICAL NONLINEARITY OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES IN COMPUTATION SOFTWARE COMPLEXES S.F. Dyakov, K.A. Trofin	3-11
COLLAPSE, ACCIDENTS AND DEFECTS OF LIGHT GAUGE STEEL STRUCTURES V.A. Rybakov, T.V. Nazmeeva	12-23
AUTOMATION OF SEARCH FOR DESIGN SOLUTIONS BASED ON GENERATIVE DESIGN TECHNOLOGY K.O. Borisova, Z.A. Gaevskaya	24-30
IMPROVEMENT OF THE METHOD OF CALCULATING REINFORCED CONCRETE BEAMS FOR THE FORMATION OF INCLINED CRACKS O.M. Ubaydulloyev	31-38
ASSESSMENT OF THE STATUS OF NORMATIVE DOCUMENTATION ON EARTHQUAKE DESIGN S.N. Sklyarov, I.I. Ovchinnikov	39-47

УДК 69.04

ФИЗИЧЕСКАЯ НЕЛИНЕЙНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В РАСЧЕТНЫХ ПРОГРАММНЫХ КОМПЛЕКСАХ

С.Ф. Дьяков, К.А. Трофин

*Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого,
г. Санкт-Петербург (Российская Федерация)*

Аннотация. В данной статье производится оценка влияния учета физически нелинейных свойств железобетона на прогибы, возникающие в конструкции. В сравнение приводятся несколько методик. Первая, нормативная методика, по СП 430.1325800.2018, требующая в ходе расчета строительных конструкций учитывать понижение жесткостных характеристик материала. Вторая, шаговая методика, реализующая поэтапное нагружение конструкции и учитывающая в жесткостных характеристиках материалов их нелинейные свойства, такие как ползучесть и модуль разупрочнения. Расчет производится в ПК SCAD Office 21.1.9.9 по одной из теорий, пластичности, встроенных в расчетное ПО – по деформационной теории пластичности. Третья методика, встроенная в ПК ЛИРА-САПР 2021 R2 описана внутренним модулем программного комплекса – «Инженерной нелинейностью». Данный модуль, заявленный авторами программного обеспечения как один из способов замены привычного и трудоемкого шагово-итерационного расчета, самостоятельно проводит итерационный расчет, на каждой итерации, подбирая новую жесткость конечного элемента и его армирование. В статье приведены алгоритмы расчета по каждой из методик; приведены в сравнения прогибы, полученные по той или иной методике расчета; были оценены трудозатраты на проведение того или иного типа расчета.

Ключевые слова: железобетон, физическая нелинейность, SCAD, ЛИРА, ползучесть, деформационная теория пластичности, безбалочная плита, инженерная нелинейность, изгиб.

Ссылка для цитирования: Дьяков С.Ф., Трофин К.А. Физическая нелинейность железобетонных конструкций в расчетных программных комплексах // Инженерные исследования. 2024. №4(19). С. 3-11. EDN: DGIVTS

PHYSICAL NONLINEARITY OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES IN COMPUTATION SOFTWARE COMPLEXES

S.F. Dyakov, K.A. Trofin

Peter the Great St.Petersburg Polytechnic University, St.Petersburg (Russian Federation)

Abstract. This article assesses the impact of taking into account the physically nonlinear properties of reinforced concrete on the deflections that occur in the structure. Several methods are compared. The first, the normative method, according to SP 430.1325800.2018, requires taking into account the decrease in the rigidity characteristics of the material during the calculation of building structures. The second, step-by-step method, implements a step-by-step loading of the structure and takes into account the nonlinear properties of materials in their rigidity characteristics, such as creep and softening modulus. The calculation is performed in the SCAD Office 21.1.9.9 PC according to one of the theories of plasticity built into the calculation software - according to the deformation theory of plasticity. The third method, built into the LIRA-SAPR 2021 R2 PC, is described by the internal module of the software package - "Engineering Nonlinearity". This module, declared by the authors of the software as one of the ways to replace the usual and labor-intensive step-iteration calculation, independently carries out the iteration calculation, at each iteration, selecting a new rigidity of the finite element and its reinforcement. The article provides calculation algorithms for each of the methods; deflections obtained by one or another calculation method are compared; labor costs for carrying out one or another type of calculation were estimated.

Keywords: reinforced concrete, physical nonlinearity, SCAD, LIRA, creep, deformation theory of plasticity, beamless slab, engineering nonlinearity, bending.

For citation: Dyakov S.F., Trofin K.A. Physical nonlinearity of reinforced concrete structures in computation software complexes // Inzhenernyye issledovaniya [Engineering Research]. 2024. No.4(19). Pp. 3-11. EDN: DGIVTS

ВВЕДЕНИЕ

Физическая нелинейность железобетонных конструкций является важным аспектом при их проектировании, так как она существенно влияет на точность расчета и прогнозирование поведения материалов под воздействием различных нагрузок. Железобетон проявляет нелинейные свойства, которые зависят от уровня напряжений и продолжительности действия нагрузки. Это особенно важно для расчета изгибаемых и сжимаемых элементов, где нелинейные деформации, оказывают значительное влияние на эксплуатационные характеристики конструкций [1-3]. Помимо указанных исследований, вопросы грамотного учета физической нелинейности железобетонных конструкций рассматриваются также в источниках [4-6].

Научным сообществом данный вопрос изучается достаточно активно. В работе В.А. Куци и В.П. Яценко [7] рассмотрен физически нелинейный расчет плоской рамы. Полученные результаты нелинейного расчета сравниваются с результатами, полученными в ходе решения задачи в линейной постановке, а также с результатами расчета, использовавшим понижающий жесткостные коэффициенты. Результатом исследования стал вывод о несогласованности всех трех вариантов расчета более чем на 50% в отношении как внутренних усилий, так и максимальных прогибов в конструкции. В случае использования в ходе расчета нелинейной модели работы железобетона, авторами рекомендуется проведения дополнительных верификационных проверок [8].

Последнее исследование, затрагивающее вопросы учета физической нелинейности в работе железобетонных конструкций, было проведено С.Ф. Дьяковым и Л.В. Мустафиной [9]. В статье проводится моделирование безбалочного монолитного железобетонного перекрытия, учитывающее нелинейный характер деформирования конструкции по модели Друкера-Прагера. Результат показал завышение требуемого армирования в сравнении с нормативными методиками. Авторы также отмечают, что однозначный вывод возможности расчета конструкций с учетом физической нелинейности в строительной практике сделать нельзя, поскольку различия в результатах могут быть вызваны неочевидным соотношением начальных характеристик, задаваемых в расчет [10].

Цель данной работы – оценить трудозатраты по учету физической нелинейности в работе железобетонных конструкций, а также выявить наиболее применимую в проектировании методику учета нелинейных свойств. В сравнение приводятся методики, заложенные в два наиболее популярных в Российской Федерации программных комплекса: SCAD Office и ЛИРА-САПР.

МЕТОДИКА РАСЧЕТА В ПК SCAD OFFICE

Расчет проводился в сертифицированном расчетном программном комплексе SCAD Office 21.1.9.9.

В качестве расчетной модели принято монолитное безбалочное перекрытие, опертное на регулярную систему колонн. Толщина перекрытия составляет 180 мм, размер сечения колонны – 800х800 мм. Материал несущих конструкций – бетон В25, армируемый продольными стержнями А500; поперечными – А240. Шаг колонн составляет 5х5 м.

В качестве контрольного нагружения на сооружение принято три нагрузки (табл.1).

Таблица 1. Сбор нагрузок на сооружение

Table 1. Collection of loads on the structure

№	Название нагрузки	Тип нагрузки	Доля длительности	Нормативное значение нагрузки, кПа	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетное значение нагрузки, кПа
1	Собственный вес плиты перекрытия	Постоянная	1,00	4,42	1,10	4,86
2	Эксплуатируемая кровля			7,00	1,15	8,05
3	Полезная нагрузка от веса людей	Кратковременная	0,35	4,00	1,20	4,80

Для выявления наибольшего влияния нагрузки на расчетную схему, в расчет были приняты три варианта нагружения от полезной нагрузки от веса людей (рис. 1).

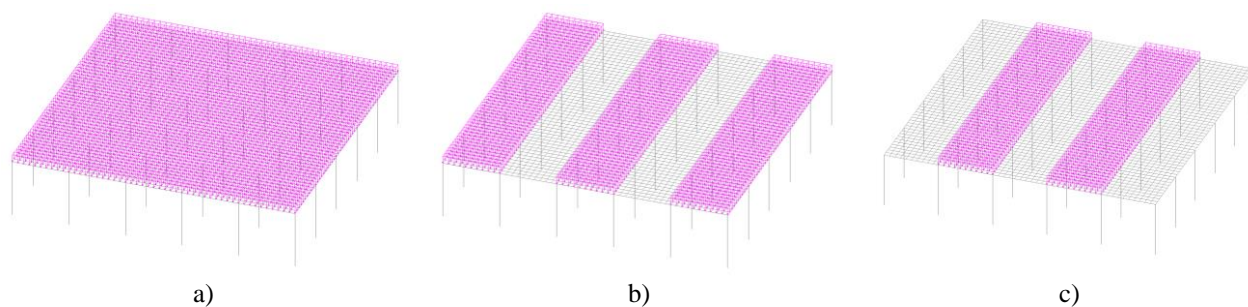


Рис. 1. Схемы нагружения полезной нагрузкой расчетной схемы: а – нагрузка на всем перекрытии; б – нагрузка в нечетных пролетах плиты; с – нагрузка в четных пролетах плиты

Fig. 1. Schemes for loading the design scheme with a payload: а – load on the entire floor; б – load in odd spans of the slab; с – load in even spans of the slab

Закрепление расчетной схемы проводилось за счет внедрения связей у оснований колонн. Закрепление проводилось по всем направлениям. Типы линейных конечных элементов – КЭ №44 для плиты перекрытия (4-х угольный КЭ оболочки); КЭ №5 для колонн (пространственный стержень) (рис. 2).

В соответствии с рекомендациями норм¹, на первой стадии расчета для оценки усилий в элементах монолитных конструктивных систем допускается принимать модуль упругости равным $0,6E_b$ – для вертикальных сжатых несущих элементов; $0,2E_b$ – для горизонтальных несущих элементов с допуском возникновения в них трещин. Такой подход позволяет более точно, и достаточно быстро, определить реальную жесткость конструкции, работающей физически нелинейно. Таким образом, для расчетной схемы были назначены модули упругости, при начальном модуле упругости бетона В25, $E_b = 30000$ МПа: для колонн $E = 18000$ МПа; для плиты перекрытия – $E = 6000$ МПа.

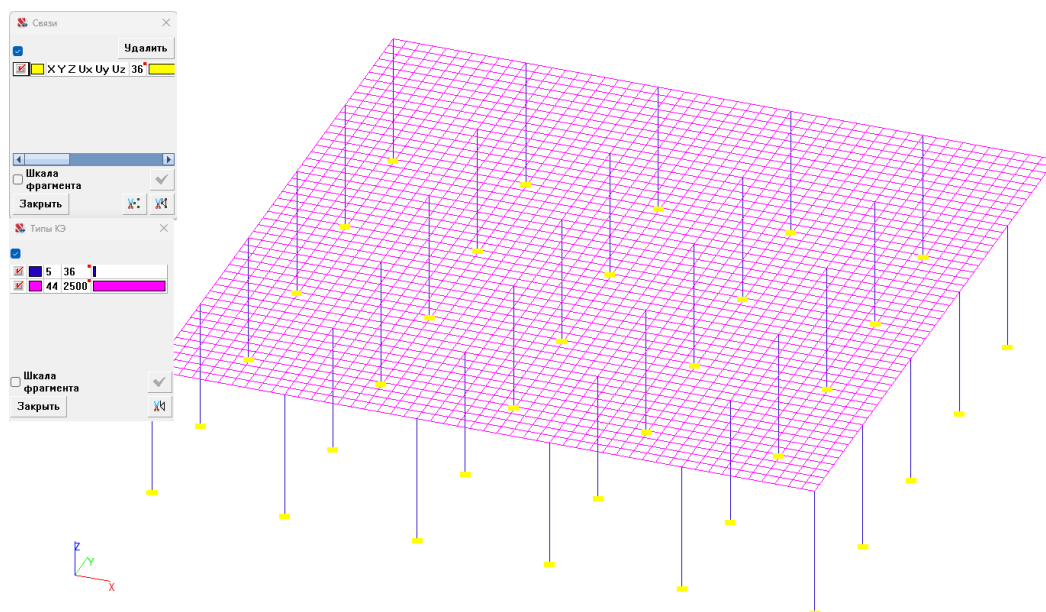


Рис. 2. Закрепления схемы и типы конечных элементов

Fig. 2. Schematic Constraints and Finite Element Types

По результатам заданных таблиц РСУ и РСН были определены максимальный прогиб в плите перекрытия (табл.2) и минимально требуемое армирование в плите перекрытия. Армирование подбиралось по первой и второй группам предельных состояний в соответствии с нормативными требованиями².

Полученная в результате модель была сохранена под другим именем для проведения нелинейного расчета. Для дальнейшего расчета у плиты перекрытия были изменены конечные элементы на КЭ №444

¹ СП 430.1325800.2018 «Монолитные конструктивные системы. Правила проектирования».

² СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции».

(4-х угольный КЭ оболочки с учетом физической нелинейности). Глобально, учет физической нелинейности в ПК SCAD Office можно разделить на две составляющих: нелинейные жесткостные характеристики материала конструкции и стадийность моделирования загружений конструкции.

Для добавления соответствующему материалу физически-нелинейных характеристик потребовался ввод дополнительных исходных данных (рис. 3).

SCAD Office предлагает в своем функционале несколько теорий нелинейного поведения железобетонных конструкций. Дальнейший расчет проводился по деформационной теории пластичности.

Идейно, физически нелинейный расчет предполагает рассмотрение четырех возможных сценариев работы конструкции. Каждый из рассматриваемых сценариев отвечает определенным критериям расчета. 1 и 2 расчетные модели используются для расчета конструкции по I группе предельных состояний, 3 и 4 модели – для расчета по II группе предельных состояний.

В 1 и 3 расчетных случаях моделируется работа конструкции из условия кратковременного воздействия нагрузок на сооружение. 2 и 4 расчетные случаи исключают кратковременные воздействия и моделируют работу конструкции в предположении действия только длительной части этих нагрузок, однако требуют понижения модуля упругости бетона (согласно п.6.1.15), из-за возникновения эффекта ползучести, при рассмотрении работы конструкции на продолжительном временном интервале:

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} = \frac{30000 \text{ МПа}}{1 + 3,6} = 6521,739 \text{ МПа}, \quad (1)$$

где:

E_b – начальный модуль упругости бетона, принимаемый по табл.6.11¹, для класса В25, $E_b = 30000$ МПа;

$\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести, принимаемый по табл.6.12¹. Принят худший вариант, чреватый увеличением трещинообразования – помещение с пониженной влажностью, $\varphi_{b,cr} = 3,6$.

		Модель №:				
		1	2	3	4	
Общие данные						
<input checked="" type="radio"/>	Деформационная теория пластичности					
<input type="radio"/>	Теория пластического течения Друкера - Прагера					
<input type="radio"/>	Теория пластического течения Геньева					
<input type="checkbox"/>	Пластичность					
Свойства бетона						
<input type="checkbox"/>	Игнорировать работу бетона на растяжение					
<input checked="" type="checkbox"/>	Учитывать деградацию бетона					
<input checked="" type="radio"/>	Аппроксимация Паде билинейной диаграммы					
<input type="radio"/>	Диаграмма Европейской Комиссии по бетону					
	Объемный вес	24.52	24.52	24.52	24.52	кН/м ³
	Коэффициент Пуассона	0.2	0.2	0.2	0.2	
	Начальный модуль упругости бетона	30000000	6521739	30000000	6521739	кН/м ²
	Предел прочности бетона на сжатие	14500	14500	18500	18500	кН/м ²
	Предел прочности бетона на растяжение	1050	1050	1550	1550	кН/м ²
	Относительный модуль (раз)упрочнения билинейной диаграммы при растяжении	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	
	Относительный модуль (раз)упрочнения билинейной диаграммы при сжатии	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	
	Отношение деформации в точке U и деформации, соответствующей пределу прочности бетона на сжатие	1.732	2.772	1.732	2.772	
Свойства арматуры						
<input checked="" type="radio"/>	Билинейная диаграмма					
<input type="radio"/>	Экспоненциальная аппроксимация билинейной диаграммы					
<input type="radio"/>	Экспоненциальная аппроксимация трехлинейной диаграммы					
	Модуль упругости арматуры	200000000	200000000	200000000	200000000	кН/м ²
	Коэффициент Пуассона арматуры	0.3	0.3	0.3	0.3	
	Предел текучести арматуры на растяжение	435000	435000	500000	500000	кН/м ²
	Предел текучести арматуры на сжатие	400000	400000	500000	500000	кН/м ²
	Относительный модуль (раз)упрочнения в зоне растяжения для арматуры	0.05	0.05	0.05	0.05	
	Относительный модуль (раз)упрочнения в зоне сжатия для арматуры	0.05	0.05	0.05	0.05	
	Предельная деформация для растянутой арматуры	0.023	0.023	0.023	0.023	
	Предельная деформация для сжатой арматуры	-0.023	-0.023	-0.023	-0.023	
<input checked="" type="checkbox"/>	Учесть эффект Баушингера					

Рис. 3. Исходные физически нелинейные параметры плиты перекрытия

Fig. 3. Initial physically nonlinear parameters of the floor slab

Пределы прочности бетона на сжатие и растяжение приняты в соответствии с рекомендациями норм³ по табл. 6.7 и 6.8. Относительный модуль разупрочнения принят в соответствии с рекомендациями⁴.

³ СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции».

⁴ Нелинейные расчёты на МРЗ в SCAD++ Вебинар А.В. Теплых, зам.ген.директора ООО «СКАД СОФТ» [Электронный ресурс]. - URL: https://www.youtube.com/watch?v=OFlu69_fCHw (дата обращения: 05.11.2024).

Абсцисса вершины диаграммы сжатия бетона определяется в соответствии с приложением Г, нормативного документа по железобетонным конструкциям⁵:

$$|\varepsilon_b| = \frac{B}{E_b} \cdot \lambda \cdot \frac{1 + 0,75\lambda B / 60 + 0,2\lambda / B}{0,12 + B / 60 + 0,2 / B} = \frac{25}{30000} \cdot 1 \cdot \frac{1 + 0,75 \cdot 1 \cdot 25 / 60 + 0,2 \cdot 1 / 25}{0,12 + 25 / 60 + 0,2 / 25} = 0,00202, \quad (2)$$

где:

λ – безразмерный коэффициент, принимаемый равным 1 для тяжелых бетонов;

B – класс бетона;

E_b – начальный модуль упругости бетона.

Отношение деформации в точке U и деформации, соответствующей пределу прочности бетона на сжатие определяется исходя из длительности действия нагрузки.

- для моделей 1 и 3:

$$\varepsilon_{b2} = 0,0035 \rightarrow \frac{\varepsilon_{b2}}{\varepsilon_b} = \frac{0,0035}{0,00202} = 1,732; \quad (3)$$

- для моделей 2 и 4:

$$\varepsilon_{b2} = 0,0056 \rightarrow \frac{\varepsilon_{b2}}{\varepsilon_b} = \frac{0,0056}{0,00202} = 2,772, \quad (4)$$

где:

ε_{b2} – значение предельной относительной деформации тяжелых бетонов, в зависимости от длительности действия нагрузки, принятые по п.6.1.20 и табл. 6.10¹.

После задания жесткостных характеристик материалов несущих конструкций необходимо задать этапность моделирования нагрузки. Для каждой модели было задано пошаговое нагружение конструкции (рис. 4). В каждой из модели рассмотрено по три варианта действия нагрузки от нахождения людей на плите перекрытия:

Управление шаговым процессом			
Номер нелинейного нагружения	1	<input type="checkbox"/>	Загружение является продолжением предыдущего нагружения
<input type="checkbox"/>	После нелинейного расчета выполнить численного нагружения		
<input type="checkbox"/>	После нелинейного расчета выполнить анализ устойчивости		
Коэффициенты нагружения по шагам			
Модель 1			
Номер нагружения	Коэффициент нагружения	Количество шагов	Сохранение результатов
1 : СВ	0,5	2	<input checked="" type="checkbox"/>
2 : Пол	0,1	10	<input checked="" type="checkbox"/>
3 : Людн. Полное_пе	0,1	10	<input checked="" type="checkbox"/>
Модель 2			
Номер нагружения	Коэффициент нагружения	Количество шагов	Сохранение результатов
1 : СВ	0,5	2	<input checked="" type="checkbox"/>
2 : Пол	0,1	10	<input checked="" type="checkbox"/>
3 : Людн. Полное_пе	0,035	10	<input checked="" type="checkbox"/>
Модель 3			
Номер нагружения	Коэффициент нагружения	Количество шагов	Сохранение результатов
1 : СВ	0,4545	2	<input checked="" type="checkbox"/>
2 : Пол	0,087	10	<input checked="" type="checkbox"/>
3 : Людн. Полное_пе	0,0292	10	<input checked="" type="checkbox"/>
3 : Людн. Полное_пе	0,0542	10	<input checked="" type="checkbox"/>
Модель 4			
Номер нагружения	Коэффициент нагружения	Количество шагов	Сохранение результатов
1 : СВ	0,4545	2	<input checked="" type="checkbox"/>
2 : Пол	0,087	10	<input checked="" type="checkbox"/>
3 : Людн. Полное_пе	0,0292	10	<input checked="" type="checkbox"/>

Рис. 4. Пошаговое моделирование нагружений

Fig. 4. Modeling of loading steps

⁵ СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции».

1. Модель 1. Расчетные постоянные, длительные и кратковременные нагрузки. Доля длительности не учитывается, поскольку прикладывается полная нагрузка. На первом этапе за 2 шага прикладывается нагрузка от собственного веса, за 10 следующих шагов – нагрузка от эксплуатируемой кровли и за последние 10 шагов – от веса людей.

2. Модель 2. Расчетные постоянные и длительные нагрузки. То же, что и модель 1, но на этапе приложения временной нагрузки учитывается доля длительности – 0,35.

3. Модель 3. Нормативные постоянные, длительные и кратковременные нагрузки. Данная модель загружена с использованием четырех этапов загрузки. Сначала за 2 шага прикладывается нагрузка от собственного веса конструкции. Далее, за 10 шагов прикладывается нагрузка от покрытия кровли. За следующие 10 шагов прикладывается длительная часть временно действующей нагрузки, за счет умножения коэффициента загрузки на 0,35. Последние 10 шагов учитывают кратковременную часть временной нагрузки за счет умножения коэффициента загрузки на 0,65. Данное разделение необходимо, поскольку дальнейший расчет предполагает снятие прогибов плиты перекрытия на этапе приложения сначала длительной части кратковременной нагрузки, а потом полной кратковременной нагрузки.

4. Модель 4. Нормативные постоянные и длительные нагрузки. То же, что и модель 2, но прикладываются нормативные значения нагрузки, вместо расчетных.

После моделирование шагов загрузки конструкции необходимо перейти к формированию таблиц расчетных сочетаний усилий при моделировании нелинейных нагрузок. Это необходимо для автоматического определения программой наилучшего варианта нагружения. На рис. 5 показан пример формирования таблицы НРСУ для модели 3.

Расчетные сочетания усилий и перемещений					
Загружения					
	Активное нагружение	Активное нагружение	Наименование	Коэф. надежности	Доля длительности
1	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	загружение 1, шаг 2 - 0.909 ^q L1	1	1
2	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	загружение 1, шаг 12 - 0.909 ^q L1+0.87 ^q L2	1	1
3	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	загружение 1, шаг 22 - 0.909 ^q L1+0.87 ^q L2+0.292 ^q L3	1	1
4	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	загружение 1, шаг 32 - 0.909 ^q L1+0.87 ^q L2+0.542 ^q L3	1	0,8145
5	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	загружение 2, шаг 2 - 0.909 ^q L1	1	1
6	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	загружение 2, шаг 12 - 0.909 ^q L1+0.87 ^q L2	1	1
7	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	загружение 2, шаг 22 - 0.909 ^q L1+0.87 ^q L2+0.292 ^q L4	1	1
8	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	загружение 2, шаг 32 - 0.909 ^q L1+0.87 ^q L2+0.542 ^q L4	1	0,8798
9	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	загружение 3, шаг 2 - 0.909 ^q L1	1	1
10	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	загружение 3, шаг 12 - 0.909 ^q L1+0.87 ^q L2	1	1
11	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	загружение 3, шаг 22 - 0.909 ^q L1+0.87 ^q L2+0.292 ^q L5	1	1
12	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	загружение 3, шаг 32 - 0.909 ^q L1+0.87 ^q L2+0.542 ^q L5	1	0,9165

Рис. 5. Нелинейные расчетные сочетания усилий для модели 3
 Fig. 5. Nonlinear design combinations of forces for model 3

Расчет проводится последовательно: от модели 1 до модели 4. После проведения расчетов по определенной модели проверяется, удовлетворяет ли заданное армирование требованиям нормативных документов⁶. Производится это благодаря постпроцессору SCAD Office, обладающей утилитой по экспертизе железобетонных конструкций. В случае если заданное армирование не удовлетворяет тем или иным критериям (в зависимости от того, по какой группе предельных состояний производится расчет), армирование меняется до тех пор, пока все условия не будут удовлетворены. По итогу, файл с заданным актуальным армированием сохраняется под новым именем и происходит расчет по следующей модели.

В конце концов, нелинейный прогиб определяется с использованием данных, полученных в результате расчета по 3 и 4 моделям. Итоговый максимальный прогиб в конструкции будет определяться как:

$$f = f_{3n} - f_{3d} + f_4, \quad (5)$$

где:

f – искомый нелинейный максимальный прогиб в плите перекрытия;

f_{3n} – максимальное перемещение по 3 модели на этапе приложения полной нагрузки;

f_{3d} – максимальное перемещение по 3 модели на этапе приложения длительной части нагрузки;

f_4 – максимальное перемещение по 4 модели на этапе приложения длительной части нагрузки.

⁶ СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции».

МЕТОДИКА РАСЧЕТА В ПК ЛИРА-САПР

Расчет проводился в сертифицированном расчетном программном комплексе ЛИРА-САПР 2021 R2.

Начиная с ПО версии от 2016 года выпуска, разработчиками заявлено внедрение в функционал программы возможности учета физической нелинейности в конструкции или отдельных ее элементов за счет встроенного модуля «Инженерная нелинейность».

Принцип работы модуля заключается в изменении жесткостных характеристик каждого рассчитываемого конечного элемента путем итерационного процесса. На каждом шаге итерации производится подбор армирования и изменение модуля упругости элемента, его модуля сдвига и коэффициента Пуассона.

Расчет производится по следующему алгоритму:

1. Задается рассчитываемая модель: геометрические характеристики, начальные жесткостные характеристики, ж/б характеристики, связи, загрузки, комбинации загрузок.

2. В меню «Расчет», на вкладке «Нелинейность» выбирается «Инженерная» (рис. 6). Здесь расчетчик должен самостоятельно задать, по его мнению, определяющее нагружение, влияющее на работу конструкции.

3. Проводится обыкновенный линейный расчет.

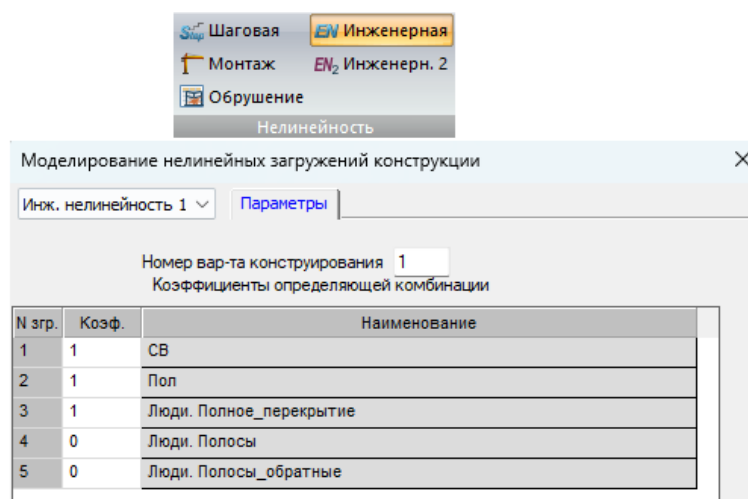


Рис. 6. Модуль «Инженерная нелинейность»

Fig. 6. Module "Engineering nonlinearity"

В расчетный комплекс была добавлена расчетная модель, аналогичная рассчитанной в ПК SCAD Office.

В результате расчета, программа определит армирование элементов и изменит жесткостные характеристики каждого КЭ. Прогиб, соответствующий заданным жесткостям и армированию будет итоговым.

АНАЛИЗ ПОЛУЧЕННЫХ РЕЗУЛЬТАТОВ

В первую очередь, хочется отметить трудоемкость расчета в SCAD Office в нелинейной постановке задачи. Расчет 1 линейной и 4 нелинейных моделей в сумме занял около 2000 секунд. Более того, данное время увеличивается за счет временных затрат на вычисление и ввод дополнительных исходных данных. Время, затраченное на расчет с помощью модуля «Инженерная нелинейность» едва ли превышает время на расчет в линейной постановке (которое ограничивается несколькими секундами), из-за необходимости проведения предварительного итерационного расчета с подбором жесткостей и армирования.

При определении максимального прогиба каждая из методик показала одинаковый характер деформированного состояния плиты перекрытия. Наибольший прогиб во всех моделях наблюдался в угловых пролетах плиты (рис. 7).

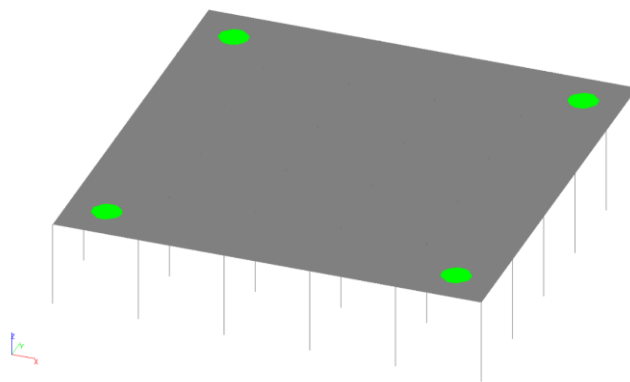


Рис. 7. Характер возникновения максимальных прогибов в конструкции
Fig. 7. The nature of the occurrence of maximum deflections in the structure

Основываясь на официальной документации ЛИРА-САПР⁷, в качестве исходных жесткостей материала бетона должен выступать начальный модуль упругости ($E = 30000 \text{ МПа}$). Однако, результаты, полученные в ходе соблюдения данной рекомендации, показали результат, более чем в 2 раза отличающийся (в меньшую сторону) от остальных значений. Модель была сохранена под новым именем. Модуль упругости бетона в ней был назначен пониженным, в соответствии с рекомендациями норм⁸. Результаты расчета плиты перекрытия с учетом физической нелинейности по всем методикам расчета сведены в табл.2.

Таблица 2. Результаты расчета максимального прогиба плиты
Table 2. Results of calculating the maximum deflection of the slab

Наименование расчета	SCAD Office 21.1.9.9		ЛИРА-САПР 2021 R2		
	Линейный расчет ($E = 0, 2E_b$)	Шаговый нелинейный расчет	Линейный расчет ($E = 0, 2E_b$)	«Инженерная нелинейность» ($E_0 = E_b$)	«Инженерная нелинейность» ($E_0 = 0, 2E_b$)
Максимальный прогиб, мм	27,5	31,6	29,0	11,4	27,8
Отклонение результата относительно нелинейного расчета в SCAD, %	13,0	-	8,2	63,9	12,0

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В результате анализа реализованных в программных комплексах методов физически нелинейного расчета железобетонных конструкций, можно сделать следующие выводы:

1. Основываясь на работах предшественников, рассчитывавших аналогичные конструкции шаговым методом в ПК SCAD Office, можно заключить, что учет физической нелинейности в работе конструкции может показать как положительный (уменьшение прогиба), так и отрицательный результат (увеличение прогиба). Предположительно, решающим фактором является некое отношение результирующей нагрузки, действующей на перекрытие, к физико-геометрическим характеристикам плиты перекрытия. В случае внушительной высоты плиты и/или большего класса бетона, при сохранении величины внешней нагрузки, плита перекрытия, в ходе физически нелинейного расчета, может показать меньший прогиб, в сравнении с линейным расчетом.

2. При расчете задачи в линейной постановке, с введением понижающих коэффициентов¹, между вариантами расчета в ПК SCAD Office и ПК ЛИРА-САПР, численно, нет существенной разности. Полученная разность в результатах укладывается в пределы инженерной погрешности.

⁷ Учет нелинейной работы железобетона в ПК ЛИРА-САПР. Метод «Инженерная нелинейность». [Электронный ресурс]. - URL: <https://help.liraland.com/ru-ru/high-technology-innovations/method-engineering-nonlinearity.html> (дата обращения: 07.11.2024).

⁸ СП 430.1325800.2018 «Монолитные конструктивные системы. Правила проектирования».

3. Использование «Инженерной нелинейности», где в качестве исходных данных был принят начальный модуль упругости бетона, показал заниженный, более чем в 2 раза, результат по максимальному прогибу. При использовании в качестве исходных данных модуля упругости бетона с понижающим коэффициентом, результат показывает значения, схожие с остальными методиками расчета. Из-за несоответствия ожидаемых результатов расчета реальным, использование модуля «Инженерная нелинейность» для практических расчетов находится под сомнением.

4. Время, затраченное на реализацию шагового нелинейного расчета в ПК SCAD Office, многократно превышает время, затраченное на реализацию остальных методик. При усложнении расчетной схемы и рассмотрении больших комбинаций загрузений данное время может также кратно возрасти.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Евсеев Н.А. Учет физической нелинейности железобетонных конструкций при численных расчетах конструктивных систем // Вестник гражданских инженеров. 2017. № 5 (64). С. 66–70. EDN: YOAUNF. DOI: 10.23968/1999-5571-2017-14-5-66-70.
2. Залесов А.С., Мухамедиев Т.А., Чистяков Е.А. Учет физической нелинейности при расчете железобетонных монолитных конструкций высотных зданий // Строительная механика и расчет сооружений. 2005. № 1. С. 4–8.
3. Блохина Н.С. Проблема учета физической нелинейности при расчете строительных конструкций // Вестник МГСУ. 2011. № 6. С. 384–387. EDN: OWFSOL.
4. Fialko S.Y., Perelmuter A.V. Inelastic analysis of reinforced concrete structures in SCAD // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. 2019. № 15 (1). P. 54–60. EDN: KYPWJU. DOI: 10.22337/2587-9618-2019-15-1 54-60.
5. Fialko S. Y., Karpilovskiy V.S. Triangular and quadrilateral flat shell finite elements for nonlinear analysis of thin-walled reinforced concrete structures in SCAD software // Shell Structures: Theory and Applications, Gdańsk, 11–13 октября 2017. Gdansk, Poland: CRC Press, 2018. P. 367-370. EDN: PLBDNP. DOI 10.1201/9781315166605-83.
6. Kolchunov V. I., Karpenko S. N. Rigidity of reinforced concrete structures under complex resistance // Russian Journal of Building Construction and Architecture. 2022. № 1(53). P. 7-20. EDN: WQNTEN.
7. Куш В.А. Учет физической нелинейности при расчете плоской железобетонной рамы с использованием вычислительного комплекса SCAD // Известия вузов. Инвестиции. Строительство. Недвижимость. 2021. Т. 11, № 1(36). С. 38-47. EDN: HFQNAV. DOI: 10.21285/2227-2917-2021-1.
8. Шевченко А.В., Баглаев Н.Н., Зеленев Е.А., Курбатов В.Л. Определение остаточных прогибов изгибаемых железобетонных элементов на основе нелинейной деформационной модели // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. 2023. № 8. С. 31-40. EDN: AQMAUE.
9. Дьяков, С.Ф., Мустафина Л.В. Физическая нелинейность железобетона в изгибаемых элементах с учётом длительности действия нагрузки // Инженерные исследования. 2024. № 1(16). С. 13-22. EDN VXYYVY.
10. Теплых А.В. Применение оболочечных элементов при расчетах строительных стальных конструкций в программах SCAD и Nastran с учетом геометрической и физической нелинейности // Промышленное и гражданское строительство. 2011. № 6. С. 49–52. EDN: NTBGDH.

ОБ АВТОРАХ

Станислав Федорович Дьяков – доцент Высшей школы промышленно-гражданского и дорожного строительства. Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ). 195251, Россия, г. Санкт-Петербург, Политехническая ул., д.29. E-mail: dyakov_sf@spbstu.ru

Кирилл Андреевич Трофин – студент магистратуры. Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ). 195251, Россия, г. Санкт-Петербург, Политехническая ул., д.29. E-mail: trofin.ka@edu.spbstu.ru

ABOUT THE AUTHORS

Stanislav F. Dyakov – associate professor at the Higher School of Industrial, Civil and Road Construction. Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University (SPbPU). 195251, Russia, St. Petersburg, Politekhnikeskaya st., 29. E-mail: dyakov_sf@spbstu.ru.

Kirill A. Trofin – master's student. Peter the Great St. Petersburg Polytechnic University (SPbPU). 195251, Russia, St. Petersburg, Politekhnikeskaya st., 29. E-mail: trofin.ka@edu.spbstu.ru.

УДК 69.04

ОБРУШЕНИЯ, АВАРИИ И ДЕФЕКТЫ ЛЕГКИХ СТАЛЬНЫХ ТОНКОСТЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

В.А. Рыбаков¹, Т.В. Назмеева²

¹Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого,
г. Санкт-Петербург (Российская Федерация)

²Ассоциация развития стального строительства, г. Москва (Российская Федерация)

Аннотация. В статье приводятся известные в Российской Федерации факты аварий, обрушений и повреждений зданий на основе легких стальных тонкостенных конструкций (ЛСТК), а также их отдельных элементов за период с 2008 по 2018гг. Одно из обрушений, произошедшее в жилом доме в Великом Новгороде в 2013 г. (то есть до издания свода правил СП 260.1325800 по расчету элементов ЛСТК) анализируется более подробно. По результатам проведенных в статье расчетов показано на конкретном объекте, что нормальные напряжения с учетом бимоментов могут превышать нормальные напряжения без его учета в несколько раз. Также в статье приводится анализ действующих на территории Российской Федерации и вышедших из действия по состоянию на 2024г. норм по расчету стальных конструкций, на основании которого делается вывод о существенных недоработках нормативной базы по проектированию и расчету ЛСТК, в частности СП 260.1325800.2023, несмотря на предыдущие попытки авторов статьи обратить разработчиков норм на этот вопрос внимание.

Ключевые слова: ЛСТК, легкие стальные тонкостенные конструкции, бимомент, деформация, аварии, обрушения, повреждения, нормальные напряжения.

Ссылка для цитирования: Рыбаков В.А., Назмеева Т.В. Обрушения, аварии и дефекты легких стальных тонкостенных конструкций // Инженерные исследования. 2024. №4(19). С. 12-23. EDN: FCIYWY

COLLAPSE, ACCIDENTS AND DEFECTS OF LIGHT GAUGE STEEL STRUCTURES

V.A. Rybakov¹, T.V. Nazmeeva²

¹Peter the Great St.Petersburg Polytechnic University, St.Petersburg (Russian Federation)

²Steel Construction Development Association, Moscow (Russian Federation)

Abstract. The article presents the facts of accidents, collapses and damage to buildings based on light gauge steel structures (LGSS), as well as their elements, known in the Russian Federation for the period from 2008 to 2018. One of the collapses that occurred in an apartment building in Veliky Novgorod in 2013 (that is, before the publication of the code of rules of SP 260.1325800 for the calculation of LGSS elements), it is analyzed in more detail. According to the results of the calculations carried out in the article, it is shown on a specific building that normal stresses, taking into account the bimoment, can exceed normal stresses several times without considering it. The article also provides an analysis of the Russian standards as of 2024 for the calculation of steel structures and expired, on the basis of which it is concluded that there are significant shortcomings in the regulatory framework for the design and calculation of LGSS, in particular SP 260.1325800.2023, despite previous attempts by the authors of the article to draw the developers of norms to this issue.

Keywords: LGSS, light gauge steel structures, bimoment, warping, accidents, collapses, damage, normal stresses.

For citation: Rybakov V.A., Nazmeeva T.V. Collapse, accidents and defects of light gauge steel structures // Inzhenernyye issledovaniya [Engineering Research]. 2024. No.4(19). Pp. 12-23. EDN: FCIYWY

ВВЕДЕНИЕ

В XXI веке роль стальных конструкций в строительстве объектов промышленного и гражданского назначения стремительно растет. Среди стальных конструкций можно выделить особый вид – конструкции из стальных холодногнутых оцинкованных профилей и гофрированных листов, широко известные под аббревиатурой ЛСТК (легкие стальные тонкостенные конструкции), к числу преимуществ которых можно отнести пониженную металлоемкость, высокую скорость изготовления и сборки, преимущества в логистике в труднодоступные регионы и др. [1-5] и др.

В терминах строительных конструкций под ЛСТК понимают несущие и ограждающие элементы зданий, металлоемкость которых существенно снижена по сравнению с традиционными стальными конструкциями [2]. Данная характерная особенность ЛСТК достигается за счет снижения толщины применяемых профилей, рационального выбора конструктивной схемы и размеров сечений, использования стали с пределом текучести от 220 до 350 МПа и повышенных марок стали (до 490 МПа).

В среднем, металлоемкость ЛСТК для каркасного жилого здания из составляет 25-28 кг/м² (при 2-3 этажах) и 38– 43 кг/м² (при одном этаже).

Характерной особенностью профилей ЛСТК, помимо оцинковки, является особо низкая толщина (0,6...3,0мм), обусловленная спецификой изготовления.

Известно [6], что в сравнении с аналогичным зданием на основе деревянного каркаса использование каркаса ЛСТК уменьшает сроки строительства на 40%, а трудовые ресурсы на 20%.

К традиционным и перспективным направлениям применения в строительстве конструкций данного типа можно отнести следующие:

- наружные ограждающие конструкции в сборно-монолитном строительстве;
- строительство индивидуальных загородных домов;
- надстройка мансардных этажей зданий старого фонда;
- реконструкция жилых домов фонда первых массовых серий с надстройкой мансардных этажей;
- модернизация зданий дошкольных учреждений с надстройкой мансардных этажей;
- реабилитация кровель жилых зданий и т.д.

Концепция строительства на основе ЛСТК может применяться самостоятельно или в сочетании с другими строительными конструкциями, [7]–[9] и др. в качестве ограждающих стен, внутренних перегородок, междуэтажных перекрытий, стропильных конструкций мансард и крыш при строительстве и реконструкции.

До 2017г. развитие и применение ЛСТК в России было затруднено вследствие отсутствия единой нормативной базы. СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции», а также его ранее действовавшие версии, не содержат конкретных требований к ЛСТК

Введенный в действие в 2017 году СП 260.1325800.2016 «Конструкции стальные тонкостенные из холодногнутого оцинкованного профиля и гофрированных листов», базирующийся на требованиях Eurocode-3: Design of steel structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting, позволил проектирование и строительство зданий из ЛСТК сделать легитимным.

Однако, столь важное свойство конструкции, как легкость может заметно сказаться на ее несущей способности. Поэтому ЛСТК перед их внедрением в строительство должны быть подвергнуты тщательному анализу по несущей способности.

Несмотря на столь широкую распространенность подобных конструкций в России, на сегодняшний день имеются существенные недостатки в нормативной, методической и расчетно-вычислительной базах по расчету ЛСТК [10].

Причины аварий и повреждений, полученных в процессе монтажа и эксплуатации зданий и сооружений из ЛСТК, можно условно разделить на две группы [11, 12]:

- ошибки, допущенные в процессе проектирования;
- ошибки, допущенные в процессе возведения.

Рассмотрим основные известные аварии зданий из тонкостенных холодногнутого профилей, произошедших в различных населенных пунктах Российской Федерации и причины их возникновения [11–14] и др.:

1. В январе 2008г произошло обрушение 80-90% конструкций автоматизированного склада размерами 60x100 м высотой 36 м. в Домодедовском районе Московской области (рис. 1). Стеллажи для складирования товаров одновременно являются основными несущими конструкциями. Поперечная рама здания представляла собой совокупность вертикальных решетчатых стоек-ферм, установленных с шагом 2,74 м, объединенных в уровне покрытия кровельной балкой-фермой. В средней части стойки-фермы

были установлены на рамы, состоящие из вертикальных решетчатых двутавровых стоек-ферм, объединенных горизонтальной перехватной фермой. Основная часть несущих конструкций (стойки-фермы, прогоны, система связей) была запроектирована и изготовлена из холодногнутых тонкостенных сложных открытых профилей. Профессор И.И. Ведяков в [13] отмечает, что основной причиной обрушения явилось отсутствие обеспечения устойчивости каркаса в продольном направлении из-за неудовлетворительной системы вертикальных связей. Верхний и нижний пояса перехватных ферм не были раскреплены в продольном направлении, отсутствие ребер в местах опирания решетчатых стоек привело к дополнительной потере устойчивости стенок поясов и их скручиванию.



Рис. 1. Обрушенные конструкции склада [13]

Fig. 1. Collapsed warehouse structures

2. В 2010 г. произошло обрушение конструкций покрытия промышленного здания в пос. Стулово. Конструкции - фермы покрытия пролетом 18 метров с шагом по колоннам 6 метров. После обрушения было проведено усиление и монтаж новых ферм; по результатам проверки несущей способности вновь смонтированных ферм установлено, что отдельные элементы (опорные раскосы) ферм были перегружены в 10 раз, связи по фермам выполнены в виде U-профиля 100x1,2 мм. Гибкость связи составила $600/1,3=460$, что превышает допустимую и полностью исключает связь из работы [11].

3. Наглядным примером аварии, произошедшей из-за ошибки и недочета на стадии проектирования зданий из ЛСТК, является случай в Брянской области [12]. В ночь с 24 на 25 декабря 2010 года произошло обрушение сельскохозяйственного здания. В ходе расследования причин аварии было установлено [12], что сооружение было изначально неверно запроектировано, вследствие чего верхний пояс, соединенный жестко на болтах со стойками, потерял устойчивость, что и стало причиной аварии.

4. В феврале 2011, спустя 1 месяц после закрытия теплового контура произошло обрушение кровли и элементов каркаса двухэтажной пристройки к зданию по ул. Производственная. Снеговая нагрузка в момент обрушения (толщина снежного покрова на кровле составляла 30-40 см) не превышала 40% от расчетной снеговой нагрузки с соответствием со СП. Основная причина обрушения, [11] - потеря устойчивости сжатых элементов из плоскости (по фермам покрытия полностью отсутствовали связи). При потере устойчивости одним элементом фермы произошло лавинообразное обрушение кровли по профилированному листу.

5. В 2012 г. в Смоленской обл. в первую зиму после постройки до ввода в эксплуатацию обрушилось здание коровника на 600 голов размерами 32x150 (м) с фермами из ЛСТК пролетом 16 м (рис.2). В ходе строительства не были установлены связи в соответствии с проектом: в одной части здания отсутствовала половина связей, в другой – полностью, несмотря на требования авторского надзора.



Рис. 2. Обрушенные конструкции коровника в Смоленской обл.¹
Fig. 2. Collapsed structures of a cowshed in the Smolensk region

6. 26 января 2013 года в Южной Осетии на Багиатском заводе обрушилось производственное здание от снеговой нагрузки, которое так и не было сдано в эксплуатацию (рис.3). Здание было возведено в короткие сроки, но при этом отсутствовали проектно-сметная документация и экспертное заключение, относительно прочности ЛСТК. Случаи потери устойчивости в стержневых системах несущих элементов по причине недоучета знакопеременности усилий – довольно распространены во всех видах конструкций. Ошибки в расчетах могут привести к прогрессирующему обрушению всей конструкции, что и произошло и в случае обрушения данного здания [12].

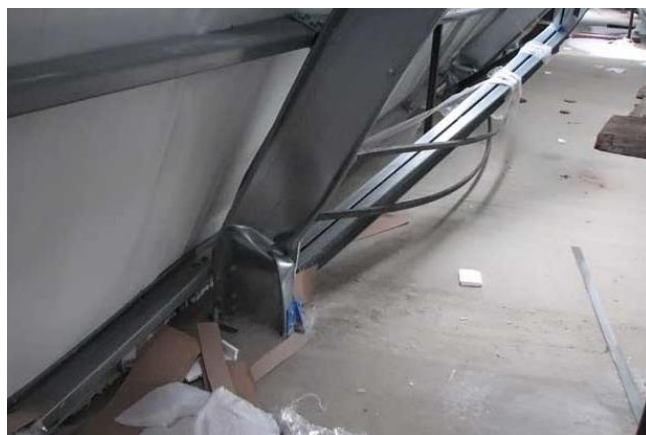


Рис. 3. Обрушенные конструкции на Багиатском заводе²
Fig. 3. Collapsed structures at the Bagiat plant

7. 7 февраля 2018 г. в селе Жархан Нюрбинского улуса произошло лавинообразное обрушение кровли здания коровника, введенного в эксплуатацию за три года до обрушения (рис.4). Причины обрушения в источниках не приводятся.

¹ Ферма сложилась [Электронный ресурс]. – URL: <https://dwg.ru/bsk/3172> (дата обращения: 31.09.2024)

² ЛСТК (Легкие стальные тонкостенные конструкции) - аварии и безопасность [Электронный ресурс]. – URL: <https://stroy-trading.ru/information/article/264-LSTK-Legkie-stalnye-tonkostennye-konstruktsii---avarii-i-bezopasnost> (дата обращения: 31.09.2024)



Рис. 4. Обрушенные конструкции коровника в селе Жархан³
Fig. 4. Collapsed structures of a cowshed in the village of Zharkhan

8. 12 февраля 2018 г обрушилась кровля еще одного коровника на 100 голов в Якутии – в селе Энгольжа Нюрбинского улуса. Обрушение произошло вследствие воздействия экстремальных снеговых нагрузок (скопления большого количества снега на пологой части кровли при выпадении аномально большого количества снега).

9. г. Архангельск, ул. Доковская. Трехэтажные дома по программе переселения граждан из ветхого и аварийного жилья на несущем каркасе из ЛСТК. Строительство было начато в 2011 году, к марту 2019 года здания так и не были сданы в эксплуатацию, по итогам обследования были обнаружены нарушения технологии и здания были запланированы под снос. Ущерб бюджету составил не менее 123 млн. руб. [14].

10. В марте 2018 г. в пгт. Жешарт республики Коми произошло обрушение крыши здания магазина «Пятерочка» с несущим каркасом из ЛСТК по проекту 2014 г, сданного в эксплуатацию в 2015 году. Причина обрушения: при проектировании был некорректно выполнен сбор нагрузок на здание и подбор сечений элементов ферм, непосредственное проектирование ферм и обеспечение пространственной устойчивости здания [14]. Элементы ферм покрытия не выдержали воздействия фактических нагрузок и произошло обрушение. [14].

11. Обрушение на о. Итуруп и о. Кунашир Сахалинской области каркасно-обшивных панелей (ЛСТК) здания госпиталя на стальном каркасе. Нарушения наблюдались на всех этапах жизненного цикла объектов, включая производство, хранение, транспортировку и монтаж. Причина обрушения: нарушение требований по хранению и монтажу ЛСТК [14]

12. В 2017 г. в г. Новосибирск выполнялось строительство жилого дома комплекса «Новомарусино» с несущим каркасом и каркасно-обшивными стеновыми панелями на основе ЛСТК. После обнаружения нарушения технологии возведения строительство было приостановлено. Выявлено, что архитектурно-планировочные решения несущего каркаса были разработаны без учета дальнейшей установки каркасно-обшивных стен, создавая потенциально некачественные узлы примыкания стен к несущему каркасу и нереальное разнообразие типоразмеров панелей стен, что привело к последующему возрастанию металлоемкости и удорожанию [14].

13. 25.04.2017 г. в Липецкой обл произошло обрушение складского помещения ОАО "ЭКЗ Лебедянский" (Pepsico), производителя соков, на площади 300 м² (рис.5). Конструктивные решения: совмещенный несущий каркас из ЛСТК, при котором складские конструкции (хранение соков) одновременно являются несущими конструкциями здания. По данным регионального управления МЧС [14], при аварии пострадало два человека, которых "завалило пакетами с соком", несколько тонн сока вылилось в реку Дон. Причина обрушения: ошибки проектирования, вызванные необязательностью выполнения требований свода правил СП 260.1325800.2016.

³ В селе Жархан Нюрбинского улуса обрушилась кровля коровника [Электронный ресурс]. – URL: <https://ysia.ru/v-sele-zharhan-nyurbinskogo-ulusa-obrushilas-krovlya-korovnika/> (дата обращения: 31.09.2024)



Рис. 5. Обрушенные конструкции склада напитков [14]
Fig. 5. Collapsed structures of a beverage warehouse

14. Подробнее остановимся еще на одном из характерных обрушений – балконов жилого дома (рис.6, рис.7), экспертиза проектных решений выполнена в рамках научно-исследовательской работы [15] одним из авторов настоящей статьи. 9 февраля 2013 года в микрорайоне Кречевицы Великого Новгорода полностью обрушились два балкона со стороны главного фасада жилого трехэтажного дома, построенного на основе каркаса ЛСТК и предназначенного для ветеранов Великой Отечественной Войны, на третьем этаже частично обрушились и повредили балкон на втором этаже [16].



Рис. 6. Обрушение балконов в жилом доме (Великий Новгород, мкрн. Кречевицы) [16]
Fig. 6. Collapse of balconies in a residential building (Veliky Novgorod, Krechevitsy microdistrict)

Здание было сдано в эксплуатацию в ноябре 2012 г., однако на момент происшествия на балконах жильцов не было.

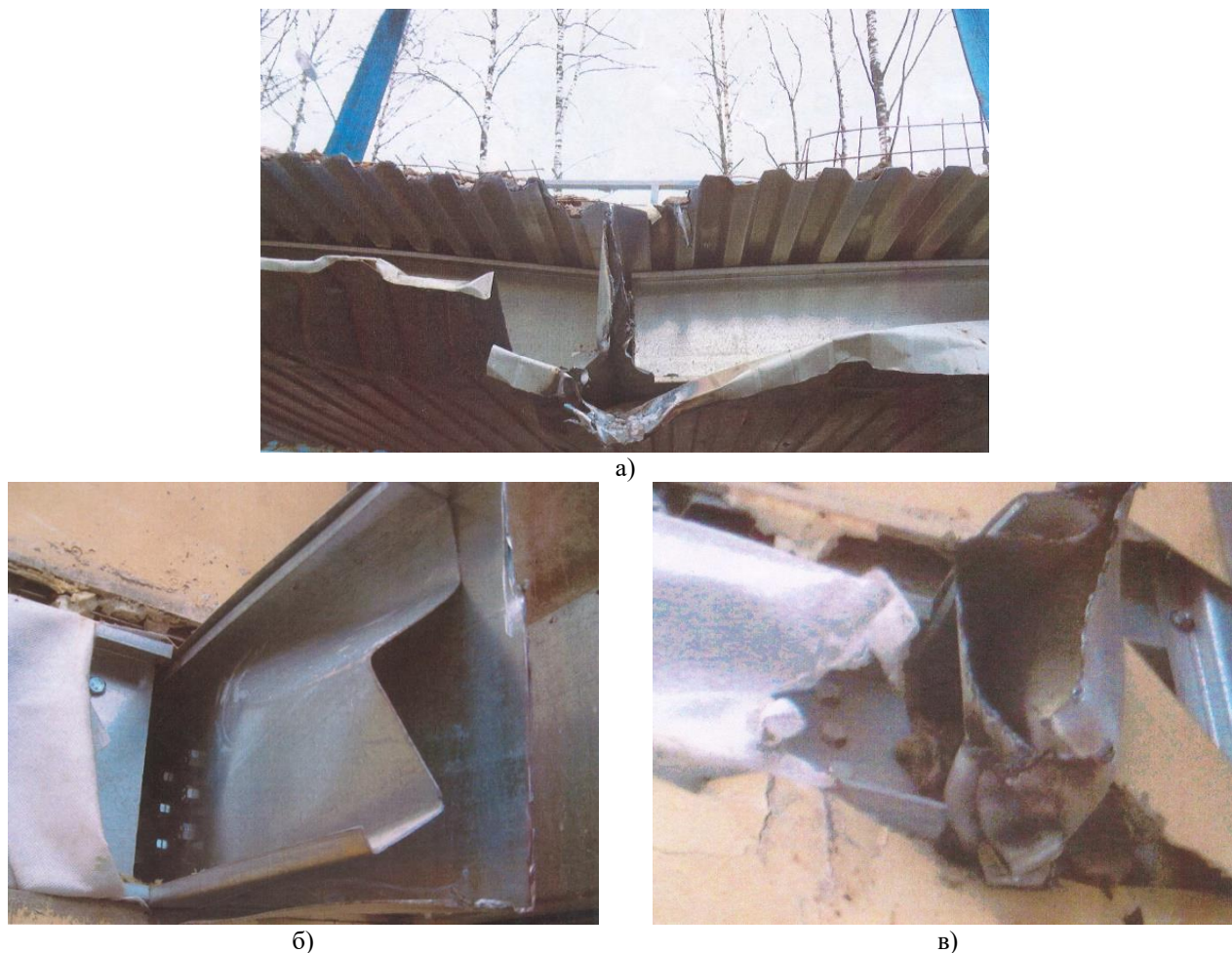


Рис.7. Узловые соединения несущих конструкций балконов после обрушения [16]: а – общая картина разрушения; б, в – отрыв консольных балок.

Fig. 7. Nodal connections of the supporting structures of balconies after collapse: a – general picture of destruction; b, c – separation of cantilever beams.

РЕЗУЛЬТАТЫ И ОБСУЖДЕНИЕ

Расчетная схема главных балок балконов представлена на рис.8.

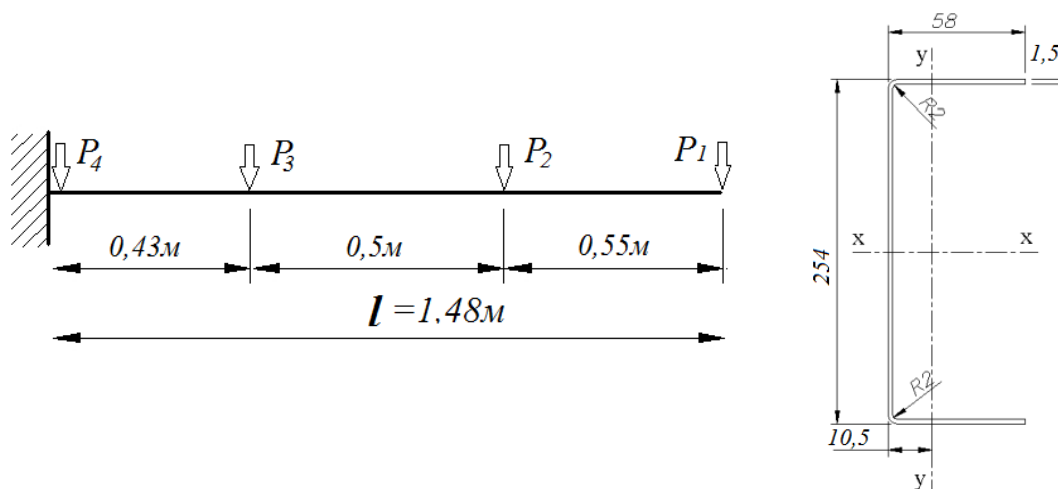


Рис. 8. Расчетная схема
Fig. 8. Calculation scheme

Ввиду того, что на момент проведения экспертизы в России еще не существовало норм по расчету и проектированию ЛСТК, расчет несущих конструкций балконов был выполнен в соответствии с методикой СП 16.13330.2011 «Стальные конструкции».

Нагрузки на балконную плиту, в соответствии с СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия», приведены в табл.1.

Таблица 1. Нагрузки на балконную плиту

Table 1. Loads on the balcony slab

№ п/п	Наименование нагрузки	Нормативное значение, кН/м ²	γ_f	Расчетная, кН/м ²
1	Вес пирога балконной плиты на основе ЛСТК	0,513	1,11	0,570
2	Ограждение, труба квадратная 35x3, ГОСТ 8639-82 - основное,	0,152кН	1,05	0,160кН
3	- торцевое	0,152 кН/м	1,05	0,147кН/м
4	Снеговая нагрузка	1,26	1,43	1,8
5	Полезная равномерно распределенная	2,0	1,2	2,4
6	Полезная на полосу 0,8м вдоль ограждения	4,0	1,2	4,8

Геометрические характеристики в расчете приняты наименьшими из двух: по сортаменту СТО 96199376-002-2008 «Профили стальные гнутые для производства зданий и сооружений по технологии ЛСТК (ООО “Квикхауз”))» и по расчету в программе ТОНУС (ПК SCAD Office), табл. 2.

Таблица 2. Геометрические характеристики поперечного сечения профиля

Table 2. Geometric characteristics of the cross-section of the profile

Обозн.	Параметр	Значение по СТО	Значение по ТОНУС	Единицы измерения
A	Площадь поперечного сечения	5,46	5,458	см ²
I _t	Момент инерции при свободном кручении	-	0,041	см ⁴
I _w	Секториальный момент инерции	-	1669,71	см ⁶
W _{u+}	Максимальный момент сопротивления относительно оси U	37,99	36,8	см ³
I _ц	Максимальный момент инерции	484,35	466,44	см ⁴
α_y	Координата центра изгиба по оси x	-	-1,672	см

Изгибно-крутильная характеристика:

$$k = \sqrt{\frac{GJ_t}{EJ_\omega}} = 0,0030775 \text{ см}^{-1}, \quad (1)$$

где $G=0,81 \cdot 10^5$ МПа, $E=2,1 \cdot 10^5$ МПа – модули сдвига и упругости стали, соответственно.

Равномерно распределенная нагрузка (рис.9) к верхней полке профиля и эксцентриситет $e=3,605$ см определены и приложены в соответствии с методикой, обозначенной в [1, 17].

Эпюра секториальных координат профиля представлена на рис.10. Максимальные секториальные координаты необходимы для выявления напряжения от бимоента и составят:

$$\omega_1 = (\alpha_y - b) \frac{h}{2} = (1,672 - 5,8) \frac{25,34}{2} = -52,30 \text{ см}^2 \quad (2)$$

$$\omega_2 = \alpha_y \frac{h}{2} = 21,19 \text{ см}^2 \quad (3)$$

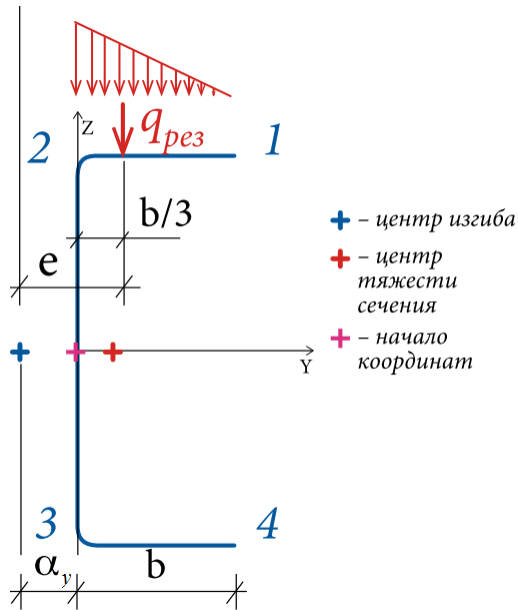


Рис. 9. Схема осей координат и приложения нагрузки, нумерация точек
Fig. 9. Scheme of coordinate axes and load application, numbering of points

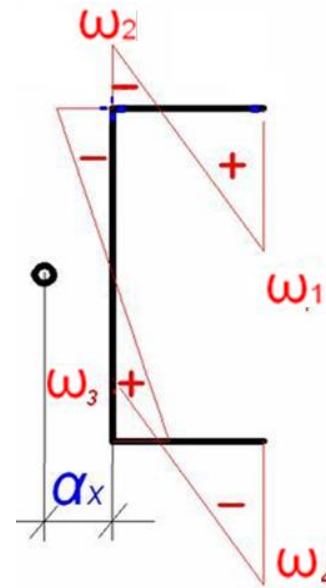


Рис.10. Эпюра секториальных нормальных напряжений
Fig.10. Sectorial normal stress diagram

Согласно СП 16.13330.2011, расчет на прочность балок следовало выполнять при действии моментов в двух главных плоскостях и наличии бимоента (формула 1).

Изгибающий момент в опорном сечении:

$$M_y = -P_1 t_1 - P_2 t_2 - P_3 t_3 = -11,63 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (4)$$

где t – расстояние от начала балки до точки приложения нагрузки; $P_1=3,19$ кН; $P_2=5,89$ кН; $P_3=3,36$ кН.

Выражение для бимоента для случая консольной балки, по В.З.Власову [1].

$$B = -\frac{1}{k} \frac{Pe}{ch(kl)} [sh(k(l-t)) - sh(kl)]. \quad (5)$$

Считая, что изгиб происходит только в одной плоскости, принимаем $M_y=0$. Бимомент в опорном сечении получается суперпозицией бимоментов от отдельных сил: $B_1=1590$ кН·см²; $B_2=1879$ кН·см²; $B_3=507,2$ кН·см².

Максимальные значения нормальных напряжений в точках 1-4 (рис. 9) $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4$ возникнут в заделке и представлены в табл.3.

Таблица 3. Сопоставление изгибных и бимоментных составляющих напряжений

Table 3. Comparison of bending and bimoment stress components

Номер точки	σ_x , МПа		
	Составляющие напряжения		Общее напряжение
	изгибные напряжения	от бимоента	
1	+316,0	-1245,5	-929,5
2	+316,0	+504,6	847,1
3	-316,0	-504,6	-847,1
4	-316,0	+1245,5	+929,5

Допустимое напряжение:

$$\sigma_{дон} = R_y \gamma_c = 320 \cdot 0,9 = 288 \text{ МПа}, \quad (6)$$

что в 3,29 раза меньше фактического (табл. 3).

Кроме того, согласно п. 8.2.1. СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции», значения напряжений в стенке балки должны быть проверены по формуле:

$$\frac{0,87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \leq 1. \quad (7)$$

Для этого использован МКЭ в статической постановке в программном комплексе SCAD Office (рис.11, рис.12).

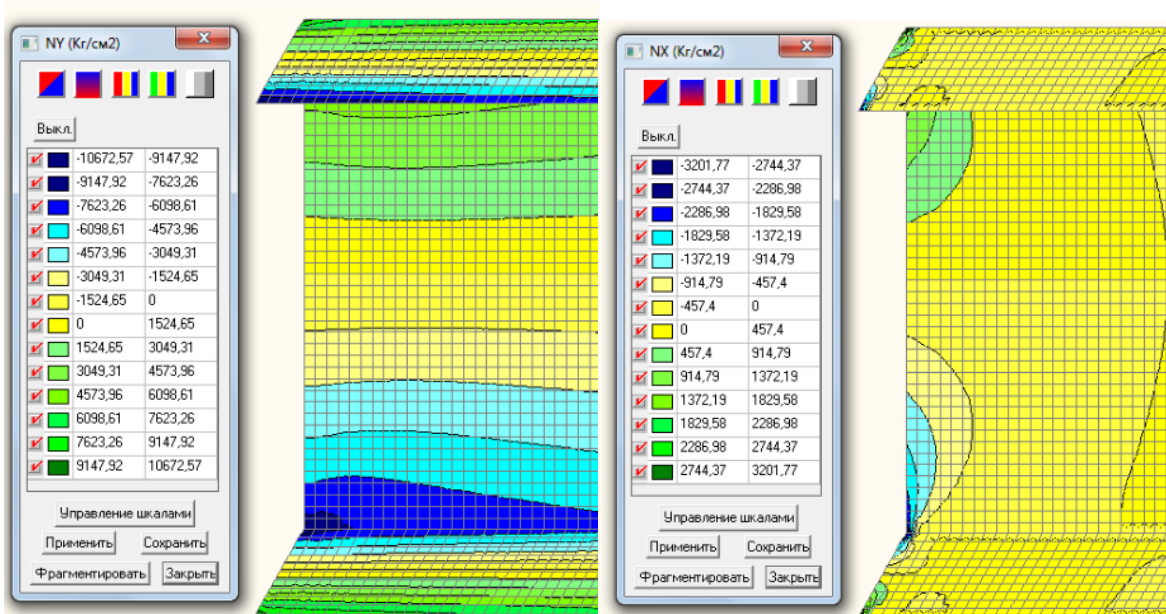


Рис. 11. Нормальные напряжения σ_y и σ_x
 Fig. 11. Normal stresses σ_y and σ_x

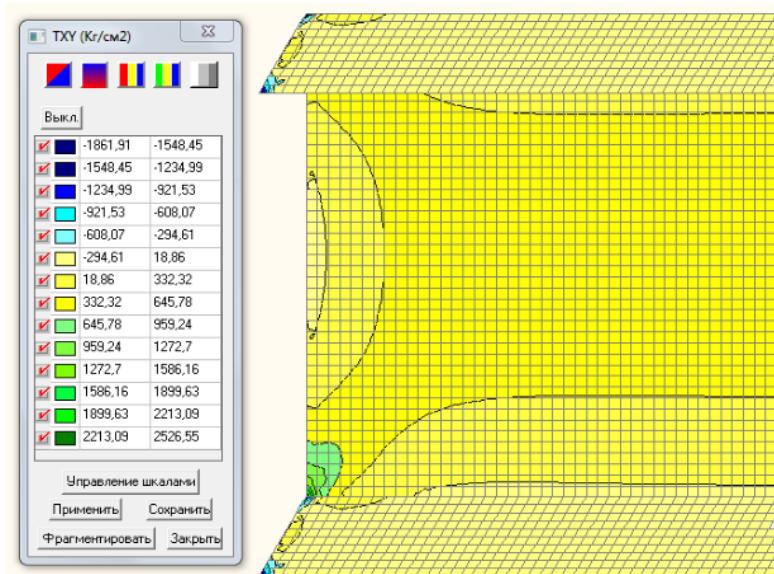


Рис. 12. Касательные напряжения τ_{xy}
 Fig. 12. Shear stresses τ_{xy}

Подстановка вычисленных напряжений в (7) дает следующие результаты:

$$\frac{0,87\sigma_{эжв}^{(3)}}{R_y \gamma_c} = \frac{0,87}{3200 \cdot 0,9} \sqrt{1047^2 + 314^2 - 1047 \cdot 314 + 3 \cdot 182,7^2} = 3,02 > 1 \quad (8)$$

Условие прочности для точки 3 не выполняется, что является нарушением п.8.2.1. СП 16.13330.2011. Коэффициенты использования формы сечения соответственно составляют 3,29 и 3,02.

Также в проекте не были предусмотрены мероприятия по очистке кровли от снега и сосулек и других осадков; отсутствовал козырек над балконами 3 этажа.

В завершение исследования отметим, что выполненные расчеты были выполнены по формулам СП 16.13330, предназначенного для стальных конструкций из так называемого «черного» металла. В то время как в нормах по проектированию ЛСТК, несмотря на многочисленные замечания и предложения со стороны авторов настоящей статьи, в т.ч. [18-19] и др., направленные в адрес разработчиков данных норм, – как первой редакции СП 260.1325800.2016, так и второй СП 260.1325800.2023, требования стандарта и расстановка соответствующих акцентов по его тексту, весьма скупы.

Так, например, в первой редакции бимомент как силовой фактор в формулах расчета в прямом виде не упоминается. Однако несмотря на то, что авторы изменения №2 от 10.08.2021 сделали ряд оговорок, состоящих в том, что все формулы для расчета прочности и устойчивости применимы при соблюдении сформулированного условия: конструктивный элемент не подвержен свободному или стесненному кручению либо надежно раскреплен по своей длине от кручения и влияния изгибно-крутящего бимомента B , бимомент и секториальный крутящий момент все-таки косвенно фигурируют в определении величин напряжений. При действии в сечении элемента крутящего момента или изгибно-крутящего бимомента и отсутствии надежного его раскрепления от кручения расчет поперечного сечения по прочности следует выполнять в соответствии с формулами:

$$\sigma_{tot,r} = \sigma_{N,r} + \sigma_{My,r} + \sigma_{Mx,r} + \sigma_{w,r} \quad (9)$$

$$\tau_{tot,r} = \tau_{Qy,r} + \tau_{Qx,r} + \tau_{t,r} + \tau_{w,r} \quad (10)$$

в которых $\sigma_{N,r}, \sigma_{My,r}, \sigma_{Mx,r}, \sigma_{w,r}$ – составляющие нормальных напряжений от продольной силы, изгибающих моментов в двух плоскостях и бимомента, соответственно; $\tau_{Qy,r}, \tau_{Qx,r}, \tau_{t,r}, \tau_{w,r}$ – составляющие касательных напряжений от двух продольных сил, момента чистого и стесненного кручения, соответственно.

Но эти формулы пока что единственные в данном стандарте...

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

По результатам анализа обрушений, дефектов и повреждений объектов ЛСТК, а также соответствующих строительных норм, можно сделать следующие выводы:

1) большинство аварий связано с объектами, которые были запроектированы и построены до вступления в силу СП 260.1325800.2016. После выхода в свет данного документа количество обрушений и аварий существенно снижено;

2) учет бимомента крайне важен для оценки НДС ЛСТК и их отдельных элементов. Максимальные значения нормальных напряжений с учетом бимомента могут превышать соответствующие значения без учета бимомента в 2,0-3,3 раза;

3) одна из причин аварий после выхода свода правил СП 260.1325800.2016 в том, что его требования к ЛСТК не являются обязательными для выполнения (его пункты не были включены ни в один из Перечней национальных стандартов и сводов правил (распоряжение Правительства РФ от 21 июня 2010 года N 1047-р.; пост. Правительства РФ от 26 декабря 2014 года N 1521; постановление Правительства РФ от 04.07.2020 N 985 и др.), в результате применения которых на обязательной основе обеспечивается технического регламента о безопасности зданий и сооружений (Федеральный закон № 384-ФЗ от 30.12.2009г.);

4) актуальная версия СП 260.1325800.2023 также содержит существенное количество недостатков и недоработок, один из которых, по мнению авторов, заключается в минимизации требований по учету бимомента, что может также приводить к дефектам и повреждениям.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Рыбаков, В.А. Основы строительной механики легких стальных тонкостенных конструкций: учебное пособие / В.А. Рыбаков. СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2011. 207 с.
2. Брудка, Я. Легкие стальные конструкции / Я. Брудка, М. Лубиньски. -2-е изд., доп. пер. с польск. под ред. С.С. Кармилова. М.: Стройиздат, 1974. 342 с.
3. Мезенцева, Е.А. Быстровозводимые здания из легких стальных конструкций / Е.А. Мезенцева, С.Д. Лушников // Вестник МГСУ. 2009. Спецвыпуск. С. 62-64.
4. Конструирование зданий и сооружений. Легкие стальные тонкостенные конструкции: учебное пособие для вузов по направлению подготовки магистров “Прикл. механика” / Н.И. Ватин, Е.Н. Жмарин, В.Г. Куражова, К.Ю. Усанова. СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2012. 261 с.

5. Быстровозводимые малоэтажные жилые здания с применением легких стальных тонкостенных конструкций / А.Б. Павлов, Э.Л. Айрумян, С.В. Камынин, Н.И. Каменщиков // Промышленное и гражданское строительство. 2006. №9. С. 51-53.
6. Туманян, Г.А. Преимущество использования легких стальных тонкостенных конструкций при возведении жилых домов/ Г.А. Туманян, Н.В. Ильина // Инновационные технологии в строительстве и геоэкологии: материалы II междуна. научно-практич. конференции, Москва, 30 июня 2015 года / ПГУПС. 2015. С. 61-63.
7. Альхименко, А.И. Технология легких стальных тонкостенных конструкций /А.И. Альхименко, Н.И. Ватин, В.А. Рыбаков. СПб.: Изд-во Политехн. ун-та, 2008. 27 с.
8. Игнатъева, К.Э. Технология строительства из ЛСТК / К.Э. Игнатъева // Актуальные проблемы архитектуры, строительства, экологии и энергосбережения в условиях Западной Сибири: материалы междуна. научно-практич. конференции, Тюмень, 23 апреля 2015 года / ТюмГАСУ. 2015. С. 98-100.
9. Реконструкция крыш Санкт-Петербурга на основе легких стальных тонкостенных конструкций и антиобледенительной системы /Н.И. Ватин, В.В. Володин, Е.А. Золотарева, К.В. Петров, Е.Н. Жмарин // Magazine of Civil Engineering. 2010. № 12(2). С. 59-64.
10. Методы расчета тонкостенных стержней: статика, динамика, устойчивость / Д.О. Советников, А.А. Азаров, С.С. Иванов, В.А. Рыбаков // AlfaBuild. 2018. №3(1). С. 7-33.
11. Тимошенко, М.С. Оценка дефектов зданий и сооружений из легких стальных тонкостенных конструкций / М.С. Тимошенко, Т.Н. Будак // Ростовский научный журнал. 2018. № 12. С. 301-308.
12. Сендецкий, В.И. Обзор аварий и обрушений легких стальных тонкостенных конструкций (ЛСТК). Анализ основных причин / В.И. Сендецкий, К.И. Еремин // Строительство — формирование среды жизнедеятельности: сборник материалов XIX междуна. межвузовской научно-практич. конференции студентов, магистрантов, аспирантов и молодых ученых, Москва, 22–24 апреля 2015 года / НИ МГСУ. 2016. С. 400-403.
13. Ведяков, И.И. О причинах обрушения автоматизированного холодильного складского комплекса в Домодедовском районе Московской области и мероприятиях, обеспечивающих его несущую способность при восстановлении / И.И. Ведяков // Предотвращение аварий зданий и сооружений. 2010. № 9.РААСН С. 704-710.
14. Аналитическая справка о примерах некачественной реализации технологии ЛСТК на территории РФ. М: Ассоциация развития стального строительства, 2019. 3 с.
15. Экспертиза проектного решения по устройству балкона в составе раздела 091.11-КР проекта «Жилой дом для ветеранов Великой отечественной войны в квартале 200 Великого Новгорода»: отчет по НИР/Райчук, Д.Ю., Ватин, Н.И., Рыбаков, В.А. СПб: СПбГПУ, 2013. 18 с.
16. Техническое заключение по результатам обследования конструкции балконов жилого дома по адресу: Великий Новгород, ООО “Инжстрой” / Яворская, А.В., Горбунов, Г.А., Розанов, В.Е., Петров, М.Ю. 2013. 19 с.
17. Рыбаков, В.А. Напряженно-деформированное состояние элементов каркасных сооружений из тонкостенных стержней / В.А. Рыбаков, О.С. Гамаюнова // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2013. № 12(7). С. 79-123.
18. Zhuravov K.A., Rybakov V.A., Nazmeeva T.V. An analysis of the criteria for evaluating the efficiency and optimization of light gauge steel structures. a review // AlfaBuild. 2021. № 2 (17). С. 1702.
19. Бондарь В.Т., Назмеева Т.В., Рыбаков В.А. Напряженно-деформированное состояние стойки из спаренных вложенных друг в друга профилей // В сборнике: Неделя науки ИСИ. Сборник материалов Всероссийской конференции. 2022. С. 289-292.

ОБ АВТОРАХ

Владимир Александрович Рыбаков – д.т.н., доцент ВШПГиДС. Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ). 195251, Россия, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д.29. E-mail: fishermanoff@mail.ru

Татьяна Вильсовна Назмеева – к.т.н., эксперт АРСС. 123060, Москва, ул. Берзарина, 30. E-mail: naztv@mail.ru

ABOUT THE AUTHORS

Vladimir A. Rybakov – Ph.D. assistant professor of Higher School of Industrial, Road and Civil Engineering. Peter the Great St.Petersburg Polytechnic University (SPbPU). 195251, Russia, St.Petersburg, Polytechnicheskaya st., 29. E-mail: fishermanoff@mail.ru

Tatiana V. Nazmeeva – Candidate of Technical Science, expert of SCDA, 123060, Russia, Moscow, Berzarina st, 30. E-mail: naztv@mail.ru

УДК 69.002.5

АВТОМАТИЗАЦИЯ ПОИСКА ПРОЕКТНЫХ РЕШЕНИЙ НА ОСНОВЕ ТЕХНОЛОГИИ ГЕНЕРАТИВНОГО ДИЗАЙНА

К.О. Борисова, З.А. Гаевская

*Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого,
г. Санкт-Петербург (Российская Федерация)*

Аннотация. Генеративный дизайн является новой ветвью в проектировании зданий и сооружений. С его помощью можно уменьшить время проектирования, сократить затраты и автоматизировать процесс создания проектов. В данной статье рассмотрен расчет подбора крана для пятиэтажного здания, расстояний его расположения, а также алгоритм для наиболее эффективного размещения крана на строительной площадке при строительстве здания сложной формы. При этом используются программы Rhino (для создания и визуализации геометрии) и Grasshopper (для написания скрипта), а также плагин Galapagos, который позволяет автоматически рассчитать идеальную точку для размещения крана. Произведено использование алгоритма для различных форм зданий. В результате выбранная точка расположения крана находится в разных местах. Таким образом алгоритм может использоваться для различных входных параметров. При изменении формы здания, его размеров, конфигурации запуск надстройки Galapagos позволит рассчитать наиболее выгодное размещение строительной техники для каждого варианта здания.

Ключевые слова: генеративный дизайн, Grasshopper, Galapagos, оптимизация, автоматизированное проектирование, проектные решения, алгоритм, автоматизация.

Ссылка для цитирования: Борисова К.О., Гаевская З.А. Автоматизация поиска проектных решений на основе технологии генеративного дизайна // Инженерные исследования. 2024. №4(19). С. 24-30. EDN: LASGDN

AUTOMATION OF SEARCH FOR DESIGN SOLUTIONS BASED ON GENERATIVE DESIGN TECHNOLOGY

K.O. Borisova, Z.A. Gaevskaya

Peter the Great St.Petersburg Polytechnic University, St.Petersburg (Russian Federation)

Abstract. Generative design is a new branch in the design of buildings and structures. With its help, you can reduce design time, reduce costs and automate the process of creating projects. This article discusses the calculation of the selection of a crane for a 5-storey building, the distances of its location, as well as an algorithm for the most effective placement of a crane on a construction site during the construction of a complex-shaped building. At the same time, innovative programs Rhino (for creating and visualizing geometry) and Grasshopper (for writing a script) are used, as well as the Galapagos plugin, which allows you to automatically calculate the ideal point for placing a crane. The algorithm is compared for different building shapes. In this case, the selected point is located in different places. Thus, the algorithm is typical. When changing the shape of the building, its dimensions, and configuration, the launch of the Galapagos superstructure will allow you to calculate the most profitable placement of construction equipment for each building variant.

Keywords: generative design, Grasshopper, Galapagos, optimization, computer-aided design, design solutions, algorithm, automation.

For citation: Borisova K.O., Gaevskaya Z.A. Automation of search for design solutions based on generative design technology // Inzhenernyye issledovaniya [Engineering Research]. 2024. No.4(19). Pp. 24-30. EDN: LASGDN

ВВЕДЕНИЕ

Генеративный дизайн - это метод проектирования, который активно применяется в различных областях, таких как архитектура и инженерия. Он предлагает новые возможности для создания уникальных форм и оптимальных решений, а также способствует учету различных факторов и ограничений. Генеративный дизайн является мощным инструментом, который помогает современным проектировщикам и инженерам достичь новых результатов в их работе [1].

Преимущество генеративного дизайна заключается в том, что он может служить для поиска наиболее эффективного решения, когда задаются все исходные данные, ограничения и выдается несколько вариантов результата, а проектировщик, сравнив все показатели, выбирает наилучшее решение [2]. Создается множество вариантов проектных решений, что практически невозможно для человека вручную. Ещё одно преимущество - это внесение корректировок автоматически, так как сами решения сгенерированы с помощью программного обеспечения. Помимо этого, сокращаются сроки создания проекта и снижаются затраты. Также генеративный дизайн позволяет сократить число ошибок, которые совершает человек, создавая проект вручную, так как для автоматизированного процесса задаются необходимые параметры и ограничения, и он строго им следует [3].

Однако у этого метода есть и некоторые недостатки. Например, не все программы способны фильтровать полученные результаты, поэтому проектировщику понадобится много времени для анализа и поиска необходимого варианта из множества созданных. Помимо этого, автоматизированный поиск проектных решений всё ещё развивается в современной строительной сфере, поэтому в [4] работе авторы отмечают, что технологии генеративного дизайна применяются только для отдельных архитектурно-строительных задач, так как существует ряд проблем по широкому внедрению данных технологий, однако генеративный дизайн можно использовать в информационном моделировании всего жизненного цикла объекта. А также сложность его внедрения заключается в необходимости знаний программирования у проектировщиков и больших мощностей оборудования [5].

Цель исследования – оптимизация размещения крана на строительной площадке с помощью программного комплекса Rhino и Grasshopper на этапе проектирования.

Задачи исследования:

1. Определение преимуществ и недостатков генеративного дизайна.
2. Подбор башенного крана для 5-ти этажного здания.
3. Определение возможностей программных комплексов Rhino и Grasshopper.
4. Определение наиболее выгодного (оптимального) расположения крана на строительной площадке.
5. Реализация алгоритма наиболее эффективного размещения крана на строительной площадке на практическом примере при изменении контура здания.

ПОДБОР БАШЕННОГО КРАНА

Размещение крана на строительной площадке регламентируется рядом условий. Он должен быть установлен таким образом, чтобы при подъеме груза не приходилось его притягивать, а также перемещать его при поднятии на расстояние не менее 500 мм над конструкциями. Также стрелы кранов должны находиться на расстоянии не менее 500 мм над конструкциями. Важное условие учитывает высоту строений. Если строения, штабеля и другие предметы находятся на высоте до 2000 мм от уровня земли или от уровня строительных площадок, то выступающие части крана должны располагаться на расстоянии не меньше 700 мм, а если высота составляет более 2000 мм, то не менее 400 мм.

Машинисту крана должен быть обеспечен обзор всей рабочей зоны. Зона работы башенного крана должна охватывать по высоте, ширине и длине строящееся здание, а также площадку для складирования монтируемых элементов и дорогу, на которой подвозятся грузы.

Для примера рассмотрим 5-ти этажное здание. Высота этажа 3 м. Тогда высота здания 17 м (учтем выступы на кровле).

Требуемая высота подъема крюка башенного крана [6]:

$$H_{mp} = h_1 + h_2 + h_3 + h_4, \quad (1)$$

где

h_1 – высота монтажа или подачи груза, м;

h_2 – высота монтируемого элемента, м;

h_3 – расстояние от отметки монтажа до низа груза, м;

h_4 – высота грузозахватного устройства, м.

$$H_{mp} = 17 + 2,5 + 1 + 3 = 23,5 \text{ м} \quad (2)$$

Требуемый вылет стрелы [6]:

$$L_{mp} = d + b_n, \quad (3)$$

где:

b_n – ширина надземной части сооружения, м.

d – расстояние от оси вращения крана до сооружения, м, предварительно принимаем 10 м.

Тогда:

$$L_{mp} = 10 + 50 = 60 \text{ м} \quad (4)$$

Требуемая грузоподъемность [6]:

$$Q_{mp} = q \cdot k, \quad (5)$$

где:

q – масса груза, т;

k – коэффициент оснастки (1,1).

$$Q_{mp} = 5 \cdot 1,1 = 5,5 \text{ т} \quad (6)$$

В соответствии с требующимися параметрами используется башенный кран XCMG XGA6012-6S (табл.1).

Таблица 1. Технические характеристики башенного крана

Table 1. Technical characteristics of the tower crane

Параметр	Значение
Тип крана	Башенный
Грузоподъемность, т	8
Максимальный вылет стрелы, м	40
Максимальная высота подъема, м	60

Минимальное расстояние от оси опорной рамы до наружной грани сооружения [6]:

$$B = 0,5 \cdot b_k + 0,5 \cdot l_{ok} + l_{\sigma_{ez}}, \quad (7)$$

где:

b_k – ширина опорной рамы, м;

l_{ok} – длина подрамной опоры, м;

$l_{\sigma_{ez}}$ – минимально допустимое расстояние от выступающей части крана до габарита объекта (не менее 0,4 м), м.

$$B = 0,5 \cdot 6 + 0,5 \cdot 6 + 0,4 = 6,4 \quad (8)$$

АЛГОРИТМ ДЛЯ РАЗМЕЩЕНИЯ КРАНА

При размещении крана для здания прямоугольной формы не возникает проблем, однако если здание сложное в плане, то необходимо определить наиболее оптимальное место для размещения крана. Использование методов генеративного дизайна может решить эту проблему.

В генеративном дизайне используются различные программы, но наиболее распространенные – это Grasshopper и Dynamo. Grasshopper 3D – это графический язык программирования, разработанный для архитекторов в качестве плагина для Rhino [6]. Программы, написанные на этом языке, представляют собой граф потока данных, состоящей из группы компонентов и связей между ними. Эти компоненты можно выбрать из ряда меню и перетащить в рабочую среду. Компоненты могут представлять функции, параметры или даже геометрию, и они соединены линиями. Это позволяет пользователю создавать сложные алгоритмы путем объединения компонентов. Также могут быть использованы языки программирования, такие как Python [7].

Создадим сложный контур здания с выступающими частями в Rhino. Далее в Grasshopper с помощью скрипта сделаем отступление от здания. Это линии, на которых должен располагаться кран (рис.1).

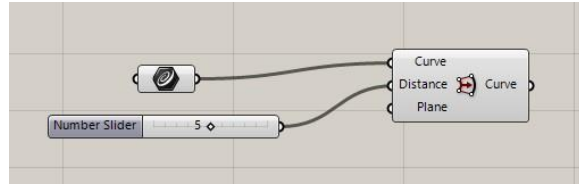
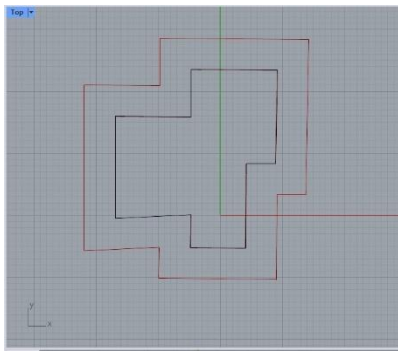


Рис. 1. Создание контура
Fig. 1. Creating a contour

Далее необходимо разбить контур на точки, чтобы выбрать наиболее лучшее расположение крана. Для этого используется нод *Divide Curve*. С помощью *Number Slider* можно контролировать количество точек. Точки в углах здания создаются, как контрольный параметр (*Control Points*) (рис.2, рис.3).

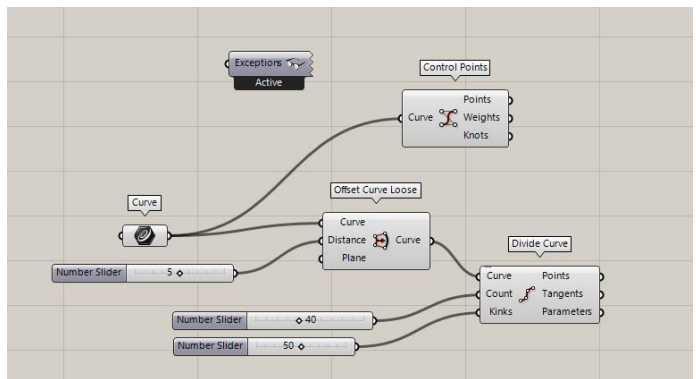
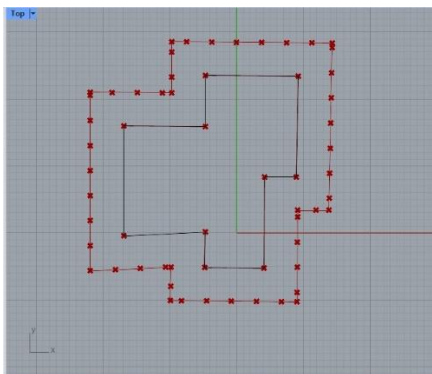


Рис. 2. Создание точек на контуре
Fig. 2. Creating points on a contour

Рис. 3. Скрипт для точек
Fig. 3. Script for points

Затем выбирается одна точки из множества, проводятся линии от неё к контрольным точкам в углах здания и определяется их длина. Это необходимо, чтобы понять, из какой точки на контуре будет самое минимальное расстояние до всех углов здания (рис.4, рис.5).

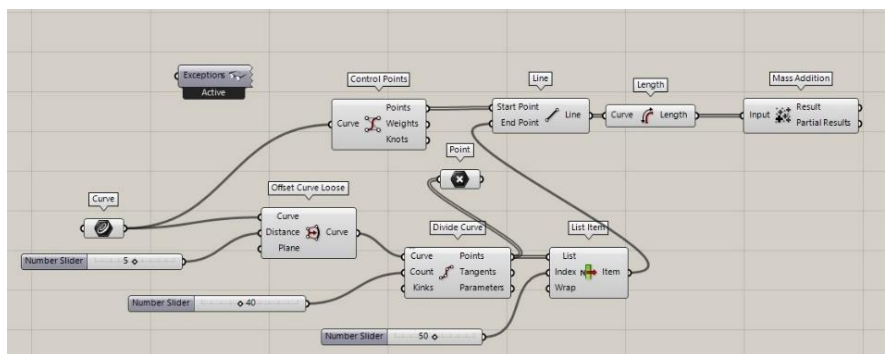
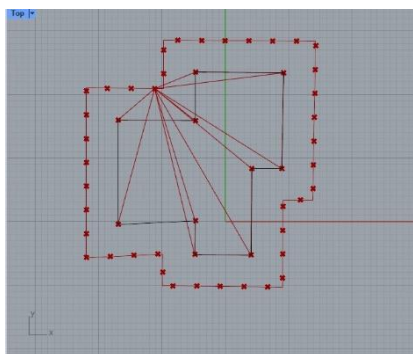


Рис. 4. Выбор точки
Fig. 4. Point Selection

Рис. 5. Скрипт для выбора точки
Fig. 5. The script for selecting a point

ОПТИМИЗАЦИЯ В GALAPAGOS

Чтобы автоматически проанализировать все возможные точки, необходимо использовать Galapagos. Это надстройка для Grasshopper (рис.6). После запуска расчета получается список точек и их «приспособленность». Программа считает сумму длин всех линий, проведенных из точки на контуре к углам здания, и анализирует все варианты [8]. Их может быть как несколько десятков, так и несколько

тысяч (пользователь сам устанавливает диапазон) (рис.7). Наиболее подходящая точка изображена на рис.8.

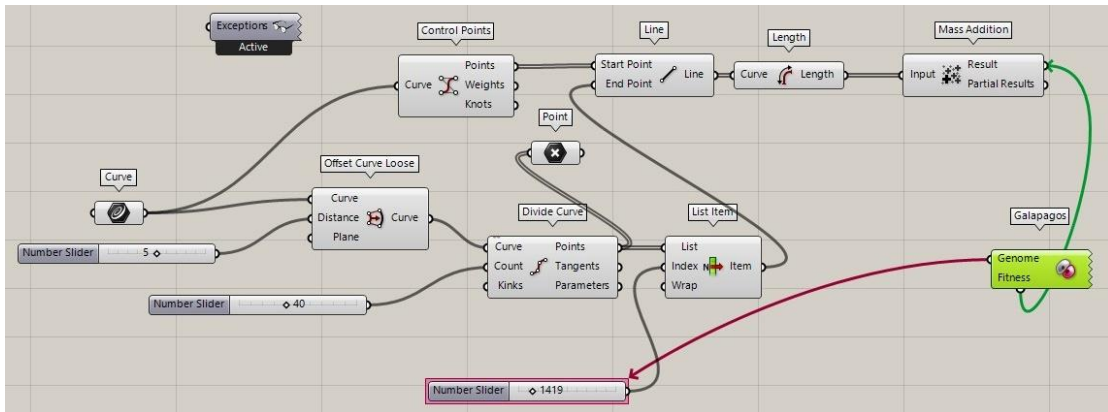


Рис. 6. Использование нода Galapagos
Fig. 4. Using the Galapagos node

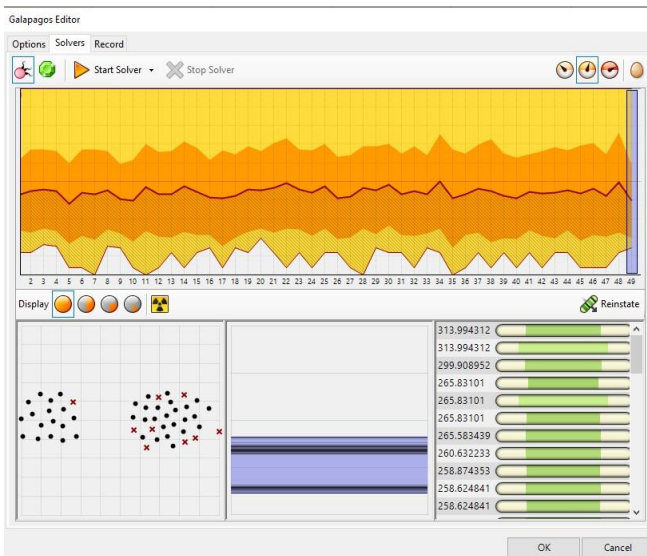


Рис. 7. Расчет точки размещения крана в Galapagos
Fig. 7. Calculation of crane placement points in Galapagos

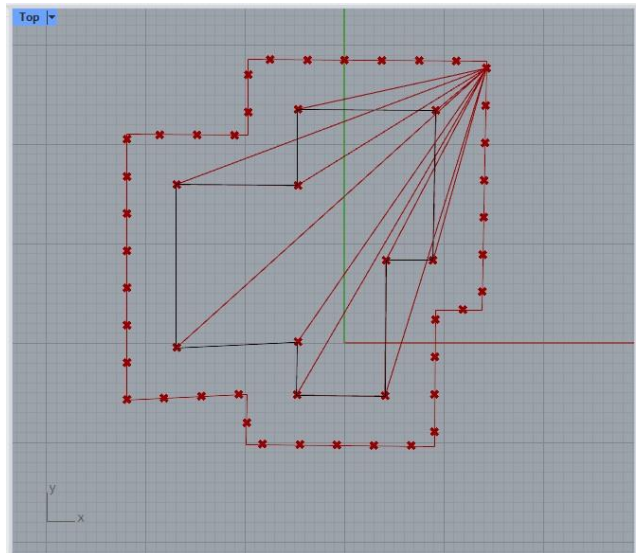


Рис. 8. Итоговая точка
Fig. 8. The final point

Для демонстрации работы алгоритма изменим контур здания. При этом меняется и контур расположения крана. Запустим расчет заново. Получим новые точки, новый график и, соответственно, новую наилучшую точку (рис.9, рис.10).



Рис. 9. Второй вариант расчета
Fig. 9. The second calculation option

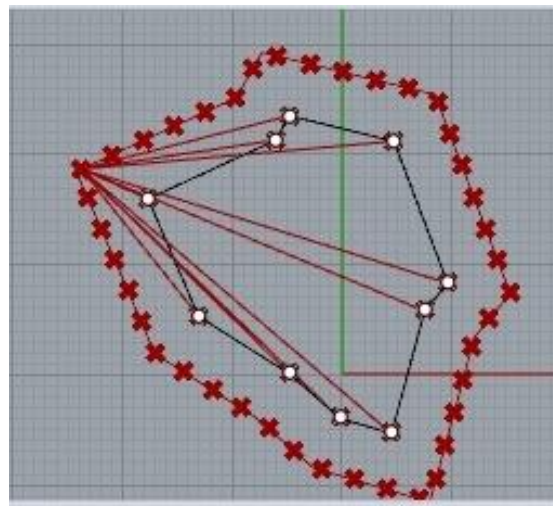


Рис. 10. Итоговая точка для второго варианта
Fig. 10. The final point for the second option

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В результате проведенного исследования можно сделать следующие выводы:

1. Генеративный дизайн - это новое направление в BIM-технологиях. Генеративный дизайн в строительстве представляет собой применение алгоритмов, компьютерных программ и автоматизированных систем для создания инновационных архитектурных и инженерных решений. 40% архитектурных фирм используют генеративный дизайн в своей работе, согласно исследованию, проведенному Лондонским колледжем строительства [9]. 3D-печать и роботизированное строительство, часто основанные на генеративных принципах, позволяют снизить затраты на строительство на 30-60% и сократить сроки строительства. Он позволяет при создании одного скрипта использовать его для разных зданий, изменяя входные параметры (контур, расстояние, количество точек и т.д.) [10]. Однако эти технологии находятся на начальном этапе развития. Существующих методов генеративного дизайна недостаточно для полной автоматизации процесса проектирования и эксплуатации зданий. На данный момент возможно автоматизировать только некоторые процессы в части проектов. Необходимы новые методы, новые программные комплексы и алгоритмы, чтобы эта сфера развивалась, а благодаря этому сокращались сроки строительства, сокращались затраты и сокращались ошибки, которые приводят к коллизиям на строительной площадке и к проблемам в эксплуатации зданий.

2. При подборе башенного крана был выбран кран XCMG XGA6012-6S. Он должен располагаться на расстоянии 6,4 м от края здания.

3. Программа Rhino позволяет задавать геометрию здания. Grasshopper же создает сам скрипт, благодаря которому производится расчет и решается поставленная задача. Также при изменении входных параметров меняется и результат решения.

4. С помощью надстройки Galapagos произведена оптимизация поиска проектной точки размещения крана на строительной площадке. Для этого использовался сложный прямоугольный контур здания. Размещение крана происходит на расстоянии 6,4 м от краев здания. Для поиска наиболее оптимального решения было использовано 5000 точек на внешнем контуре.

5. Для проверки работы алгоритма при изменении входных параметров форма здания была изменена (углы из прямых изменены на тупые). При этом также использовалось 5000 точек для поиска наиболее подходящей. По результатам работы алгоритма точка сместилась (относительно первого варианта). Это говорит о работе расчетного алгоритма при изменении контура здания, его площади, этажности и т.д. А значит один такой алгоритм может быть использован для оптимизации поиска проектных решений самых различных зданий.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Малашенкова В.А., Черницкая А.Ю. Генеративный дизайн - революционный метод проектирования // СТУДЕНТ года 2020: сборник статей Международного научно-исследовательского конкурса, Петрозаводск, 11 мая 2020 года. Том Часть 4. Петрозаводск: Международный центр научного партнерства «Новая Наука», 2020. С. 128-139. EDN RPRQUK.

2. Пахтаева А.Я. Методы генеративного дизайна // Ноэма (Архитектура. Урбанистика. Искусство). 2021. №2. С. 213–221. EDN: YTGMPF.
3. Wortmann T. Differentiating parametric design: Digital work flow sin contemporary architecture and construction // Des. Stud. 2017. No.52. Pp. 173–197.
4. Игнатова Е.В., Предеина В.П. Состояние и перспективы применения технологии генеративного дизайна в строительстве // Строительство и архитектура. 2021. №4. С. 71-75. EDN: KMJOSL.
5. Ковшеченко В.М. Генеративный дизайн // Международная научно-техническая конференция молодых ученых, Белгород, 25–27 мая 2020 года. Белгород: Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, 2020. С. 2422-2426. EDN SKEEKS.
6. Технология возведения зданий и сооружений. Технологические решения земляных и бетонных работ: Учеб. пособие / Н. И. Ватин, Г. Я. Булатов, Н. Б. Колосова, М. В. Петrochenko. 2-е издание, переработанное и дополненное. Санкт-Петербург: Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого, 2018. 106 с. EDN YTTEME.
7. Ferreira B., Leitão A. Generative Design for Building Information Modeling // eCAADe. 2015. Vol. 1. No.33. Pp. 635–644.
8. Keshavarzi M., Rahmani-Asl M. GenFloor: Interactive generative space layout system via encoded tree graphs // Frontiers of Architectural Research. 2021. Vol.10. No.4. Pp. 771-786. DOI:10.1016/j.foar.2021.07.003
9. Бжахов М.И., Ефимова М.М., Журтов А.В. Алгоритмическое проектирование в архитектуре // Инженерный вестник Дюна. 2018. №2. С. 166. EDN: VAQVOW.
10. Анциферов С.И., Лютенк А.О., Сычев Е.А., Сиваченко Л.А. Цифровое проектирование с применением генеративного дизайна // Техническая эстетика и дизайн-исследования. 2019. № 4(1). С. 38–44. EDN: YFKNFB.
11. Князева Н. В. Использование эволюционных алгоритмов для автоматизации рутинных задач перебора вариантов проектных решений // Инженерно-строительный вестник Прикаспия. 2021. № 3 (37). С. 73-77. EDN: DGDQDM.

ОБ АВТОРАХ

Ксения Олеговна Борисова – студентка магистратуры. Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ). 195251, Россия, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д.29. E-mail: ksenia.borisova214@mail.ru

Злата Анатольевна Гаевская – доцент, канд. архитектуры. Санкт-Петербургский политехнический университет Петра Великого (СПбПУ). 195251, Россия, г. Санкт-Петербург, ул. Политехническая, д.29. E-mail: gaezlata@yandex.ru

ABOUT THE AUTHORS

Ksenia O. Borisova – the Master degree student. Peter the Great St.Petersburg Polytechnic University (SPbPU). 195251, Russia, St.Petersburg, Polytechnicheskaya st., 29. E-mail: ksenia.borisova214@mail.ru

Zlata A. Gaevskaia – Associate Professor, architecture PhD. Peter the Great St.Petersburg Polytechnic University (SPbPU). 195251, Russia, St.Petersburg, Polytechnicheskaya st., 29. E-mail: gaezlata@yandex.ru

УДК 624

УСОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДА РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПО ОБРАЗОВАНИЮ НАКЛОННЫХ ТРЕЩИН

О.М. Убайдуллоев

*Самаркандский государственный архитектурно-строительный университет,
г. Самарканд (Республика Узбекистан)*

Аннотация. В статье освещаются результаты анализа характера изменения эпюры нормальных напряжений σ с удалением наклонного сечения от опоры предварительно напряженной железобетонной балки перед образованием трещин. В частности, освещаются результаты исследований, которые можно рекомендовать в практике проектирования и для дальнейших научных проработок при создании методики расчета трещиностойкости наклонных сечений железобетонных тонкостенных балок при действии поперечных сил. Кроме того, исследование затрагивает влияние различных факторов, таких как степень предварительного напряжения и геометрические параметры балки, на распределение нормальных напряжений. В работе также рассматриваются перспективы применения полученных данных в оптимизации конструкций и разработке новых методик расчетов на прочность. Анализ выявил тенденции, которые позволяют глубже понять поведение нормальных напряжений в наклонных сечениях до начала трещинообразования. Полученные результаты могут служить основой для дальнейших исследований, направленных на повышение надежности и долговечности железобетонных конструкций.

Ключевые слова: железобетонные балки, нормальные напряжение, касательные напряжения, предварительно напряженные балки, напряженное состояние, наклонное сечение, наклонные трещины, тонкостенные конструкции.

Ссылка для цитирования: Убайдуллоев О.М. Усовершенствование метода расчета железобетонных балок по образованию наклонных трещин // Инженерные исследования. 2024. №4(19). С. 31-38. EDN: SXOZWG

IMPROVEMENT OF THE METHOD OF CALCULATING REINFORCED CONCRETE BEAMS FOR THE FORMATION OF INCLINED CRACKS

O.M. Ubaydulloyev

Samarkand State Architecture and Construction University, Samarkand (Republic of Uzbekistan)

Abstract. The article highlights the results of the analysis of the nature of the change in the normal stress diagram σ with the removal of the inclined section from the support of a prestressed reinforced concrete beam before the formation of cracks. The research findings are particularly emphasized as recommendations for design practice and future scientific studies in developing a methodology for calculating the crack resistance of inclined sections in reinforced concrete thin-walled beams subjected to transverse forces. In addition, the study addresses the influence of various factors, such as the degree of prestressing and the geometric parameters of the beam, on the distribution of normal stresses. The paper also discusses the prospects of using the obtained data in optimizing structures and developing new methods of strength calculations. The analysis revealed trends that allow a deeper understanding of the behavior of normal stresses in inclined sections before the onset of cracking. The results obtained can serve as a basis for further research aimed at improving the reliability and durability of reinforced concrete structures.

Keywords: reinforced concrete beams, normal stresses, tangential stresses, prestressed beams, stressed condition, inclined section, inclined cracks, thin-walled structures.

For citation: Ubaydulloyev O.M. Improvement of the method of calculating reinforced concrete beams for the formation of inclined cracks // Inzhenernyye issledovaniya [Engineering Research]. 2024. No.4(19). Pp. 31-38. EDN: SXOZWG

ВВЕДЕНИЕ

В последнее время проблема трещиностойкости и жесткости в теории железобетона стала более актуальной. Это связано с общей тенденцией к использованию более прочных бетонов, высокопрочных сталей и композитной арматуры в условиях рыночной экономики. Уточняются методы проектирования и способы расчета, а также совершенствуются и меняются нормы проектирования, обслуживая насущные вопросы практики строительства. Однако опыт проектирования железобетонных конструкций при воздействии поперечных сил и вопросы их расчета недостаточно освещены в нормативной и научно-технической литературе. Это связано, главным образом, с разнообразием специфических задач, возникающих при проектировании, а также с нехваткой достоверных исследований по воздействию поперечных сил.

Так как, опыты и наблюдения за эксплуатируемыми в реальных условиях конструкциями, особенно изготовленных из предварительно напряженного железобетона (таврового, двутаврового, коробчатого сечения и т. д.), свидетельствуют о значительных отклонениях расчетных данных от опытных. Это в одних случаях приводит к излишнему расходу материалов, а в других случаях с появлением наклонных трещин раньше нормальных, особенно в приопорных зонах, приводит к недостаточной надежности и безопасности конструкций. Так как, момент образования трещин – одно из важнейших контрольных характеристик железобетонных конструкций и их долговечности [1-17].

Как это ни парадоксально, вышеизложенные вопросы в области теории расчета и конструирования железобетонных конструкций, в частности изучение форм разрушения приопорных зон элементов в расчетах на трещиностойкость наклонных сечений при воздействии поперечных сил, остается недостаточно завершённым, как в нашей стране, так и за рубежом [2-51].

К настоящему времени накоплен значительный экспериментальный материал по изучению трещиностойкости наклонных сечений при действии поперечной силы и изгибающего момента предварительно напряженных железобетонных балок, но по-прежнему остается нерешенным вопрос объединения этих знаний под общей идеей закономерностей напряженно-деформированное состояния в момент образования трещин в наклонном сечении элементов.

ОСНОВНАЯ ЧАСТЬ

Изучение и анализ ранее выполненных теоретических и экспериментальных данных по этой теме [1-20, 23, 24, 32-51], позволило представить общую картину образования, раскрытия наклонных трещин и характера разрушения элементов при действии поперечных сил. Исходя из заложенного принципа, вопрос образование наклонных к продольной оси элемента трещин, нашел отражение во многих нормативных документах ряда зарубежных стран и странах СНГ, в том числе в отечественных нормах проектирования ШНК 2.03.01-24 «Бетонные и железобетонные конструкции»¹. Расчет момента образования трещин в наклонных сечениях по-прежнему выполняется методом «по допускаемым напряжениям», который обычно называется «классической теорией». И этот подход можно считать условным, поскольку особенно в подобных случаях заметны недостатки этого метода. Данная методика не позволяет проектировать конструкции или элементы с заранее заданным коэффициентом запаса, и не предоставляет возможность определять истинные значения напряжений в арматуре и бетоне. Это особенно важно при внедрении новых видов бетона (высокопрочного, легкого и др.) и высокопрочных сталей в строительную практику.

Также при расчете по методике ШНК 2.03.01-24, часто не учитывается действительное напряженное состояние, возникающее в железобетонном изгибаемом элементе при нагружении в условиях сложного напряженного состояния, которое изменяется вследствие проявления неупругих деформаций в бетоне перед появлением трещин, что трудно поддается оценке. В связи с этим проверка σ_{mi} производится на уровне нейтральной оси, в то время как растягивающие напряжения, возникающие в точках, расположенных ниже оси, могут иметь значительно большую величину, так как с ростом нагрузки погашение сжимающих напряжений в этих точках происходит быстрее. Кроме того, и не учитываются пластические деформации бетона в растянутой зоне, возникающие перед появлением наклонных трещин. Особенно не соответствуют опытным данным результаты расчета предварительно напряженных железобетонных балок, в которых наклонные трещины могут появляться значительно раньше или позже, чем это предусмотрено расчетом по нормам [11, 32, 38].

¹ ШНК 2.03.01-24. Бетонные и железобетонные конструкции. [Электронный ресурс]. - URL: https://mc.uz/uploads/mcuz_58477596287859.pdf (дата обращения: 1.11.2024)

Также не в полной мере изучены основные факторы, влияющие на трещиностойкость элементов по наклонным сечениям на основе физической сущности сопротивления железобетона действию поперечной силы, так как на практике в большинстве случаев расчеты ограничиваются проверкой отдельно нормальных и касательных напряжений. Иногда наиболее напряжёнными оказываются промежуточные волокна наклонных сечений, в которых возникают как одни, так и другие виды напряжений. Например, для двутаврового сечения характерна очертающая эпюра нормальных напряжений, аналогичная по форме эпюре для прямоугольного сечения [11, 30]. В то же время касательные напряжения в двутавре значительно больше из-за малой толщины его стенки. Сочетание этих главных растягивающих напряжений σ_{mt} (σ_{bt} , τ) свидетельствует о том, что железобетон находится в условиях плоского напряженного состояния и необходима проверка напряжений как для напряженного состояния в стадии Ia, так и для определения поперечной силы Q_{cr} с аналогичным подходом, как при расчете по образованию нормальных трещин в железобетонном элементе. Проблема еще недостаточно изучена и задачи этого раздела теории железобетона еще далеки от своего решения.

Это во многом объясняется в статье А.С. Залесова, Т.А. Мухамадиева [4]: - «К сожалению, физические соотношения, связывающие поперечные силы и поперечные деформации железобетонных элементов, и соответствующие расчетные деформационные модели в достаточно приемлемом виде до настоящего времени еще не разработаны и не представляется возможным оценить перспективу...».

Хотя, значительно более важным является разработка предложенного Л.В. Кузнецовым [32], метода решения задач в упругой постановке при действии кратковременных нагрузок, когда не проводится проверка $\sigma_{mt/mc}$. В этом методе учитываются пластические деформации бетона растянутой зоны, возникающие перед появлением трещин в наклонном сечении, которые увеличивают трещиностойкость наклонных сечений балок (введением в расчет эмпирического коэффициента в точке К), в частности в предварительно напряженных балках прямоугольного сечения.

Основываясь на работе Л.В. Кузнецова [32] пришли к выводу, что этот метод может быть с успехом использован на основании дальнейшего развития методики расчета трещиностойкости наклонных сечений при действии поперечных сил с учетом неупругих деформаций растянутого бетона.

Не существует формул, которые обеспечивали бы большую точность расчета, чем предлагаемая в нормах формула для трещиностойкости наклонных сечений, учитывающая действительное напряженное состояние в наклонном сечении до появления трещин и позволяющая принять во внимание неупругие свойства и характеристики бетона в условиях плоского напряженного состояния. Также были проанализированы результаты численного метода расчета на основе формул теории сопротивления упругих материалов на основании предпосылок работы железобетона как упругого (хрупкого) материала и изучены механизмы распределения и перераспределения напряжений в наклонных сечениях перед образованием трещин, в частности, в предварительно напряженных железобетонных балках, по принципу подхода к расчету по образованию нормальных трещин. Решение этой задачи наталкивается на большие математические трудности, при этом учет второстепенных факторов приводит к ненужным осложнениям, а пренебрежения главными факторами просто недопустимо [1-20, 23, 24, 32-51].

Чтобы выявить теоретическую модель расчета трещиностойкости наклонных сечений, следует представить общую картину влияния отдельных факторов на образование наклонных трещин в предварительно напряженной балке. С этой целью была рассмотрена балка, нагруженная неподвижными сосредоточенными нагрузками F и продольной силой обжатия P . Для ненапряженной обычно армированной балки продольную силу обжатия рассматриваем как $P = 0$, что является частным случаем предварительно напряженного железобетона. Вследствие симметрии нагрузки, достаточно рассмотреть половину балки (например, левую, см. рис 1а).

Несмотря на небольшой процент продольной арматуры в сечениях (при $0,008A \geq \sum A_s$), геометрические характеристики (A_{red} , S_{red} , I_{red}) приведенного сечения определяется с учетом продольной арматуры. Предварительное обжатие рассматриваем как внешнюю силу P , приложенную с эксцентриситетом e_0 относительно нейтральной оси.

В дальнейшем изложении будем предполагать, что зависимость между усилием и деформацией, справедлива для балки, для ее частей и для какого-либо сечения. Эта зависимость также принимается линейной вплоть до момента образования наклонных трещин, а поперечные сечения балок и плоские деформации, считаются плоскими после деформации при изгибе. Хотя этот этап обычно не поддается математическому описанию. Эти предпосылки позволяют упростить наши рассуждения.

Предположим, что статическая нагрузка F возрастает от 0 до Q_{cr} таким образом, что не оказывает на балку никаких динамических воздействий. Это предположение сохранит силу и во всех последующих рассуждениях, если не будет сделано оговорки. После приложения небольшого значения силы F в

отдельных сечениях балки бетон начинает работать упруго. При этом поперечная сила между опорой и грузом постоянная и равна опорной реакции балки $R = Q = \text{const}$.

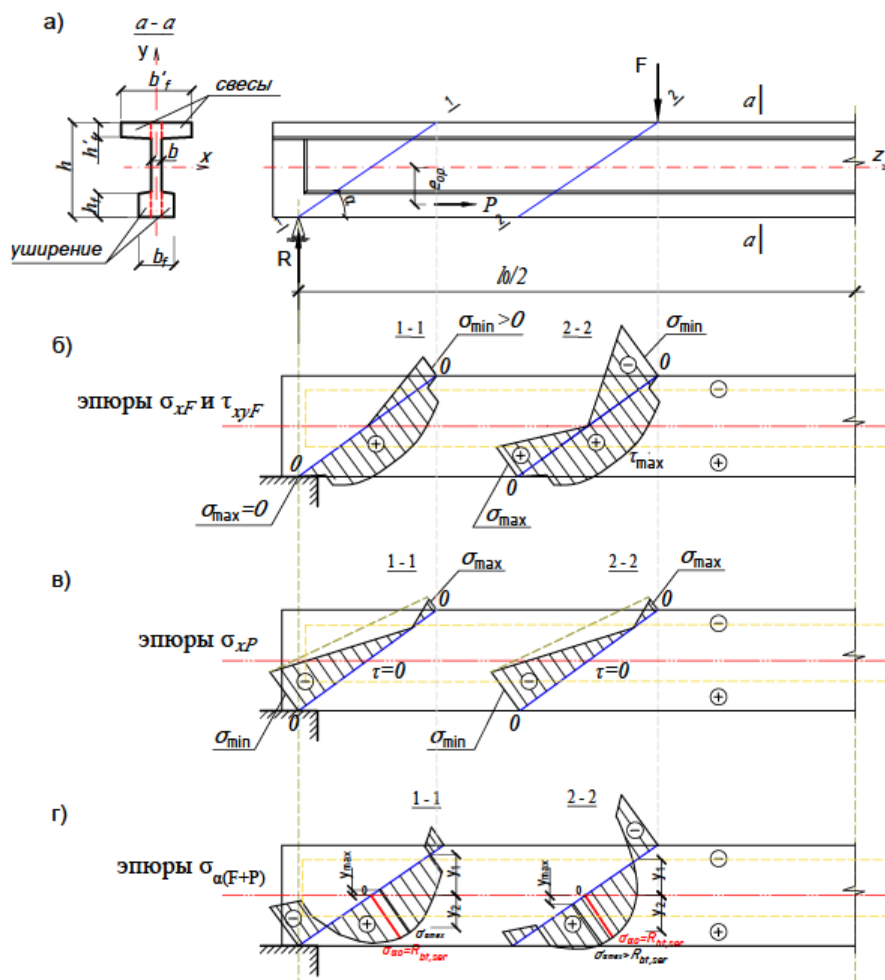


Рис. 1. Схемы изменения характера эпюры нормальных напряжений σ_α с удалением наклонного сечения от опоры предварительно напряженной балки: а) расчетное сечение балки; б) эпюра σ_{xF} и τ_{xyF} от внешней нагрузки; в) эпюра σ_{xP} от продольной силы предварительного обжатия; г) суммарная эпюра $\sigma_{\alpha(F+P)}$.

Fig. 1. Schemes for changing the nature of the normal stress diagram σ_α with the removal of the inclined section from the support of the prestressed beam: а) the calculated cross section of the beam; б) the plot σ_{xF} and τ_{xyF} from the external load; в) the plot σ_{xP} from the longitudinal force of the pre-compression; г) the total plot $\sigma_{\alpha(F+P)}$.

При дальнейшем возрастании нагрузки F на определенных этапах, первые наклонные трещины могут появляться до образования нормальных трещин на участках $M < M_{\text{срс}}$ и $Q > Q_{\text{срс}}$. Они появляются, обычно в нейтральной зоне по высоте сечения в тонкостенных элементах, в результате роста главных растягивающих напряжений σ_{mt} (σ_{bt} , τ) в бетоне. В зоне действия максимальных поперечных сил и минимальных изгибающих моментов, трещины с увеличением нагрузки развиваются в направлении нагрузки. А в предварительно напряженных балках можно увидеть, что трещины развиваются намного интенсивнее в сторону опоры [11, 24, 32].

Для изучения напряжений, действующих в любой точке наклонного сечения, и угла наклона главных площадок для рассматриваемого случая, использованы формулы теории сопротивления упругих материалов [21, 22, 25]:

$$\sigma_\alpha = \sigma_x \sin^2 \alpha + \sigma_y \cos^2 \alpha + 2\tau_{xy} \sin \alpha \cos \alpha \quad (1)$$

где σ_α – нормальные напряжения в бетоне по наклонным площадкам, относительно продольной оси балки; σ_x , σ_y и τ_{xy} – те же напряжения в бетоне по площадкам, нормальным к продольной оси балки, от сил предварительного обжатия (σ_{xP}) и от внешней нагрузки (σ_{xF}); α – угол наклона площадки к оси балки. В предварительно напряженных балках с прямолинейной стержневой напрягаемой арматурой, напряжения σ_y от предварительного напряжения и внешней нагрузки принимали равными нулю.

Напряжения σ_{xF} от внешнего изгибающего момента (рис. 1, б):

$$\sigma_{xF} = -\frac{M}{I} y = -\frac{Q(a_n + x)}{I_{red}} y = -\frac{Q(a_n + y \operatorname{ctg} \alpha)}{I_{red}} y \quad (2)$$

Напряжения τ_{xyF} от внешней поперечной силы для любого сечения (рис. 1, б):

$$\tau_{xyF} = \frac{Q}{I_{red}} \frac{S(y)}{b(y)} \quad (3)$$

Величину σ_{xP} выразим через напряжения, возникающие в вертикальном сечении балки от предварительного обжатия P и обозначим (рис. 1, в):

$$\sigma_{xP} = -\frac{P}{A_{red}} \left[1 - \frac{e_{op}}{r^2} y \right] \quad (4)$$

При совместном действии внешней нагрузки F (рис. 1, б), продольной силы P (рис. 1, в) и предварительного обжатия σ_{sp} с учетом их значений формул (2), (3), (4) для определения напряжений σ_α в любой точке наклонного сечения, формулу (1) можно записать следующем виде (рис. 1, г):

$$\sigma_{\alpha(F+P)} = -\frac{Q}{I_{red}} \left[a_n y \sin^2 \alpha + \left(\frac{y^2}{2} - \frac{S(z)}{b(z)} \right) \sin 2\alpha \right] - \frac{P}{A_{red}} \left[1 - \frac{e_{op}}{r^2} y \right] \sin^2 \alpha \quad (5)$$

По формуле (5) и по эпюре можно сделать выводы, что напряженное состояние в наклонных сечениях, расположенных вблизи опор балки, характерно тем, что нормальные растягивающие напряжения σ_α возникают не у нижних волокон сечения, а в средней части балки $\sigma_{\alpha(max)} = R_{bt,ser}$, где уровень обжатия будет существенно ниже. Так в средней части балки обжатие σ_{sp2} , не погашается вследствие несущественной величины изгибающего момента от внешней нагрузки (рис. 1, г).

Ненапряженную железобетонную балку (при $P = 0$), будем рассматривать как частный случай предварительно напряженного элемента, а напряжения σ_α в любой точке наклонного сечения, представленные в формуле (5) примут следующий вид

$$\sigma_{\alpha(F+P)} = -\frac{Q}{I_{red}} \left[a_n y \sin^2 \alpha + \left(\frac{y^2}{2} - \frac{S(z)}{b(z)} \right) \sin 2\alpha \right]. \quad (5')$$

Согласно проведенного анализа можно сделать вывод, что упругопластическое поведение железобетона – это следствие появления множества невидимых микротрещин при росте внешней нагрузки, и оно на первом этапе является устойчивым и незначительно сказывается на их механическом поведении.

Кроме того, пока сжатый бетон работает упруго, высота сжатой зоны постепенно уменьшается с ростом нагрузки и наклонные трещины развиваются вглубь сечения. Это свойство, как характерная особенность трещиностойкости наклонных сечений предварительно напряженных и обычно-армированных балок выявлено в опытах И.К. Белоброва [18], Л.В. Кузнецова [32], М.Н. Убайдуллаева [11], М.С. Боришанского и Ю.К. Николаева [23], Л.Н. Брусковой [24]. С ростом деформаций усилия могут возрастать за счет повышения напряжений на менее деформированных участках сечения, тогда как в точках, где деформации наибольшие, напряжение постепенно перераспределяется по сечению элемента. Это можно наблюдать в опытах Д.А. Григорьева [26], И.К. Белоброва [18], Л.В. Кузнецова [32], М.Н. Убайдуллаева [11], А.Б. Голышева и В.И. Колчунова [25].

Однако, перед образованием наклонных трещин, т.е. в условии отсутствия нормальных трещин, происходит слияние этих микротрещин. Поэтому утверждение, что железобетон подчиняется строго гипотезе плоских сечений и закона Гука, не совсем, корректно. Также соотношение модулей упругости арматуры и бетона E_s/E_b тоже не является постоянным и зависит от напряжений в бетоне σ_b , состава бетона, его возраста и других факторов, которые сложно учесть. Все это невозможно полностью отразить в расчетах.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

На основании выполненной работы можно сделать следующие выводы:

1. Метод расчета образования трещин по наклонным сечениям базируется на упругой модели поведения сжатого бетона и растянутой арматуры, не учитывая неупругие деформации растянутого бетона. За последние 50 лет в отечественной нормативной литературе этот метод практически не претерпел значительных изменений, и она практически полностью построена на эмпирической

зависимости. В это же время в зарубежных нормах к расчету по образованию наклонных трещин подходят конструктивно, считая, что трещиностойкость конструкции обеспечена [31].

2. Анализ расчета свидетельствует о том, что если уравнения (5) и (5') приравнять нулю, решив их относительно оси "y", можно получить формулу для определения нулевых точек ($y_{1,2}$) и максимальных значений эпюры σ_x , как для предварительного напряженной балки, так и для обычно армированной ненапряженной балки (рис. 1, напряжения σ_x и τ_{xy}). Это дает возможность представить не только качественную картину явлений о напряженном состоянии, но и описать их математически, используя положения теории сопротивления и упругости материалов. Очертание эпюры на разных этапах расчета нормальных напряжений σ_x между нулевыми точками в зоне действия растягивающих напряжений для наклонных сечений предварительно напряженных и ненапряженных упругих балок с обычной арматурой - близко к квадратной параболе, хотя оно зависит от большого числа факторов и не может быть установлено достаточно точно.

3. Зная закон распределения напряжений по наклонному сечению, можно решить вопрос о рациональных формах сечений при действии поперечных сил.

С учетом вышеизложенного требуется продолжить изучение работы железобетона при действии поперечной силы, с учетом неупругих деформаций бетона и арматуры.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алексеева И. Д., Лапин А. В. Результаты стендовых испытаний балки длиной 24 метра по типовому проекту серии 3.503.1-81 с усиленным армированием стенки и нижнего пояса // Вестник Сибирского государственного университета путей сообщения. 2020. № 3 (54), с. 66-71. EDN: JIBAZM
2. Алексеева И. Д. Адаптация типовых несущих конструкций с напрягаемой арматурой к требованиям современных норм проектирования: дис. на соиск. учен. степ. канд. техн. наук: 2.1.8/ Алексеева Ирина Дмитриевна; «Тихоокеанский государственный университет. Хабаровск, 2023. – 111 с. EDN: TOBAXL
3. Глухов Д.О., Лазовский Д.Н., Лазовский Е.Д., Глухова Т.М. Моделирование трещинообразования в железобетонных конструкциях на основе деформационной расчетной модели // Вестник Полоцкого государственного университета. Серия С, 2021. с. 50-58. EDN: VOUBJZ
4. Залесов А.С., Мухамедиев Т.А. Настоящее и будущее расчета железобетона // Бетон и железобетон. 2005. №4 (535), с. 3-6. EDN: YNAIUF
5. Залесов А.С., Алиев Г.С., Маглян Р.Л. Условия образования наклонных трещин в стенках железобетонных балок из тяжелого и облегченного бетонов // Совершенствование методов расчета и исследования новых железобетонных конструкций. Л.: 1997. С. 66 – 75.
6. Кодак О. А. Трещиностойкость наклонных сечений косоизгибаемых железобетонных элементов: автореферат дис. канд. техн. наук: 05.23.01/ Кодак Ольга Антоновна.- Полтава, 1997.- 18 с. EDN: ZLWTHZ
7. Лазовский Е.Д., Глухов Д.О. Образование трещин в железобетонных элементах при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил // Вестник полоцкого государственного университета. Ф, Строительство. Прикладные науки, 2021. №16. с. 80-85. EDN: KPAACH
8. Мурашев, В.И. Трещиностойчивость, жесткость и прочность железобетона // В.И. Мурашев. – М.: Изд-во Машстройиздат, 1950. - 268 с.
9. Поликутин А.Э. Прочность и трещиностойкость наклонных сечений изгибаемых элементов строительных конструкций из армокаутона: дис канд техн наук: 05.23.01 / А.Э. Поликутин; Воронеж, 2002. – 235 с. EDN: QDTSKX
10. Польской П.П. Прочность и трещиностойкость наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов при различных видах бетона и формах сечения: дисс. канд. техн. наук. Ростов-на-Дону, 1998. - 262 с. EDN: NLJSAX
11. Убайдуллаев М.Н. Образование и раскрытие наклонных трещин в предварительно напряженных балках при длительных нагрузках: автореф. дис. на соиск. учен. степ. канд. техн. наук: 05.23.01/ Убайдуллаев Мусохон Нуруллаевич; Киевский инженерно-строительный институт. Киев, 1980. – 22 с.
12. Abou El-Mal H.S.S., Sherbini A.S., Sallam H.E.M. Locating the site of diagonal tension crack initiation and path in reinforced concrete beams // Ain Shams Engineering Journal, 2015. №6, p. 17-24.
13. Cavagnis F., Fernández Ruiz M., Muttoni A. Shear failures in reinforced concrete members without transverse reinforcement: an analysis of the critical shear crack development on the basis of test results // Engineering structures. 2015. №103. p. 157-173. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.09.015>
14. El-Helou, R.G.; Graybeal, B.A. Shear design of strain-hardening fiber-reinforced concrete beams. Journal of Structural Engineering. 2023, №149 (2). p. 04022234-1-16. DOI: 10.1061/JSENDH.STENG-11065. EDN: JWFIWL
15. Golewski G.L. The phenomenon of cracking in cement concretes and reinforced concrete structures: The mechanism of cracks formation, causes of their initiation, types and places of occurrence, and methods of detection - a review // Buildings. 2023. №13. p. 765. <https://doi.org/10.3390/buildings13030765>. EDN: BLKLCF

16. Saravanakumar P., Govindaraj A. Influence of vertical and inclined shear reinforcement on shear cracking behavior in reinforced concrete beams // *International Journal of Civil Engineering and Technology*. 2016. № 7(6). p. 602-610. Article ID: IJCIET_07_06_067
17. Smarzewski, P.; Słowik, M. Numerical analysis of cracking processes in RC beams without transverse reinforcement // *Journal Processes* 2023, 11, 584. <https://doi.org/10.3390/pr11020584>. EDN: OEKSQB
18. Белобров И.К. Особенности работы предварительно напряженных балок при большой высоте сечения // Сборник трудов НИИЖБ «Трещиностойкость и деформативность обычных и преднапряженных железобетонных конструкций», Москва: Изд-во Госстройиздат, 1965. с. 33-72.
19. Белуцкий И. Ю., Лазарев И. В. Учет совместной работы арматуры и бетона при оценке напряженного состояния бетона стенок балок по главным площадкам // *Вестник ТОГУ*. 2016. № 1 (40). С. 37-43. EDN: VSKKZZ
20. Бердичевский Г.И., Будюк В.Д., Кондратчик А.А. Трещиностойкость и прочность самонапряженных элементов по наклонному сечению // *Бетон и железобетон*. 1982. № 5. С. 22 – 24.
21. Александров А.В., Потапов В.Д., Державин Б.П. Сопротивление материалов / А.В.Александров, В.Д.Потапов, Б.П.Державин. - М.: Изд-во Высшая школа, 2004. - 559 с. EDN: QMDZDP
22. Бондаренко В.М., Колчунов В.И. Расчётные модели силового сопротивления железобетона / В.М.Бондаренко, В.И.Колчунов. М.: Изд-во АСВ, 2004. - 471 с. EDN: QNKPAР
23. Боришанский М.С. Образование косых трещин в стенках предварительно напряженных балок и влияние предварительного напряжения на прочность под действием поперечных сил // Сборник трудов НИИЖБ «Прочность и жесткость железобетонных конструкций», Москва: Изд-во Стройиздат, 1968. – с. 5-56.
24. Брускова Л.Н. Исследование трещиностойкости и прочности предварительно напряженных керамзитобетонных элементов по наклонным сечениям. дисс. канд.техн.наук. М., 1975, с. 122.
25. Голышев А.Б. Сопротивление железобетона: монография / А.Б. Голышев, Вл. И. Колчунов. – Киев: Изд-во Основа, 2009. – 432 с. EDN: WLZJYN
26. Григорьев Д.А. Исследование работы тонкостенных железобетонных балок с предварительно напряженными продольной арматурой и хомутами // Сборник трудов ЦИНИС «Исследование железобетонных мостовых конструкций», Москва: Изд-во Трансжелдориздат, 1956. – с. 110-176.
27. Залесов А.С. Сопротивление железобетонных элементов при действии поперечных сил. Теория и новые методы расчета прочности: дисс. докт. техн. наук: 05.23.01/ М.: НИИЖБ, 1979. - 345 с.
28. Залесов А.С., Титов И.А. Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов в зоне действия поперечных сил // *Строительные конструкции и теория сооружений*. Минск: БПИ, 1977. Вып. 2. С. 42-47.
29. Ильин О.Ф. Исследование железобетонных балок из высокопрочного бетона при действии поперечных сил: дисс. канд. техн. наук: 05.23.01/ Ильин О.Ф. М: НИИЖБ, 1973. - 117 с.
30. Клименко Е.В. Прочность наклонного сечения косоизгибаемых железобетонных тавровых элементов: дисс. канд. техн. наук: 05.23.01/ Клименко Е.В. Полтава, 1984. - 227 с. EDN: NPHMIT
31. Колмогоров А. Г., Плевков В. С. Расчёт железобетонных конструкций по российским и зарубежным нормам: Учебное пособие. – Москва: Изд-во АСВ, 2014. – 512 с.
32. Кузнецов Л.В. Трещиностойкость косых сечений предварительно-напряженных железобетонных балок: дис. на соиск. учен. степ. канд. техн. наук: 05.23.01/ Кузнецов Леонид Васильевич; Киевский инженерно-строительный институт. Киев, 1963. – 184 с.
33. Морозов А.Н. К прямому определению поперечной силы, воспринимаемой бетоном в наклонных сечениях. // *Современное строительство и архитектура*. 2018. № 2 (26). С.53-59. DOI: <https://doi.org/10.18454/mca.2022.26.5> EDN: IJPLMF
34. Сигалов Э.Е., Старишко И.Н. Влияние предварительного напряжения на прочность по наклонным сечениям железобетонных изгибаемых элементов // *Сб. тр. Железобетонные конструкции промышленного и гражданского строительства*, Москва 1981. М: МИСИ, 1981. С. 185-190.
35. Силантьев А.С. Сопротивление изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям с учетом влияния продольного армирования: дисс. канд. техн. наук: 05.23.01/ Силантьев А.С. Москва, 2012. - 257 с. EDN: QICVZH
36. Старишко И.Н. Новое направление по расчету прочности изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям с примером расчета опытной балки // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений*. 2021. 17(5), с. 479-499. DOI 10.22363/1815-5235-2021-17-5-479-499. EDN: NEEMUJ
37. Убайдуллоев О. Прочность железобетонных элементов при совместном действии поперечной силы и изгибающего момента // *Проблемы архитектуры и строительства*, Самарканд - 2006. № 4. с. 17-19.
38. Убайдуллоев О. Современные вопросы развития методы расчета трещиностойкости железобетонных конструкций при действии поперечных сил // *Сборник материалов международного симпозиума «Earthquake safe constructions with lightweight steel structures»*, Ташкент, 27 ноября 2015 г. - Ташкент: Изд-во Кнауф, 2015. – с. 28-29.
39. Шеина С.Г. Прочность и трещиностойкость наклонных сечений железобетонных элементов при совместном действии продольных сжимающих и поперечных сил: дис. на соиск. учен. степ. канд. техн. наук: 05.23.01/ Шеина Светлана Георгиевна. Ростов на Дону, 1984. – 184 с. EDN: NPPLAP

40. Carlos Zanuy, Elena Pilar Martínez, Ramon Merino, Jose M. Simon-Talero, Carlos Bajo. Experimental analysis of shear-lag effect in reinforced concrete T-beams // *Engineering Structures*. 2022. № 256. p.114009. DOI: 10.1016/j.engstruct.2022.114009 EDN: POQQPZ
41. Kani G. N. J. Basic facts concerning shear failure.// *Journal of the American Concrete Institute*. 1964. № 61(6). p. 675-692.
42. Karpiuk V., Somina Yu., Karpiyuk F., Karpiuk I. Peculiar aspects of cracking in prestressed reinforced concrete T-beams // *Acta Polytechnica*. 2012. № 61(5). p. 633-643. DOI:10.14311/AP.2012.61.0633. EDN: WEBCBI
43. Mirzaakhmedova U. A. Failure Mechanism of bending reinforced concrete elements under the action of transverse forces// *The American Journal of Applied Sciences*. December 27, 2020. №02 (12). p. 36-43. Doi:<https://doi.org/10.37547/tajas/Volume02Issue12-07>
44. Mirzaev P.T., Shamansurova Z.P. Basis for evaluating the strength and crack resistance of prestressed members without transverse reinforcement along inclined sections. *The Eurasian Scientific Journal*. 2023. №15(3): 42SAVN323. Available at: <https://esj.today/PDF/42SAVN323.pdf>. (In Russ., abstract in Eng.). EDN: QYDQUE
45. Mohammed A.O.I. Experimental studies of strength inclined sections bent elements from autoclaved aerated concrete // *IOP Conf. Ser.: Mater. Sci. Eng.* 2021, №1079 (1). 022062. <http://doi.org/10.1088/1757-899X/1079/2/0220629>. EDN: NWYFCH
46. Starishko I.N. Influence of the main factors on the bearing capacity of bent reinforced concrete elements in inclined sections obtained on the basis of experimental studies // *Process Management and Scientific Development*. Birmingham, 2021. p. 140–150.
47. Travush, V.I., Krylov, S.B., Konin, D.V., Krylov, A.S. Ultimate state of the support zone of reinforced concrete beams// *Magazine of Civil Engineering*. 2018. 83(7). Pp. 165–174. doi: 10.18720/MCE.83.15. EDN: JJEFNN
48. Yang Y., Walraven J., Uijl J. den. Shear behavior of reinforced concrete beams without transverse reinforcement based on critical shear displacement // *Journal of Structural Engineering*. 2016. №143 (1). 04016146. [http://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001608](http://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001608)
49. Yang Y. Shear behavior of reinforced concrete members without shear reinforcement: Thesis Ph.D. / Y. Yang. – Delft: Norwegian University of Science and Technology, 2014. – 370 p. DOI: <https://doi.org/10.4233/uuid:ac776cf0-4412-4079-968f-9eacb67e8846>.
50. Zheng K., Zhou S., Zhang Y., Wei Y., Wang J., Wang Y., Qin X. Simplified evaluation of shear stiffness degradation of diagonally cracked reinforced concrete beams// *Journal Materials*. 2023. № 16 (4752). <https://doi.org/10.3390/ma16134752>. EDN: ZGLYYX
51. Vegera P., Khmil R., Vashkevych R., Blickharskyy Z. Comparison crack resistance of RC beams with and without transverse reinforcement after shear testing // *Quality Production Improvement*. 2019, №1(1), p. 342-349. doi: 10.2478/cqpi-2019-0046.

ОБ АВТОРАХ

Олимхон Мусохонович Убайдуллоев – старший преподаватель кафедры «Строительная инженерия». Самаркандский государственный архитектурно-строительный университет (СамГАСУ). 140143, Узбекистан, г. Самарканд, ул. Лолазор, д.70. E-mail: hodja2002@mail.ru

ABOUT THE AUTHORS

Olimkhon M. Ubaydulloyev – a senior lecturer at the Department of «Construction Engineering». Samarkand State of Architecture and Construction University (SamGASU). 140143, Uzbekistan, Samarkand, Lolazor str., 70. E-mail: hodja2002@mail.ru

УДК 699.841

ОЦЕНКА СОСТОЯНИЯ НОРМАТИВНОЙ ДОКУМЕНТАЦИИ ПО РАСЧЕТУ НА ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЯ

С.Н. Скляр¹, И.И. Овчинников²

^{1,2} *Саратовский государственный технический университет им. Гагарина Ю.А.,
г. Саратов (Российская Федерация)*

² *Тюменский индустриальный университет, г. Тюмень (Российская Федерация)*

² *Уфимский государственный нефтяной технический университет, г. Уфа (Российская Федерация)*

Аннотация. В Российской Федерации на данный момент отсутствуют нормативные документы, которые бы соответствовали современным знаниям для проектирования транспортных сооружений. Нормативная сейсмичность района строительства определяется по комплексу карт Общего сейсмического районирования (ОСР), который отражает значение сейсмической интенсивности (в баллах) с различной вероятностью их превышения в течение 50 лет. Применение формулы Медведева для пересчёта балльности в ускорения является ошибкой, так как в ней не учитывается ряд факторов, что может привести к серьезным просчетам. В работе проводится сравнение двух подходов к сейсмическим расчетам, приводятся аргументы, которые подтверждают необходимость использования спектров откликов, применяющиеся в зарубежных нормативных документах и руководствах для расчета сооружений на устойчивость к землетрясениям. На основании представленного материала был произведен анализ. Необходимо принять меры по замене концепции динамических коэффициентов, спектрами реакций (ответов) Отказаться от привязки к баллам и характеризовать сейсмические воздействия с помощью пиковых ускорений и продолжительности воздействий. Назревает необходимость разработки карт ОСР, с использованием эталонного грунта. Применение в качестве основного амплитудного параметра колебаний значения максимального ускорения на скальном грунте (категория 1) будет более точным, нежели ускорения на среднем грунте (категория 2). Грунты стоит характеризовать с использованием спектрального метода, нежели «приращением балльности».

Ключевые слова: исходная сейсмическая информация, балльность, приращения балльности, эталонный грунт, коэффициент динамичности, спектр ответов.

Ссылка для цитирования: Скляр С.Н., Овчинников И.И. Оценка состояния нормативной документации по расчету на землетрясения // Инженерные исследования. 2024. №4(19). С. 39-47. EDN: VTQTGU

ASSESSMENT OF THE STATUS OF NORMATIVE DOCUMENTATION ON EARTHQUAKE DESIGN

S.N. Sklyarov¹, I.I. Ovchinnikov²

^{1,2} *Yuri Gagarin State Technical University of Saratov, Saratov (Russian Federation)*

² *Tyumen Industrial University, Tyumen (Russian Federation)*

² *Ufa State Petroleum Technical University, Ufa (Russian Federation)*

Abstract. In the Russian Federation at the moment there are no regulatory documents that would correspond to modern knowledge for the design of transportation facilities. The regulatory seismicity of the construction area is determined by a set of maps of the General Seismic Zoning, which reflects the values of seismic intensity (in points) with different probabilities of their exceedance over 50 year. The use of Medvedev's formula for recalculation the intensity into acceleration is an error, since it does not take into account a number of factors, which can lead to serious miscalculations. The paper compares two approaches to seismic calculations, provides arguments that confirm the need to use response spectra used in foreign regulatory documents and guidelines for calculating structures for resistance to earthquakes. Based on the material presented, an analysis has been made. It is necessary to take measures to replace the concept of dynamic coefficients, response spectra (responses) To abandon the reference to scores and characterize seismic impacts using peak accelerations and duration of impacts. There is a need to develop OSR maps using reference soil. Using the value of peak acceleration on rock (category 1) as the main amplitude parameter of the vibrations will be more accurate than acceleration on medium ground (category 2). Soils should be characterized using a spectral method rather than a “grade increment”.

Keywords: initial seismic information, score, score increments, reference soil, dynamic coefficient, response spectrum.

For citation: Sklyarov S.N., Ovchinnikov I.I. Assessment of the status of normative documentation on earthquake design // Inzhenernyye issledovaniya [Engineering Research]. 2024. No.4(19). Pp. 39-47. EDN: VTQTGU

ВВЕДЕНИЕ

Землетрясения представляют собой колебания земли, вызванные разнообразными факторами: тектонические движения коры, вулканической активностью, столкновения гор и техногенные взрывы. Сильнейшие землетрясения обычно происходят из-за разрушения и перемещения горных пород вдоль тектонических разломов на поверхности земли [1]. Ежегодно происходит несколько катастрофических землетрясений, которые наносят огромный ущерб целым странам, расположенные в сейсмически-активных зонах. Более века ученые проводят исследования, в которых главной задачей является минимизация последствий землетрясений и все равно, в настоящий момент практически невозможно заблаговременно предсказать факт землетрясения и обеспечить эвакуацию людей. Хочется отметить один интересный факт: количество жертв подтверждает, что угрозу представляет не столько природное явление, сколько здания, построенные с нарушением технических норм. Поэтому перед инженерами и учеными стоит актуальная задача - разработка теории создания сейсмоустойчивых зданий и сооружений, способных выдержать нагрузки в чрезвычайных ситуациях. Вопрос развития нормативных документов для Российской Федерации остается весьма актуальным, особенно в районах, подверженных землетрясениям [2-7].

Немного погрузимся в историю и приведем краткие сведения развития спектрального метода. Впервые у Био М. [8] возникла идея использовать этот метод в 1933 году. Проверить эту теорию решились в США в сороковые годы прошлого столетия. Проанализировали поведение сооружений, взяв данные землетрясений, произошедших в 1923 и 1933 годах [9-10]. В середине 40-х годов Корчинский И.Л. подготовил теорию для этого метода, воспользовавшись реальными акселерограммами [11]. Линейно-спектральный метод используется в расчетах во многих странах мира [12-21].

Не обошли авторы работы [11] мимо карт ОСР. Они упомянули их развитие, начиная с СР-37. Подчеркнули необходимость их совершенствования, так как ранее считавшиеся безопасными зонами, стали подвергаться серьезным землетрясениям. Приводят в пример нормативные документы Японии. Там используется коэффициент зонирования [23]. В Китае применяют метод районирования территории согласно ускорениям грунтов и периодов спектров сейсмических реакций [24]. В Европе для расчета используют Eurocode 8. Разделение территорий осуществляется по пиковым ускорениям грунта [25-26].

В России же для анализа сейсмических воздействий применяют карты общего сейсмического районирования. На этих картах степень интенсивности землетрясений отображается в балльной системе. В инженерных расчетах баллы не используются. Проектировщики оперируют следующими показателями: пиковое значение скорости, ускорения, перемещения, используя для этих целей акселерограммы. В США карты в баллах не составляют, а используются карты спектров реакций.

В статье показывается почему концепция спектров ответов является основной в зарубежных нормах. Описывается история появления и кратко излагается теория их построения. Обосновываются преимущества подхода, основанного на спектрах ответов, в отличие от методики динамических коэффициентов.

СОСТОЯНИЕ НОРМАТИВНОЙ ДОКУМЕНТАЦИИ ПО РАСЧЕТУ ТРАНСПОРТНЫХ СООРУЖЕНИЙ НА СЕЙСМИЧЕСКИЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ

Федеральный закон Российской Федерации требует совершенствовать своды правил с определенной периодичностью. В шестой статье этот срок ограничен пятью годами.

Действующие своды правил не соответствуют современным знаниям, а являются редакцией устаревшего СНиП II-7-81*. Кроме того, в новой версии были внесены ошибочные рекомендации, следование которым может привести к серьезным последствиям. Отсутствие нормативных актов в области сейсмологии и динамических методах расчета сооружений, соответствующих современным научным знаниям, является серьезной проблемой в проектировании транспортных объектов. В ряде стран перешли к другим методам определения ускорения смещения грунта. Они не занимаются пересчетом баллов по картам ОСР, а определяют на основе фактических измерений [27]. Пересчет в ускорения согласно шкале МСК-64 без учета спектрального состава может привести к недостоверным результатам.

В РФ землетрясения, независимо от источника и глубины расположения, классифицируются по баллам, а грунты с разными свойствами подразделяются на категории. Подход, при котором замена категории влечет за собой изменение интенсивности не соответствует современному уровню развития науки. Многие страны адаптировали свои стандарты, перейдя к использованию пиковых ускорений и продолжительности воздействий в качестве характеристик сейсмических воздействий, отказавшись от привязки к баллам. Этот подход является более точным и современным. С его помощью эффективней

определяются и характеризуются сейсмические воздействия на сооружения. Проектировщикам для расчёта сооружений необходимы пиковые значения: ускорений, скоростей, перемещений. В связи с этим возникает вопрос о необходимости балльной системы!

Потребность в таком промежуточном параметре отсутствует.

ПЕРЕСЧЕТ БАЛЛЬНОСТИ В УСКОРЕНИЯ КОЛЕБАНИЯ ГРУНТОВ

Разработчики карт ОСР использовали средние грунты (2 категории) для оценки сейсмической интенсивности [28]. Их жесткость находится в широком диапазоне от 350 до 1500 (г/см³) * (м/с). Такой подход в определении интенсивности может привести к ошибкам. Предлагается разработать карты с использованием эталонного грунта. Такое решение позволит точнее определять сейсмичность площадки.

В нынешнем Своде Правил существует эталонный грунт [29]. Используя его необходимо выполнять пересчет интенсивности. Остается открытым вопрос о выборе жесткости. Почему она составляет именно 655 (г/см³) * (м/с)? Ответа нет! Разработчики карт не могут обосновать его выбор в качестве эталонного для определения изменений в сейсмичности. Предложения отказаться от использования максимального ускорения на грунтах второй категории в пользу пикового ускорения на скальных грунтах (1 категория) были выдвинуты уже давно.

Медведев С.В. во второй половине 20-ого века разработал методику сейсмического микрорайонирования [30]. Она связывает свойства грунта с параметрами сейсмического воздействия. В действительности, его формула представляет собой приближенную формулу Цёппритца [31-33]. В СП 14.13330.2018 определяют приращение интенсивности ΔI в баллах следующей формулой (1).

$$\Delta I = 1,67(\lg 655 - \lg \rho V_s), \quad (1)$$

где:

ρ – плотность грунта, г/см³;

V_s – скорость распространения поперечных сейсмических волн в грунте, м/с.

Это выражение применяют во всех случаях. В свое время, оно является частным случаем формулы С.В. Медведева (2):

$$\Delta I = 1,67(\lg \rho_3 V_3 - \lg \rho_u V_u), \quad (2)$$

где:

ρ_3, ρ_u – плотность эталонного грунта и исследуемого грунта соответственно, г/см³;

V_3, V_u – скорость распространения поперечных сейсмических волн в эталонном и исследуемом грунте соответственно.

В нормативном документе утверждается, что формула (2) основана на методе сейсмических жесткостей, однако, суть этого метода не раскрывается. Нет понимания в каких случаях ее следует применять и есть ли ограничения. Использование эмпирических данных для создания формулы, которая связывает сейсмическую жесткость с разрушениями зданий, вызывает вопросы без ответа [34].

В исследовании [35] обсуждается происхождение коэффициента в формуле Медведева, где указывается, что коэффициент был получен как среднее арифметическое из нескольких определений, но без физического обоснования. Ошибочно предполагалось равенство потоков энергии в точках с разными акустическими жесткостями.

Неправильно определять категорию грунта по приращениям балльности. Применение формулы Медведева С.В. для определения параметров сейсмического воздействия через свойства эталонного грунта может привести к значительным ошибкам. Несоответствие характеристик эталонного грунта может серьезно исказить расчетные параметры сейсмического воздействия. Игнорирование зависимости расчетных пиковых ускорений от толщины поверхностного слоя и его частотных характеристик, также может привести к недооценке сейсмической опасности.

ДИНАМИЧЕСКИЕ КОЭФФИЦИЕНТЫ В НОРМАХ РФ

На территории нашей страны при проектировании в сейсмически опасных районах используется коэффициент динамичности – β . Он определяется из периода свободных колебаний осциллятора. По мнению студентов технических вузов, данный коэффициент можно интерпретировать как отношение динамического воздействия к статическому. Более полувека назад И.Л. Корчинский [36] предложил график коэффициентов динамичности, который позже был использован в СН 8-57 «Нормы и правила строительства в сейсмических районах». В последующих версиях, таких как СНиП II-A.12-69 и СНиП II-7-81, этот график был скорректирован с разделением на категории грунтов [37]. Однако основные

характеристики этих графиков не были основаны на реальных землетрясениях, а были разработаны для обеспечения согласованности между старыми и новыми нормами и уменьшения расходов на антисейсмическое усиление. В современных нормативных документах используются две кривые коэффициентов динамичности β_i , которые считаются идентичными для грунтов категорий I и II, а также для категорий III и IV (рис.1.).

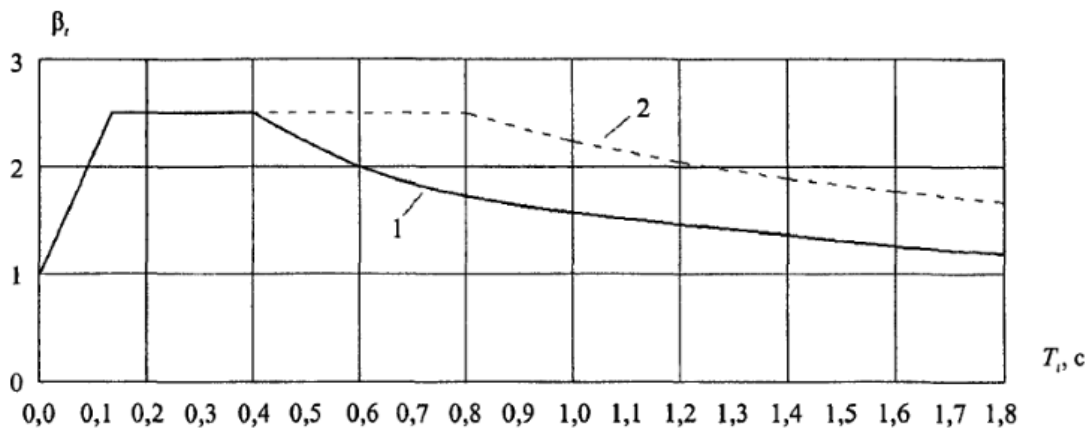


Рис.1. Коэффициент динамичности¹
Fig.1. Dynamic coefficient

Это представление кривых не учитывает зависимости поправочных грунтовых коэффициентов от частоты или периода колебаний. Кроме того, установлено ограничение: «во всех случаях значения β_i должны приниматься не менее 0,8», что не соответствует спектрам откликов реальных землетрясений и не позволяет проводить расчеты большепролетных и сейсмоизолированных мостов.

Ниже представлен фрагмент текста СП 14.13330.2018, описывающий Рис.1.

«Для грунтов категорий I и II по сейсмическим свойствам (кривая 1) при:

$$\begin{aligned} T_i \leq 0,1 \text{ с} \quad \beta_i &= 1 + 15T_i; \\ 0,1 \text{ с} < T_i < 0,4 \text{ с} \quad \beta_i &= 2,5T_i; \\ T_i \geq 0,4 \text{ с} \quad \beta_i &= 2,5(0,4 / T_i)^{0,5}. \end{aligned} \quad (3)$$

Для грунтов категорий III и IV по сейсмическим свойствам (кривая 2) при:

$$\begin{aligned} T_i \leq 0,1 \text{ с} \quad \beta_i &= 1 + 15T_i; \\ 0,1 \text{ с} < T_i < 0,8 \text{ с} \quad \beta_i &= 2,5; \\ T_i \geq 0,8 \text{ с} \quad \beta_i &= 2,5(0,8 / T_i)^{0,5}. \end{aligned} \quad (4)$$

Во всех случаях значения β_i должны приниматься не менее 0,8».

КОНЦЕПЦИЯ СПЕКТРОВ ОТВЕТОВ

«Спектр реакций (ответов) представляет собой график максимальных реакций: перемещений, скоростей, ускорений или других максимальных параметров совокупности осцилляторов на заданное воздействие» [38-40].

Это ключевая и широко используемая концепция в теории и практики проектирования сейсмостойких сооружений, которая широко применяется в странах бывшего СССР. Несколько причин, почему спектр ответов так востребован:

1. Не требуется моделировать все процессы колебаний, достаточно знать лишь максимальные значения скоростей, ускорений и перемещений элементов конструкций.
2. Простое и понятное определение с физическим смыслом.
3. Используется для анализа неупругих систем
4. Применяются простые модели, позволяющие легко описать процесс построения [41]
5. Существуют руководства по построению нормативных спектров ответов, что способствует разработке сейсмостойких сооружений, способных выдерживать сильные сейсмические воздействия.

Несмотря на свою широкую популярность за рубежом, концепция спектров максимальных реакций пока не получила широкого распространения в российских нормативных документах.

¹ СП 14.13330.2018 «СНИП II-7-81* Строительство в сейсмических районах» [Электронный ресурс]. - URL: <https://meganorm.ru/Data2/1/4293736/4293736459.pdf> (дата обращения 19.10.2024)

Идея применения спектров реакций была впервые предложена в 1926 году К.А. Сюэхио (рис.2.) [42-43].

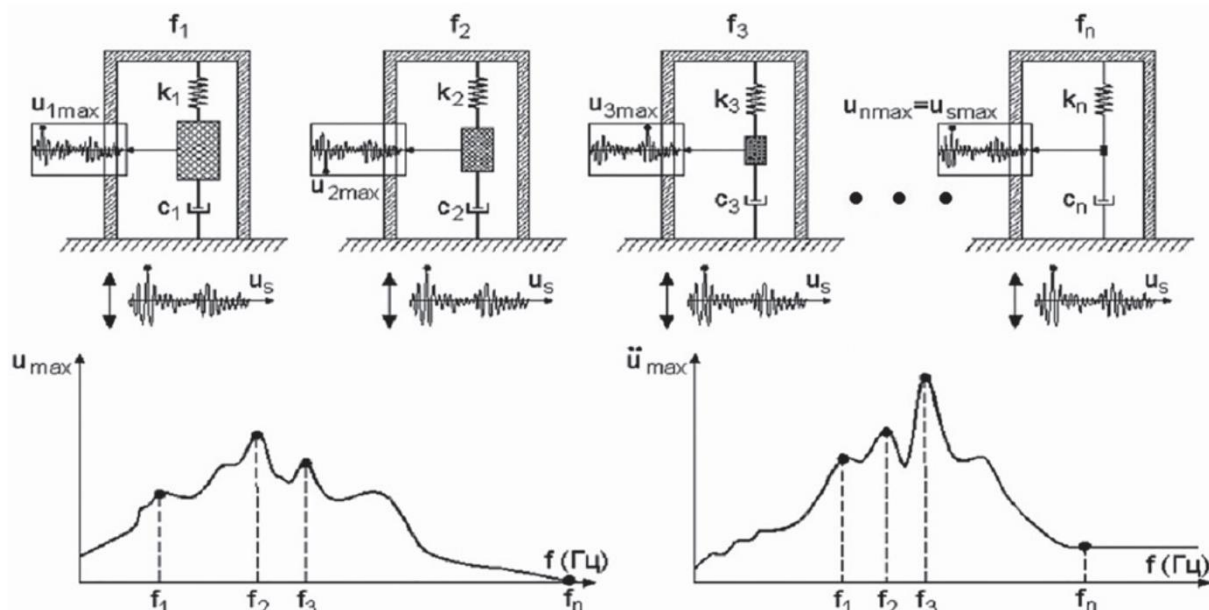


Рис.2. Прибор Сюэхио для построения спектров ответов²
Fig. 2. Shuehiro's instrument for constructing response spectra

Он использовал 13 осцилляторов с разными частотами для моделирования реакции сооружений на землетрясение [44]. Максимальные перемещения каждой массы фиксировались на барабане, а затем использовались для построения графика, где ось абсцисс представляла собой частоту колебаний, а ось ордината - максимальные перемещения.

В основе спектра реакций лежит математическое описание поведения сооружений с помощью линейных дифференциальных уравнений, которые можно разложить на отдельные уравнения для каждой степени свободы. Для расчета спектров реакций за рубежом часто используют метод Ньюмарка и Холла, основанный на данных реальных землетрясений [45].

Спектры реакций обладают ясным физическим смыслом и могут быть представлены в стандартной форме или рассчитаны индивидуально для конкретных строительных площадок с учетом их свойств. Ещё одним преимуществом является простая методика построения спектров ответов. Для этого используется следующее уравнение (5).

$$\ddot{u}_r + 2\xi\omega\dot{u}_r + \omega^2u_r = -\ddot{u}_g, \quad (5)$$

где:

$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$ – частота собственных колебаний системы без учета демпфирования;

$\xi = \frac{c}{c_{cr}} = \frac{c}{2m\omega}$ – относительный коэффициент демпфирования;

$-\ddot{u}_g$ – является функцией горизонтального или вертикального ускорения основания.

В процессе решения выбирается одно максимальное значение, после чего изменяется частота и процесс повторяется. При этом учитываются все возможные собственные частоты сооружений. В зависимости от типа строящегося спектра определяются максимальные значения ускорений, перемещений и скоростей.

СРАВНЕНИЕ ДИНАМИЧЕСКИХ КОЭФФИЦИЕНТОВ И СПЕКТРОВ ОТВЕТОВ

Конкретного и корректного определения коэффициента динамичности нет ни в монографиях, ни в нормативных документах по сейсмостойкости сооружений [46]. На одной из конференций был затронут важный вопрос: российские авторы не представили в своих работах ни определение коэффициентов динамичности, ни способов расчета. Один из разработчиков норм возразил и попытался оперировать

² Е.Н. Курбацкий, В.Л. Мондрус, Е.А. Пестрякова. К вопросу о корректном задании исходной сейсмической информации [Электронный ресурс]. - URL: https://www.elibrary.ru/download/elibrary_45050268_56508920.pdf (дата обращения 19.10.2024)

материалом, представленным в работе [47]. Однако это не тот коэффициент, который необходимо применять для расчета сооружений. По международным стандартам эти коэффициенты принято называть коэффициентом усиления колебаний [48.]. Работа [49] пытается внести ясность и дать пояснение по поводу введения коэффициента динамичности, но к нему есть ряд замечаний. В свою очередь над концепцией спектров ответов работало большое количество известных ученых. В материалах [50-51] можно встретить методики расчетов, а также статьи и исследования, посвященные расчету подземных сооружений на сейсмические воздействия. Спектр ответов доступнее для понимания. Его возможно получить не только экспериментальным, но и теоретическим путем. Он логичен и имеет простую методику построения для систем с различными значениями коэффициентов демпфирования. Так же есть возможность использования спектров ответов для расчёта неупругих систем [52]. В концепции, основанной на динамическом коэффициенте, невозможно провести анализ параметров сейсмоизолирующих устройств, а специальный спектр ответов (зависимость максимальных ускорений от перемещений) позволяет это сделать. Этот факт является еще одним неоспоримым преимуществом этой системы.

Наиболее распространенным повреждением балочных разрезных мостов, возникающим при сейсмических воздействиях, является сдвиг пролетных строений. Сдвиг сопровождается разрушение опорных частей, повреждение оголовков опор. В Японии в 1923 г. произошло заклинивание подвижной опорной части моста Банкоку. Аналогичное повреждение получила опорная часть моста через р. Вбрас (Банья-Лука). Разрушение неподвижной опорной части стального пролетного строения произошло на железнодорожном мосту в районе Ланкиху (Чили, 1960 г., сила землетрясения 10 баллов). И таких примеров огромное количество. Для решения указанной проблемы с помощью спектров ответов, можно вычислить относительные спектры максимальных реакций. Эти спектры помогают определить размеры зон опирания пролетных строений на опорах мостов. Также они позволяют оценить риск соударения рядом стоящих сооружений.

РЕЗУЛЬТАТЫ ИССЛЕДОВАНИЯ

Исходя из всех аргументов, которые были приведены выше можно сделать несколько выводов и найти пути решения в сложившейся ситуации.

1. Предлагается заменить термин «динамические коэффициенты» на спектры реакций (ответов). Использование динамических коэффициентов возможно при четком определении этих коэффициентов и статических воздействий.

2. В качестве характеристики сейсмического воздействия необходимо использовать пиковые ускорения и продолжительность воздействий, отказавшись от привязки к баллам.

3. Для более точной оценки сейсмичности площадки предлагается разработать карты ОСР с использованием эталонного грунта вместо средних (2 категории).

4. Перестать использовать в качестве основного амплитудного параметра колебаний значения максимального ускорения на среднем грунте (категория 2) и впредь использовать в этих целях максимальное ускорение на скальном грунте (категория 1).

5. Рекомендуется перейти от параметра «приращение балльности» к принципу спектральной характеристики грунтов. Такой подход позволяет наиболее точно определять характеристики грунтов.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В современных нормативных документах содержится достаточно неточностей и отсутствуют вещи, без которых нельзя рассчитывать сооружение на сейсмостойкость.

В динамических расчётах сооружений не стоит использовать балльную оценку интенсивности землетрясений. Некорректно переводить сейсмические волны, которые представляют собой механические воздействия, в баллы, а затем снова переводить их в ускорение для расчета сооружений. Такое двойное преобразование вносит неопределенность и приводит к дополнительным погрешностям в расчетах.

Серьезная ошибка была совершена разработчиками российских и советских норм, когда были использованы не спектры реакций, а динамические коэффициенты. Потеряно много времени, запроектировано и построено огромное число сооружений, выращено несколько поколений инженеров. Учебные пособия, монографии по сейсмостойкости не пополняются передовой, идущей в «ногу со временем», учитывающей современные знания и научные достижения, информацией об удобной концепции спектров ответов.

Концепция спектров ответов, разработанная более 90 лет назад, находит применение в зарубежных нормативных документах. Взвесив все «за» и «против» приходим к следующему выводу. Понятие «динамические коэффициенты» в нормативных документах РФ следует заменить спектрами реакций.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Bridge Engineering Handbook, W.K. Chen and L. Duan, Eds., CRC Press, Boca Raton, FL, 2000.
2. Губанова М. А., Петрищевский А. М. Связь сейсмичности с глубинным геологическим строением Приамурья и Маньчжурии // Региональные проблемы. 2011. Т. 14. № 2. С. 51-56.
3. Петрищевский А. М., Васильева М. А. 3D-тектонический анализ полей сейсмичности в южных районах дальнего востока России // Известия Томского политехнического университета. 2015. Т. 326. №3. С. 25-39.
4. Столяров В. Г., Бабаевская Л. В. Сейсмостойкое строительство и сейсмические риски на Северном Кавказе // Геоэкология. Инженерная геодезия. Гидрогеология. Геоэкология. 2013. № 5. С. 442-453.
5. Гордеев Е. И., Федотов С. А., Чебров В. Н. Детальные сейсмологические исследования на Камчатке в 1961–2011 гг., Основные результаты // Вулканология и сейсмология. 2013. № 1. С. 3-17.
6. Етирмишли Г. Д., Казымова С. Э., Казымов И. Э. Расчет стационарных поправок (сайт-эффект) на основе сейсмического сигнала // Геология и геофизика юга России. 2015. № 4. С. 154-163. EDN: VBIDSD.
7. Салтыков В. А., Кугасенко Ю. А., Кравченко Н. М., Коновалова А. А. Параметрическое представление динамики сейсмичности Камчатки // Вулканология и сейсмология. 2013. № 1. С. 65. EDN: PUASZV., DOI: 10.7868/S0203030613010069.
8. Biot M. Theory of vibration of buildings during earthquake. Band 14 Heft 4, August, 1934.
9. Homer Laughlin, Ralph Arnold, William S. W. Kew; Southern California earthquake of July 22, 1923. Bulletin of the Seismological Society of America 1923;; 13 (3): 105–106.
10. Susan E. Hough, Robert Graves. 2020. The 1933 Long Beach Earthquake (California, USA): Ground motions and rupture scenario. DOI: 10.1038/s41598-020-66299-w.
11. Шаторная А.М., Тарасов В.А., Барабаш А.В., Жувак О.В., Рыбаков В.А., Российские и зарубежные нормы сейсмического проектирования зданий и сооружений. EDN: ZQRPBH., DOI: 10.34910/ALF.6.9.
12. Мкртычев О. В., Дорожинский В. Б., Сидоров Д. С. Исследование сейсмостойкости железобетонных зданий различных конструктивных схем // Вестник МГСУ. 2015. № 12. С. 66-75., EDN: VBTZRL.
13. Pechersky E., Pirogow S., Sadowski G., Yambartsev A. Dynamics of Tectonic Plates // Информационные процессы. 2015. Т. 15. № 1. С. 51-65., EDN: TMLRVJ.
14. Ордобаев Б. С. О фундаментальной концепции сейсмостойкости и сейсмоустойчивости зданий при сильнейших землетрясениях // Вестник КРСУ. 2015. Т. 15. № 9. С. 133-137., EDN: UNSNTB.
15. Тяпин А. Г. Различия в нормативных подходах к расчету на сейсмические воздействия гражданских сооружений и сооружений АЭС. Часть III. Линейно-спектральная теория // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2015. № 1. С. 43-46., EDN: THXIMF.
16. Соснин А. В. К вопросу учёта диссипативных свойств многоэтажных железобетонных каркасных зданий массового строительства при оценке их сейсмостойкости // Современная наука и инновации. 2017. № 1. С. 114-131., EDN: YTFHIB.
17. Тяпин А. Г. Неклассическое демпфирование в системе "Основание-сооружение" и вопрос применимости спектрального метода расчета усилий // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2016. № 4. С. 44-49, EDN: WHCVJN.
18. Масляев А. В. Обоснование защиты жизни и здоровья населения России в зданиях при землетрясении в федеральных законах и нормативных документах РФ // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. 2015. № 39 (58). С. 94-100., EDN: TLMIZT.
19. Сеитов Б. М., Ордобаев Б. С., Эргешов Э. С. Тенденция и развитие методов расчета строительных конструкций по сейсмостойкости и сейсмоустойчивости // Известия вузов Кыргызстана. 2015. № 7. С. 10-16., EDN: TGKZET.
20. Джинчвелашвили Г. А., Булушев С. В. Колебания высотных зданий при сейсмическом воздействии с учетом физической и геометрической нелинейности // Строительство: наука и образование. 2014. № 2. С. 1., EDN: SEISID.
21. Тяпин А. Г. Антонов Н. А. Модальное демпфирование с учетом грунтового основания // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. 2016. № 2. С. 40-45., EDN: VPRNNP.
22. Сеницын С. Б. Теория сейсмостойкости. Курс лекций. М.: Изд-во МГСУ, 2014., EDN: UGKSHD.
23. Midorikawa M., Hiraishi H., Okawa I., Iiba M., Teshigawara M., Isoda H. Development of seismic performance evaluation procedures in Building Code of Japan // 12th World Conference on Earthquake Engineering. 2000. pp. 1-8.
24. Gao M. New national seismic zoning map of China // Acta seismologica sinica. 2003. Vol. 16. № 6. pp. 639-645.
25. Solomos G., Pinto A., Dimova S. A review of the seismic hazard zonation in national building codes in the context of Eurocode 8 // JRC Scientific and Technical reports. 2008.
26. Электронный ресурс. URL: http://www.earthquakes.bgs.ac.uk/hazard/uk_hazard_map. (дата обращения: 25.10.2024).

27. Уломов, В.И. Актуализация нормативного сейсмического районирования в составе единой информационной системы «Сейсмобезопасность России» / В.И. Уломов // Вопросы инженерной сейсмологии. – 2012. – № 1. – С. 5–38. EDN: PVWYIJ.
28. Уломов, В.И. Комплект карт общего сейсмического районирования территории Российской Федерации / В.И. Уломов, Л.С. Шумилина // Сейсмостойкое строительство. – 1998. – № 4. – С. 30–34.
29. Шестоперов В.Г. Сейсмическое микрорайонирование участков строительства моста: автореф. дис. канд. техн. наук. М, 2006. 23 с., EDN: NKEYIZ.
30. Медведев С.В. Инженерная сейсмология. М.: Госстройиздат, 1962. 260 с..
31. Курбацкий, Е.Н. К вопросу о пересчёте балльности в ускорения / Е.Н. Курбацкий, А.П. Косауров // Инженерные изыскания в строительстве. – 2016. – №14. – С. 50–60. EDN: XRGZIP.
32. Sheriff R.E., Geldart L.P. Exploration Seismology. Volume 1. History, theory, & data acquisition. Cambridge, UK: Cambridge University Press, 1982. 272 p..
33. Zoeppritz K. Uber reflexion und durchgang seismischer wellen durch unstetigkeits flachen // Uber Erdbebenwellen VII B. Nochr. Der Koniglichen Gesell. Wiss. Göttingen: Math.-Phys. Kl., 1919. P. 57---84..
34. Шестопёров, Г.С. МДС 22-1.2004. Методические рекомендации по сейсмическому микрорайонированию участков строительства транспортных сооружений / Г.С. Шестопёров, В.Г. Шестопёров. – М.: ФГУПЦПП, 2005. – 48 с..
35. Методика и принципы проведения микросейморайонирования (СМР) [Электронный ресурс] // Портал единой информационной системы (ЕИС) «Сейсмобезопасность России».
36. Корчинский, И.Л. Сейсмостойкое строительство зданий / И.Л. Корчинский, Л.А. Бородин, А.Б. Гроссман [и др.] : Учебное пособие для вузов. – М. : Высшая школа, 1971.
37. Поляков С. В., Кахновский А. М. Зависимость коэффициента динамичности от грунтовых условий площадки строительства. – В кн. Анализ последствий землетрясений. М., ЦНИИСК им. Кучеренко, 1982, 1982, с. 5–11.
38. Курбацкий Е.Н., Мазур Г.Э., В.Л. Мондрус. Критический анализ состояния нормативной документации по расчёту сооружений на землетрясения. EDN: YRGKSJ.
39. Chopra, Anil K. Dynamics of Structures. Theory and applications to Earthquake Engineering / Chopra Anil K. – Pearson Prentice Hall, Person Education Inc. Upper Saddle River, 2007.
40. Hudson, D.E. Response spectrum techniques in engineering seismology / D.E. Hudson // Proceedings of the First World Conference on Earthquake Engineering. – Berkley, CA, 1956.
41. Курбацкий, Е.Н. Спектры Фурье и спектры ответов на землетрясения. Теория и приложения / Е.Н. Курбацкий. – М..
42. Suyehiro, K.A. A seismic vibration analyser and the records obtained therewith / K.A Suyehiro // Bulletin of the Earthquake Research Institute-University of Tokyo. – 1926. – № 1. – P. 59–64.
43. Chopra, Anil K. Elastic response spectrum: a historical note / Chopra Anil K. // Earthquake Engineering and Structural Dynamics. – 2007. – № 36. – P. 3–12.
44. Suyehiro, K. A seismic vibration analyzer and the records obtained therewith / K. Suyehiro // Bulletin of the Earthquake Research Institute-University of Tokyo. – 1926. – № 1. – P. 59–64.
45. Newmark N.M. Earth Spectra and Design / N.M. Newmark, W.J. Hull; Earthquake Engineering Research Institute. – Berkley, Calif., 1982.
46. Курбацкий, Е.Н. Динамические коэффициенты или спектры реакций (ответов) сооружений на сейсмические воздействия / Е.Н. Курбацкий В.Л. Мондрус // Academia. Архитектура и строительство. – 2019. – № 1. – С. 107–114. EDN: UNIOAX., DOI: 10.22337/2077-9038-2019-1-107-114.
47. Российская архитектурно-строительная энциклопедия. В 14-ти томах. Т. 2. – М. : Министерство строительства РФ, 1995.
48. Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures «ASCE standard ASCE/SEI 4-16» / American Society of Civil Engineers. – 2017.
49. Назаров, Ю.П. Определение коэффициента динамичности в расчётах на сейсмостойкость [Электронный ресурс] / Ю.П. Назаров, Е.В. Позняк // Строительство: наука и образование. – 2015. – № 1. – Режим доступа: <https://cyberleninka.ru/article/n/opredelenie-koeffitsienta-dinamichnosti-v-raschetah-na-seysmostoykost/viewer> (дата обращения 26.10.2024).
50. Technical manual for Design and construction of road tunnels. Civil elements U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration Publication 2009.
51. Youssef M. A. Hashash M. A. Hashash Seismic design and analysis of underground structures Tunnelling and Underground Space Technology 2001. 247–293.
52. Курбацкий, Е.Н. К вопросу о динамических коэффициентах в задачах о сейсмических воздействиях Е.Н. Курбацкий, В.Л. Мондрус, Г.А. Мазур // Academia. Архитектура и строительство. – 2019. – № 4. – С. 110–118. EDN: GOVBMS, DOI: 10.22337/2077-9038-2019-4-110-118.

ОБ АВТОРАХ

Сергей Николаевич Скляр – аспирант, Саратовский государственный технический университет им. Гагарина Ю.А.(СГТУ). 410054, Россия, г. Саратов, Политехническая ул., д.77. E-mail: sklyarov-sergey@bk.ru

Илья Игоревич Овчинников – доктор технических наук, доцент. Саратовский государственный технический университет им. Гагарина Ю.А.(СГТУ), 410054, Россия, г. Саратов, Политехническая ул., д.77; профессор. Тюменский индустриальный университет. 625000, Россия, г. Тюмень, Володарского ул., д.38; доцент. Уфимский государственный нефтяной технический университет, 450062, Россия, г. Уфа, Космонавтов ул., д.1. E-mail: bridgeart@mail.ru

ABOUT THE AUTHORS

Sergey N. Sklyarov – graduate student, Yuri Gagarin State Technical University of Saratov (SSTU). 410054, Russia, Saratov, Polytechnicheskaya st., 77. E-mail: sklyarov-sergey@bk.ru

Ilya I. Ovchinnikov – Doctor of Technical Science, Associate Professor. Yuri Gagarin State Technical University of Saratov (SSTU). 410054, Russia, Saratov, Polytechnicheskaya st., 77.; professor. Tyumen Industrial University. 625000, Russia, Tyumen, Volodarskogo st., 38; Associate Professor. Ufa State Petroleum Technical University. 450062, Russia, Ufa, Kosmonavtov st., 1. E-mail: bridgeart@mail.ru