

Международная Образовательная Корпорация

УДК 624.014.2



На правах рукописи

ОКАНОВ ДИАС АЛМАТОВИЧ

Экспериментально - теоретическое исследование работы подкрановых балок с гофрированными стенками треугольного очертания под краны общего назначения

8D07321 – «Строительство»

Диссертация на соискание степени
доктора философии (PhD)

Научный консультант:
Брянцев Александр Александрович,
PhD, ассоциированный профессор
(доцент)

Зарубежный научный консультант:
Mehmet Bakir Bozkurt,
PhD, ассоциированный профессор

Республика Казахстан
Алматы, 2025

СОДЕРЖАНИЕ

	ВВЕДЕНИЕ.....	10
1	СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА ПО ИССЛЕДОВАНИЮ РАБОТЫ И ПРИМЕНЕНИЮ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК.....	15
1.1	Область применения гофрированных конструкций.....	16
1.2	Опыт применения гофрированных конструкций.....	17
1.3	Экспериментально-теоретические исследования металлических конструкций с гофрированной стенкой.....	24
1.4	Особенности работы пролетных балок и подкрановых балок под нагрузкой.....	28
1.5	Особенности работы подкрановых балок под краны общего назначения и тяжелые краны.....	29
	Выводы по разделу 1.....	31
2	ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ И РАСЧЕТА ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК С ГОФРИРОВАННОЙ СТЕНКОЙ.....	33
2.1	Теоретические и экспериментальные исследования подкрановых гофрированных двутавровых балок.....	33
2.2	Оценка несущей способности и уточнение методов расчета подкрановых гофрированных двутавровых балок.....	36
2.2.1	Расчетные геометрические характеристики сечения.....	38
2.2.2	Проверка прочности элементов сечения.....	40
2.2.3	Особенности определения прогибов.....	41
2.3	Основные положения расчета подкрановых балок с гофрированной стенкой.....	42
2.3.1	Расчет по первой группе предельных состояний.....	43
2.3.2	Проектирование с учетом требований нормативных документов... Выводы по разделу 2.....	47 49
3	ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ГОФРИРОВАННЫХ СТЕНОК ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК С РАЗЛИЧНЫМ ОЧЕРТАНИЕМ ГОФРОВ И ИХ ПАРАМЕТРОВ.....	51
3.1	Исследование влияния гофрированной стенки на деформативность.....	51
3.2	Методика расчёта и исходные данные.....	52
3.2.1	Обоснование выбора расчетных схем, нагрузки и граничных условий.....	52
3.2.2	Геометрические параметры, характеристики материалов.....	54
3.2.3	Обоснование необходимости сравнения подкрановых балок с плоской и гофрированной стенкой.....	55
3.3	Исследование влияния очертания и параметров гофра на механические свойства гофрированной стенки.....	56
3.4	Сравнительный анализ подкрановых балок по расходу стали.....	65
3.4.1	Подкрановые балки первой группы.....	66
3.4.2	Подкрановые балки второй группы.....	67
3.4.3	Подкрановые балки третьей группы.....	67

3.5	Сравнительный анализ конструктивной эффективности подкрановых балок	70
3.5.1	Изготовление подкрановой балки с плоской стенкой.....	70
3.5.2	Изготовление подкрановой балки с гофрированной стенкой.....	71
	Выводы по разделу 3.....	72
4	МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ СВАРНЫХ ДВУТАВРОВЫХ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК.....	74
4.1	Оценка геометрических параметров плоской стенки и гофров стенки с треугольной формой.....	74
4.2	Оценка влияния параметров гофров на жесткость и прочность стенки.....	76
4.3	Подтверждение модели для расчета в ПК Лира-САПР 2024.....	79
4.4	Методика постановки численного эксперимента с применением ПК Лира-САПР 2024.....	85
4.5	Сравнительный анализ математического моделирования подкрановых балок.....	86
4.6	Влияние смещения рельса на устойчивость стенки подкрановой балки по методу Хикса.....	96
	Выводы по разделу 4.....	97
5	ПРОВЕДЕНИЕ ЛАБОРАТОРНЫХ ИСПЫТАНИЙ ПРИНЯТЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ СВАРНЫХ ДВУТАВРОВЫХ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК С ГОФРИРОВАННОЙ СТЕНКОЙ.....	100
5.1	Планирование проведения эксперимента.....	100
5.2	Принцип геометрического и физического подобия.....	101
5.3	Опытные образцы и методика проведения исследований.....	103
5.4	Оценка влияния особенностей конструктивной формы гофров на несущую способность подкрановых балок.....	108
5.5	Влияние геометрии гофра на устойчивость стенки и несущую способность балки по методу Хикса.....	133
	Выводы по разделу 5.....	135
	ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	137
	СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ.....	140
	ПРИЛОЖЕНИЕ А - Аналитический расчет подкрановых балок первой группы.....	150
	ПРИЛОЖЕНИЕ Б - Расчет гофрированной подкрановой балки по СП РК EN 1993-1-5:2006/2011.....	161
	ПРИЛОЖЕНИЕ В - Определение расчётных усилий.....	167
	ПРИЛОЖЕНИЕ Г - Анализ трудоемкости изготовления подкрановых балок.....	169
	ПРИЛОЖЕНИЕ Д - Сравнительный анализ подкрановых балок по экономическим показателям.....	171
	ПРИЛОЖЕНИЕ Е - Двухфакторный дисперсионный анализ.....	173
	ПРИЛОЖЕНИЕ Ж - Расчёт замены рельса КР-70 на пластину с учётом масштаба 1:3.....	177

ПРИЛОЖЕНИЕ И - Протоколы испытаний стальных листов.....	179
ПРИЛОЖЕНИЕ К Сертификат о поверке электронного динамометра ДЭП/3-2Д-500С-2.....	186
ПРИЛОЖЕНИЕ Л Сертификаты о поверке прогибомеров ПСК–МКГ4.....	187
ПРИЛОЖЕНИЕ М Сертификат о поверке прогибомера ПСК–МКГ4.01.....	192
ПРИЛОЖЕНИЕ Н Акт о внедрении результатов диссертационной работы в производственный и учебный процессы.....	193

НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

В данной диссертационной работе использованы ссылки в соответствии со следующими стандартами и нормативными документами:

- СП РК EN 1993-1-1:2005/2011 Проектирование стальных конструкций. Астана, 2016. 126 р.
- СП РК EN 1993-1-5:2006/2011 Проектирование стальных конструкций. Часть 1–5. Пластинчатые элементы конструкций при действии нагрузок в плоскости пластины. Астана, 2016. 53 р.
- СП РК EN 1993-6:2007/2011 Проектирование стальных конструкций. Часть 6. Несущие конструкции для кранов. Свод правил Республики Казахстан. - Астана: КазНИИСА, 2011. - 63 с.
- СП РК 5.03-107-2013 Несущие и ограждающие конструкции. Свод правил Республики Казахстан. - Астана: КазНИИСА, ИННОБИЛД, 2013. - 123 с.
- НТП РК 03-01-1.1-2011 Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила для зданий. - Астана: Министерство по инвестициям и развитию Республики Казахстан, 2011. - 307 с.
- ЕНиР Е40-2 Единые нормы и расценки на строительные, монтажные и ремонтно-строительные работы (ЕНиР). Е40-2. Металлические конструкции. Вып. 2. - М.: Стройиздат, 1986.
- ГОСТ 25711-83 Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью от 5 до 50 т. Москва, 1983. 20 р.
- ГОСТ 4121-96 Рельсы крановые. Технические условия. Минск, 1996. 9 р.
- ГОСТ 380- 2005 Сталь углеродистая обыкновенного качества. Москва: Стандартинформ, 2009. 11 р.
- ГОСТ 34017-2016 Краны грузоподъемные. Классификация режимов работы. Межгосударственный стандарт. - Москва: Стандартинформ, 2017. - 18 с.
- ГОСТ 8829-2018 Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Москва: Стандартинформ, 2019. 20 р.
- ГОСТ Р 58900- 2020 Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. Москва: Стандартинформ, 2020. 20 р.
- ГОСТ 27772-2021 Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия. Москва, 2021. 38 р.
- СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Москва, 2016. 95 р.
- СП 16.13330.2017 Стальные конструкции. Москва, 2017. 148 р.

СП 294.1325800.2017	Конструкции стальные. Правила проектирования. Москва, 2017. Р. 167.
СП 63.13330.2018	Бетонные и железобетонные конструкции. Москва, 2018. 124 р.
EN 1993-1-5:2006/2011	“Eurocode 3. Design of steel structures. Plated structural elements.” Brussels, 2006. 55 p.
ТКП 45-5.04-49-2007 (02250)	“Конструкции стальные. Обследование и диагностика технического состояния.” Минск, 2007. 4 р.
ASTM E72-15	Standard Test Methods of Conducting Strength Tests of Panels for Building Construction. - West Conshohocken, PA: ASTM International, 2015. - 18 p.
AISC 360-16	Specification for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction. - Chicago, Illinois: AISC, 2016. - 680 с.

ОПРЕДЕЛЕНИЯ

В данной диссертации используются следующие термины с соответствующими определениями:

- | | |
|---|--|
| прочность | - способность материала или конструкции сопротивляться разрушению и остаточным деформациям под действием нагрузок; |
| устойчивость | - способность конструкции сохранять первоначальное равновесное положение под действием нагрузок, не переходя в состояние потери устойчивости (выпучивания, изгиба, кручения); |
| надёжность | - свойство конструкции сохранять несущую способность, устойчивость и работоспособность в течение заданного срока эксплуатации при учёте всех воздействий; |
| жёсткость | - способность конструкции сопротивляться деформациям при воздействии нагрузок; |
| экономичность | - свойство конструкции обеспечивать требуемую прочность и надёжность при минимальном расходе материалов, трудозатрат и стоимости изготовления; |
| напряжён-
деформированное
состояние (НДС) | - совокупность внутренних напряжений и деформаций, возникающих в конструкции под действием нагрузок; |
| сдвиг | - вид деформации, возникающий в материале при действии поперечных сил, сопровождающийся относительным смещением параллельных слоёв тела; |
| пролет | - расстояние между опорами балки, определяющее её расчетную длину; |
| прогиб | - вертикальное перемещение характерной точки балки под действием нагрузки, используемое как критерий оценки жёсткости; |
| несущая способность | - предельное значение нагрузки, которую конструктивный элемент может воспринять без наступления предельного состояния (разрушения или потери устойчивости); |
| подкрановая балка | - элемент металлического каркаса здания, воспринимающий вертикальные и горизонтальные нагрузки от кранового оборудования и передающий их на несущие конструкции (колонны, фундаменты); |

сечение подкрановой балки	- геометрическая форма поперечного разреза подкрановой балки, определяющая её прочность и жёсткость;
двутавр	- стальной профилированный элемент с поперечным сечением в виде буквы «Н», широко применяемый в строительных конструкциях;
сварная балка	- балка, изготовленная сваркой отдельных элементов (полки и стенки) в единое сечение, в отличие от прокатного профиля;
гофрированная стенка	- тонкостенный элемент балки, имеющий складчатый профиль (гофр), увеличивающий её жёсткость и устойчивость без существенного увеличения массы;
гофр	- геометрически профилированный участок стенки, состоящий из чередующихся складок, направленных по длине балки и предназначенных для повышения устойчивости к сдвигу и потере устойчивости;
ребро жёсткости	- дополнительный элемент, привариваемый к стенке или полкам балки для повышения устойчивости и уменьшения деформаций;
опорное ребро	- вертикальное ребро жёсткости, устанавливаемое в зоне опор балки для предотвращения местных деформаций и концентраций напряжений;
треугольное очертание гофра	- геометрическая форма профилирования стенки в виде чередующихся треугольных складок;
эквивалентная толщина стенки	- условная толщина плоской стенки, используемая для замещения гофрированной стенки при расчётах;
устойчивость стенки	- способность стенки сохранять первоначальную форму без потери устойчивого равновесия при действии продольных или касательных напряжений;
сдвиговая жёсткость	- способность конструкции воспринимать поперечные силы без значительных деформаций сдвига;
критическое напряжение	- напряжение, при достижении которого наступает потеря устойчивости элемента (например, гофрированной панели) при заданной форме потери устойчивости.

ОБОЗНАЧЕНИЯ И СОКРАЩЕНИЯ

В настоящей диссертации применяются следующие обозначения и сокращения:

ТОО «МОК»	- Товарищество с ограниченной ответственностью «Международная образовательная корпорация»;
АО «КазНИИСА»	- Акционерное общество Казахский научно-исследовательский институт строительства и архитектуры;
КОКСНВО МНВО РК	- Комитет по обеспечению качества в сфере науки и высшего образования Министерства науки и высшего образования Республики Казахстан;
Scopus	- международная реферативная база данных научных публикаций;
ТОО «СМФ «МОДУЛЬ»	- предприятие, занимающееся изготовлением, поставкой и монтажом металлоконструкций и металлических изделий, а также выполняющее полный комплекс сопутствующих сварочных и обработочных работ с металлом;
США	- Соединённые Штаты Америки;
ПБ	- подкрановая балка;
БГС	- балка с гофрированной стенкой
РЖ	- ребро жесткости
МУ	- местная устойчивость
НДС	- Напряжённо-деформированное состояние
МКЭ	- метод конечных элементов;
ПК	- программный комплекс
СП РК	- Свод правил Республики Казахстан
СН РК	- Строительные нормы Республики Казахстан
ГОСТ	- Государственный стандарт
САПР	- Система автоматизированного проектирования
EN	- Eurocode (Европейский стандарт)
CAD	- computer-aided design
ISO	- Международная организация по стандартизации (International Organization for Standardization)
ТЭО	- технико-экономическое обоснование
НТП РК	- Нормативно-техническое пособие Республики Казахстан

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы. Одной из приоритетных задач инженеров-проектировщиков является выбор оптимальных решений по применению металлических конструкций, обеспечивающих надежность, прочность и экономичность. Эти свойства являются ключевыми критериями в современном строительстве, предъявляющем повышенные требования к конструктивным системам. Для удовлетворения данных требований необходимо совершенствование методов расчёта, позволяющих учитывать требования нормативных документов по безопасности.

В практике строительства промышленных зданий всё чаще возникает необходимость применения подкрановых балок с гофрированной стенкой. Такие балки позволяют существенно снизить массу конструкций и трудоёмкость их изготовления без ущерба характеристикам прочности, устойчивости и жёсткости. Однако в настоящее время вопросы, связанные с устойчивостью указанных балок, определением критических напряжений и особенностями работы гофрированных стенок в реальных эксплуатационных условиях, остаются недостаточно изученными.

В связи с этим актуальной является задача комплексного исследования работы сварных подкрановых балок с гофрированной стенкой под действием нагрузок от мостовых кранов общего назначения. В рамках исследования рассматриваются балки с треугольным профилем гофра, представляющим интерес с точки зрения конструктивной эффективности. Однако механические характеристики и конструктивные преимущества такой геометрии пока освещены фрагментарно.

Выбор рациональной формы стенки подкрановой балки является важным условием повышения надёжности металлических конструкций, особенно в условиях действия циклических и сейсмических нагрузок. Устойчивость стенки при работе в упругопластической стадии определяет способность всей конструкции к энергоёмкому поглощению внешних воздействий. Применение гофрированных стенок взамен плоских позволяет значительно увеличить устойчивость и работоспособность при уменьшенной толщине элемента.

В этих условиях актуальной научно-практической задачей является разработка новых геометрических решений, а также методик расчёта и проектирования сварных балок с гофрированной стенкой, обладающих высокой надёжностью, пониженной металлоёмкостью и технологичностью изготовления.

Современные нормативные документы Республики Казахстан, а также зарубежные стандарты не содержат чётко регламентированных методик расчёта и проектирования таких конструкций. Поэтому разработка и адаптация собственных инженерных подходов представляют собой задачу, имеющую высокую научную и прикладную значимость.

Целью исследования является экспериментально - теоретическое исследование работы подкрановых балок с гофрированными стенками треугольного очертания под краны общего назначения, а также разработка на

базе теоретических и экспериментальных данных инженерных методик расчёта и применения рациональных параметров геометрии гофра.

Задачи исследования:

1. Анализ области применения подкрановых балок с различными очертаниями гофра;
2. Разработка расчётной методики для подкрановых балок с гофрированной стенкой;
3. Исследование работы сварных подкрановых балок с различными параметрами гофра;
4. Обоснование эффективности применения треугольного профиля гофра с оценкой влияния на прочность, жёсткость и устойчивость;
5. Определение оптимальных геометрических параметров гофра с использованием численного моделирования;
6. Проведение лабораторных испытаний моделей подкрановых балок с плоской и гофрированной стенками;
7. Анализ влияния замены плоской стенки на гофрированную на конструктивную эффективность подкрановой балки
8. Обоснование технико-экономической эффективности применения гофрированной подкрановой балки.

Гипотеза исследования:

Применение гофрированных стенок в конструкции сварных двутавровых подкрановых балок позволяет снизить массу и трудоёмкость изготовления, повысить несущую способность и увеличить перекрываемый пролёт, обеспечив при этом экономию материала по сравнению с балками с плоской стенкой.

Объектом исследования являются сварные подкрановые балки двутаврового сечения с гофрированной стенкой треугольного профиля.

Предметом исследования является влияние геометрии гофров (шаг, длина, глубина, толщина) на деформативность, устойчивость и несущую способность таких балок.

Научная новизна работы заключается в следующем:

1. Установлены эффективные параметры гофров треугольного очертания при толщине стенки 6–10 мм;
2. Определена классификация сечения подкрановой балки в соответствии с требованиями Еврокодов;
3. Выявлены оптимальные значения шага и высоты гофров методом численного моделирования (ПК SCAD TОНУС);
4. Проведены лабораторные испытания масштабных моделей подкрановых балок с гофрированной стенкой;
5. Выполнена сравнительная оценка влияния замены плоской стенки на гофрированную на конструктивную эффективность подкрановой балки;
6. Обоснована технико-экономическая эффективность использования балок с гофрированной стенкой.

Практическая ценность работы:

1. Разработаны практические рекомендации по выбору рациональных геометрических параметров гофра (длины и глубины), обеспечивающих

повышение устойчивости гофрированной стенки при сохранении минимальной металлоёмкости балки.

2. Верифицирована численная модель, позволяющая надёжно оценивать напряжённо-деформированное состояние подкрановых балок с гофрированной стенкой и тем самым значительно сократить объём натуральных испытаний при серийном проектировании.

3. Предложен и обоснован модифицированный подход к расчёту устойчивости гофрированной стенки с учётом эксцентриситета, вызванного смещением кранового рельса, что особенно актуально для конструкций, эксплуатируемых в условиях переменных крановых нагрузок.

4. Установлена количественная взаимосвязь между основными параметрами гофра и критическими напряжениями потери устойчивости, что позволяет применять методы параметрической оптимизации конструкции на ранних стадиях проектирования.

5. Полученные результаты могут быть использованы проектными организациями и производителями металлоконструкций для внедрения в инженерную практику экономичных, устойчивых и надёжных балок с гофрированной стенкой при строительстве промышленных объектов.

Методы исследования:

В исследованиях использовались: аналитические методы, включая расчёт инерционных характеристик и оценку устойчивости по методу Хикса; численные методы, реализованные в ПК ЛИРА-САПР 2024 с выполнением анализа сеточной сходимости; экспериментальные методы на масштабных моделях (1:3); сравнительно-сопоставительный анализ данных с учётом патентной и научной литературы; графоаналитические и статистические методы обработки результатов. Принципы исследования включали сопоставимость расчётных и натуральных характеристик, эквивалентность условий моделирования и минимизацию погрешностей. Методика основана на варьировании параметров гофра, комплексной оценке НДС и верификации расчётов экспериментом.

Основные положения, выносимые на защиту:

1. Гофрированные стенки с треугольным профилем обеспечивают существенное повышение устойчивости и несущей способности подкрановых балок по сравнению с балками, имеющими плоскую стенку, за счёт направленного рассеивания напряжений и улучшения пространственной работы.

2. Геометрические параметры гофра – длина, глубина и шаг – оказывают определяющее влияние на распределение напряжений, сопротивление кручению и общую деформативность балки, что требует их рационального подбора в проектной практике.

3. Предложенная модификация расчётной методики устойчивости гофрированной стенки на основе метода Хикса, с учётом эксцентриситета приложения нагрузки, обеспечивает надёжную инженерную оценку критических усилий и может быть применена при расчётах аналогичных конструкций.

4. Результаты натуральных испытаний подтвердили адекватность разработанной численной модели, а также обоснованность рекомендаций по

применению гофров с длиной 480 мм и глубиной 80 мм в качестве рационального конструктивного решения для подкрановых балок.

5. Применение балок с треугольным гофром позволяет снизить массу конструкции до 6,9% без ухудшения, а в ряде случаев – с улучшением прочностных и жёсткостных характеристик по сравнению с традиционными решениями.

Достоверность результатов:

Достоверность и обоснованность полученных результатов подтверждаются комплексным подходом, включающим:

1. Проведение экспериментальных исследований на моделях в масштабе 1:3 с воспроизведением граничных условий, приближённых к реальной работе подкрановых балок, а также использование полноразмерных образцов (масштаб 1:1), изготовленных с учётом реальных производственных допусков;

2. Верификацию результатов численного моделирования методом конечных элементов, выполненного в программном комплексе ЛИРА-САПР 2024, на основе данных натурных испытаний, при этом расхождение между расчётными и экспериментальными значениями составило менее 15%, что укладывается в пределы допустимой инженерной погрешности;

3. Применение расчётных методик, основанных на положениях отечественных и зарубежных нормативных документов, а также развитие модели оценки устойчивости гофрированной стенки с учётом эксцентриситета нагрузки на основе модифицированного метода Хикса;

4. Повторяемость полученных экспериментальных данных и согласованность выявленных закономерностей с результатами теоретических и численных исследований при варьировании параметров геометрии гофра (длины и глубины);

5. Соблюдение методических принципов при построении расчётных и экспериментальных схем с воспроизведением граничных условий, максимально приближённых к реальным условиям эксплуатации подкрановых балок.

Область применения:

Результаты диссертационной работы могут быть использованы в следующих направлениях:

– при проектировании подкрановых балок промышленных зданий, в том числе предназначенных для работы под мостовые краны общего назначения;

– при разработке, совершенствовании и адаптации расчётных методик в отечественные нормативные документы, регламентирующие расчёт и конструирование балок с гофрированной стенкой;

– при оптимизации сварных металлических конструкций, требующих обеспечения высокой устойчивости при сниженной металлоёмкости, с сохранением прочностных и жёсткостных характеристик;

– при проектировании стальных конструкций, работающих в условиях переменных и циклических нагрузок, таких как каркасы производственных зданий, элементы мостовых систем, металлоконструкции энергетических и инфраструктурных объектов.

Личный вклад автора:

1. Сформулированы цель, задачи и научная гипотеза исследования; обоснована актуальность темы и логическая структура диссертационной работы.

2. Разработаны схемы стендовых экспериментальных исследований, обеспечено их практическое осуществление, включая подготовку образцов и настройку измерительных систем.

3. Выполнена обработка и интерпретация экспериментальных данных, проведено их сопоставление с теоретическими и численными результатами, что позволило установить достоверные закономерности работы конструкции.

4. Построены и проанализированы численные модели подкрановых балок в программном комплексе ЛИРА-САПР; выполнена проверка сходимости расчетной сетки и корректности задания граничных условий.

5. Предложен и адаптирован модифицированный метод расчёта устойчивости гофрированной стенки с учётом эксцентриситета действия нагрузки на основе метода Хикса, с последующим его верифицированием.

6. Проведено обобщение результатов, сформулированы научные выводы, подготовлены положения, выносимые на защиту, а также рекомендации по применению полученных решений в инженерной практике.

Публикация и апробация работы:

По теме диссертации опубликовано 4 работы, в том числе 3 статьи опубликованы в научных и научно–практических изданиях, включенных в Перечень рекомендуемых КОКСНВО МНВО РК и одна статья в журнале, индексируемом в базе данных Scopus, одна из них в журнале с процентилем по строительству 49.

Состав и объем работ:

Диссертационная работа состоит из введения, пяти глав, заключения и приложений. Объем работы составляет 149 страниц машинописного текста и содержит 28 таблиц, 62 рисунка, список использованных источников из 161 наименований и 12 приложений объемом 45 страниц.

Автор выражает глубокую благодарность своему научному руководителю, PhD, ассоциированному профессору (доценту) Брянцеву А.А., а также PhD, ассоциированному профессору Ниетбай С.Е., и PhD, профессору-исследователю Молдамуратову Ж.Н. за постоянную поддержку и всестороннюю помощь при подготовке диссертационной работы.

Автор выражает особую благодарность зарубежным консультантам, PhD, ассоциированному профессору Бозкурту М.Б. и д.т.н., профессору Ватину Н.И., за их ценные замечания по содержанию диссертационной работы.

Отдельные слова признательности за помощь в выполнении экспериментальных исследований выражается м.т.н. Жамек Н.А.

1 СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА ПО ИССЛЕДОВАНИЮ РАБОТЫ И ПРИМЕНЕНИЮ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК

Оптимизационные аспекты применения легких металлоконструкций в современном строительстве. Ключевые направления повышения эффективности при возведении объектов с использованием лёгких металлических конструкций (ЛМК) включают:

- снижение металлоёмкости и минимизацию трудозатрат на производство элементов за счёт рационального использования материалов;
- оптимизацию стоимости стальных систем;
- ускорение монтажа благодаря облегчению конструкций и их компактности;
- увеличение долговечности путём применения антикоррозионных покрытий, выбора марок стали с повышенной прочностью и устойчивостью к внешним воздействиям.

Реализация этих задач требует интеграции передовых технологий металлообработки, инноваций в области сварочных процессов и разработки усовершенствованных форм несущих элементов. Важную роль в этом играет взаимодействие между научными исследованиями, промышленным производством и строительной практикой.

Гофрированные двутавровые подкрановые балки состоят из горизонтальных поясов (изготовленных из прокатных, гнутых профилей или композитных материалов) и стенки с вертикальным волнообразным профилем. Общепринятые в практике проектирования и строительства следующая геометрия гофр:

- треугольная;
- трапециевидная;
- синусоидальная;
- прямоугольная [1].

В казахстанской строительной отрасли преимущественно применяются балки с треугольным рифлением стенки, в соответствии с рисунком 1.1, что подтверждается исследованиями [2–5]. Такие решения сочетают высокую несущую способность с экономией материала, обеспечивая эффективность при возведении промышленных и гражданских объектов.

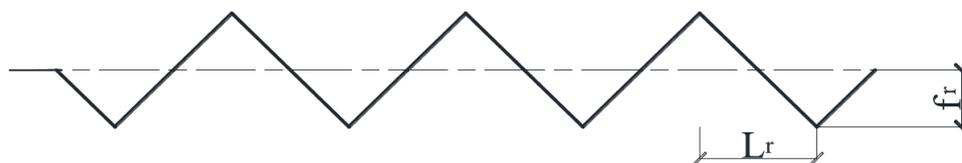


Рисунок 1.1 – Двутавровая подкрановая балка с поперечно-гофрированной стенкой с гофрами треугольного очертания: L_r – длина полуволны гофра; f_r – высота полуволны гофра

- балки с гофрами трапециевидного и прямоугольного очертания применяют в США и Японии, в соответствии с рисунками 1.2 и 1.3;

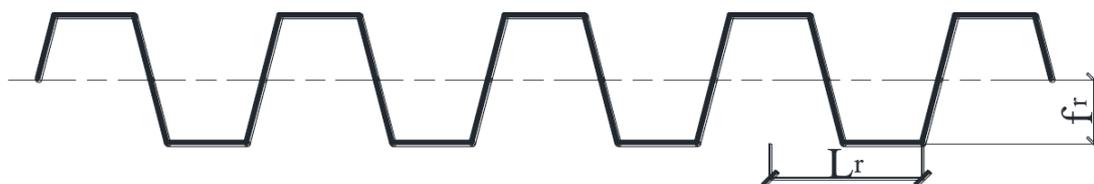


Рисунок 1.2 – Двухтавровая подкрановая балка с поперечно-гофрированной стенкой с гофрами трапециевидного очертания: L_r – длина полуволны гофра; f_r – высота полуволны гофра

- балки с гофрами прямоугольного очертания:

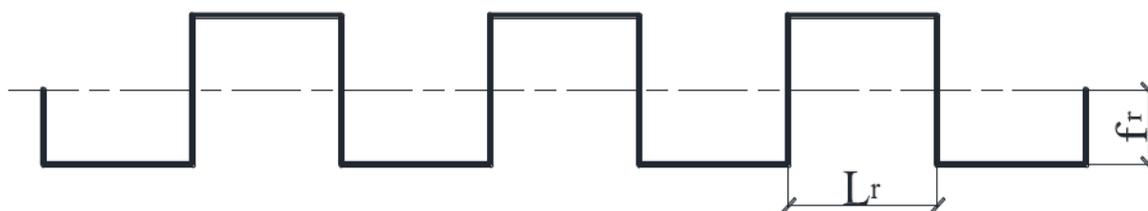


Рисунок 1.3 - Двухтавровая подкрановая балка с поперечно-гофрированной стенкой с гофрами прямоугольного очертания: L_r – длина полуволны гофра; f_r – высота полуволны гофра

- балки с гофрами волнистого очертания применяют в Европе, в соответствии с рисунком 1.4.

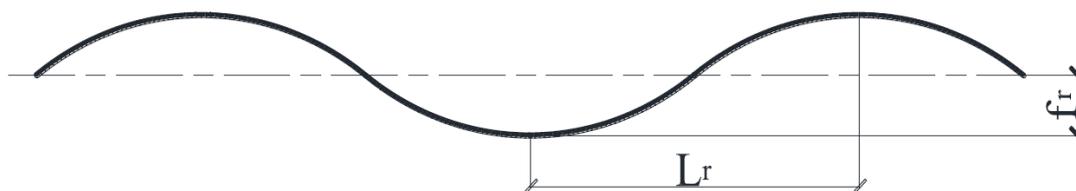


Рисунок 1.4 - Двухтавровая подкрановая балка с поперечно-гофрированной стенкой с гофрами волнистого очертания: L_r – длина полуволны гофра; f_r – высота полуволны гофра

1.1 Область применения гофрированных конструкций

Гофрированные металлические конструкции нашли широкое применение в различных отраслях строительства благодаря своей высокой прочности, устойчивости к деформациям и экономичности. За счет повышенной жесткости

при сравнительно малой массе они успешно используются в качестве несущих элементов в зданиях и сооружениях.

Одной из наиболее распространённых сфер является промышленное строительство. Гофрированные балки, колонны и стеновые панели активно применяются при возведении производственных зданий, складских и логистических комплексов [6]. Особенно рационально использование таких конструкций в каркасах одноэтажных зданий с большими пролетами, где требуется высокая прочность при минимальных затратах металла [7].

В мостостроении гофрированные конструкции применяются как в качестве настилов, так и в виде усиливающих элементов в балочных системах. Благодаря своей способности перераспределять поперечные силы и повышенной устойчивости к локальным потерям устойчивости, они используются в автомобильных и пешеходных мостах, включая быстро возводимые модульные мосты [8].

Гофрированные листы и профили находят применение также в транспортном машиностроении, например, при изготовлении кузовов грузовых автомобилей, вагонов и контейнеров, где важны легкость конструкции и сопротивление внешним нагрузкам [9].

Отдельного внимания заслуживает использование гофрированных стенок в подкрановых балках для мостовых и козловых кранов. Такие балки обеспечивают высокую долговечность при многократных циклических нагрузках, что особенно актуально в тяжёлых производственных режимах. Развитие технологий профилирования и сварки позволило внедрить гофрированные элементы в подъемно-транспортные конструкции с пролетами до 24 м и нагрузками до 50 т и выше [10].

Кроме того, гофрированные конструкции применяются в системах ограждающих конструкций, в оболочках ангаров и в армировании грунтов при строительстве насыпей и подпорных стен, где они работают в составе композитных структур [11].

Таким образом, благодаря универсальности и высокой инженерной эффективности, гофрированные конструкции продолжают расширять сферу своего применения как в гражданском и промышленном строительстве, так и в инфраструктурных и транспортных проектах по всему миру [9, с.2143-2145].

1.2. Опыт применения гофрированных конструкций

С начала появления жизни на Земле наружное скелетное образование большинства моллюсков являлось защитой от внешнего мира. С течением времени выживали только моллюски, увеличивавшие степень защиты путем утолщения стенки, что в свою очередь приводило к утяжелению раковины. Лучшими способами были увеличение кривизны створок и выработка радиальных складок раковины скелетного образования.

Вдохновляясь природными формами, такими как строение моллюсков и, осознав все преимущества радиальных ребер (гофр) над гладкими и

тонкостенными, люди начали принимать складчатые конструкции при строительстве зданий и сооружений.

Гофрирование – это загиб металлического листа по ширине (реже по длине) элемента конструкции с постоянным шагом для увеличения прочности и несущей способности материала.

История гофрирования длится уже более 500 лет. Первые записи о применении гофрирования для человеческих нужд обнаружены в XVI веке, когда при Максимилиане I в Германии-Австрии произвели более прочные доспехи при меньшем весе. Данный доспех имел большое количество ребер жесткости, которые были произведены методом гофрирования [12].

Среди конструкций с гофрированной стенкой одной из первой была установленная на русских броненосцах типа «Бородино» в 1901 г. переборках с прямоугольными гофрами. Кромки отдельных гофров крепились двумя рядами заклепок внахлест. Экономия в весе достигала 20%, достаточные их прочность и жесткость были доказаны испытаниями переборок водой под давлением [13].

В конце 1920-х и начале 1930-х годов в судостроительной отрасли началось постепенное внедрение сварочных технологий, что способствовало расширению применения гофрированных конструкций в переборках. С 1930 по 1938 гг. суда с прямоугольно гофрированными переборками начали строиться в таких странах, как Норвегия, Германия, Великобритания, США, Япония и Швеция [13, с.17].

В 1953 году специалисты Ленинградского кораблестроительного института совместно с Адмиралтейским заводом и рядом других организаций предложили применять гофрированные переборки на проектируемых в СССР судах. После этого были начаты исследовательские и проектные работы. Такие суда, как китобазы «Советская Украина» и «Советская Россия» (1959 г.), а также танкеры типов «Пекин» (1959 г.), «Дрогобыч» (1955 г.) и «Певек» (1958 г.) получили гофрированные продольные и поперечные переборки [13, с.19].

С середины 1950-х годов гофрированные стенки начали использоваться в лонжеронах крыла в авиационной промышленности [14], например, на американском космическом аппарате «Спейс Шаттл» (1979 г.), где были использованы трапециевидные гофры, и советском «Буран» (1984 г.), конструкция которого включала волнистые замкнутые гофры.

В мостостроении балки с гофрированной стенкой (БГС) стали применяться особенно широко. Первый мост с такой технологией – автомобильный «Cognac bridge» – был построен во Франции в 1986 г. Проект выполнила французская фирма «Campeon Bernard» [15].

Поперечный профиль пролетного строения этого моста представляет собой коробчатую форму с железобетонными поясами и стенками из гофрированного металла высотой 1771 мм, толщиной 8 мм, установленными под углом около 35° к поясам. Общая длина моста – 107,82 м, и он состоит из трёх предварительно напряжённых пролётов. Применение гофрированных тонкостенных стенок с трапециевидным профилем позволило снизить усилия предварительного напряжения в железобетонных элементах за счёт меньшей продольной жёсткости по сравнению с традиционными плоскими стенками.

В Швеции впервые начали применять балки с гофрированной стенкой (БГС) в качестве несущих элементов зданий в 1966 году [16]. В том же году началось серийное производство двутавровых балок с трапециевидной гофрированной стенкой из профилированного листа.

В 1985 году Болгария освоила изготовление сварных двутавровых балок с волнообразным гофром, устойчивость которых превышает характеристики треугольных и трапециевидных. При пролете 6 м и высоте 600 мм толщина стенки составляет всего 2,5 мм. Сварку стенки с поясами выполняют полуавтоматически в среде углекислого газа с применением порошковых электродов [16, с.9].

В 1988 году во Франции в секторе малоэтажного строительства получили распространение комбинированные балки и прогоны типа «Nail-Web». Эти двутавровые элементы пролетом 12 м и высотой 180–470 мм имели стенки из оцинкованного волнистого листа и деревянные пояса. Стенки высотой от 105 до 350 мм запрессовывались в пояса с использованием резорцинового клея. Прогоны имели аналогичную конструкцию: пояса из бруса размером 6,1×14,8 см и оцинкованные волнистые стенки, врезанные на глубину 20 мм [16, с.13].

В СССР первые конструкции покрытий со стропильными балками с гофрированной стенкой разработали в 1982 году в Казахском отделении института ЦНИИПроектстальконструкции для производственного корпуса завода «20 лет Октября» в Алма-Ате. В составе покрытия, в соответствии с рисунком 1.5, были двутавровые стропильные балки с треугольной гофрированной стенкой высотой 1500 мм, толщиной 4 мм из стали Вст3кп2 (С235), а пояса выполнены из низколегированной стали 09Г2С-2 (С345). При нагрузке 4 кН/м² на покрытие удельный расход металла на стропильные балки составил 21,6 кг/м². По сравнению с решетчатыми фермами из уголков применение балок с гофрированной стенкой (БГС) позволило упростить связи и сократить металлоемкость на 15%, а стоимость – на 18% [17].



В том же году в институте был разработан проект покрытия для корпуса по производству железобетонных изделий базы Метростроя в Алма-Ате. В роли основных несущих элементов покрытия использовались сварные бистальные двутавровые стропильные балки высотой 1000 мм с треугольной гофрированной стенкой толщиной 3 мм, устанавливаемые с интервалом 12 м.

Рисунок 1.5 - Покрытие здания производственного корпуса завода 20 лет Октября в г. Алма-Ата (Казахстан).

В качестве конструкции применялись также сварные сплошностенчатые прогоны пролетом 12 м, выполненные из бистальных двутавров с аналогичной треугольной гофрированной стенкой. Прогоны, имеющие строительную высоту 610 мм в пролете и 150 мм на опоре, отличаются металлоемкостью, на 15–20 % ниже по сравнению с аналогами из тонкостенных профилей [18].

Всего в 1982 году балки с треугольными гофрированными стенками применялись в шести проектах, общая масса конструкций составила 605 т, при покрытой площади 35,2 тыс. м². Это дало возможность сократить потребление стали на 210 т [19].

В 1987 году Липецкий отдел ЦНИИпроектстальконструкция разработал и внедрил арочные неотапливаемые здания пролётом 15 м и площадью 920 м², предназначенные для хранения сельхозпродукции и техники. Эти здания представляли собой полуцилиндрическое покрытие с высотой в коньке 7,5 м. Несущий каркас был выполнен из арок, включающих тонкостенные волнисто гофрированные стенки. Формирование криволинейного очертания стенки обеспечивалось за счёт переменного по высоте профиля гофров - изменялись их ширина и высота при изготовлении на специализированной линии [20].

В том же 1987 году казахским отделением ЦНИИпроектстальконструкция была создана конструкция одно- и двухпролетного отапливаемого здания и покрытия, получивших название «Алма-Ата» [21]. Эти конструкции предназначались для зданий с пролетами 18 м, пригодных для эксплуатации в I–III снеговых и ветровых районах, а также в сейсмически активных зонах с расчетной сейсмичностью до 9 баллов. Проектная температура наружного воздуха - от -40 °С и выше, при воздействии неагрессивной либо слабоагрессивной среды. Размеры однопролетного здания - 18×48 м, высота рам - 6600 мм, шаг колонн - 6 м. Такие здания могли быть как бескрановыми, так и с подвесным краном грузоподъемностью 3,2 т. Пространственный каркас здания формировался из поперечных рам с жесткими узловыми соединениями ригелей и колонн, а также с фундаментами. Колонны были выполнены из широкополочных двутавров, ригели - из сварных двутавров, имеющих треугольную гофрированную стенку сечением 720×3 мм. Конструкции покрытия предназначались под мягкую кровлю с уклоном 1,5 %, с теплоизоляцией из минераловатных плит, уложенных по профилированному настилу, опирающемуся на прогоны из горячекатаного швеллера с шагом 3 м.

Размеры двухпролетного здания составляли 2×18×72 м, высота рам - 8,4 м, шаг колонн - 6 м. Кровля имела двускатную форму и была оборудована зенитными фонарями. В каждом пролёте предусматривалась установка двух подвесных кранов грузоподъемностью 3,2 т (режим 3К) либо двух мостовых кранов грузоподъемностью 10 т (режим 1К–5К). Несущий каркас здания состоял из двухпролетных рам с жестким защемлением колонн в фундаментах, жестким соединением крайних колонн с ригелем и шарнирной опорой неразрезного ригеля на среднюю колонну.

Покрытия, выполненные по системе «Алма-Ата», предназначались для одноэтажных производственных зданий, возводимых в I–V снеговых и I–IV

ветровых районах, при расчётной температуре наружного воздуха от -40°C и выше, а также в районах с сейсмичностью до 6 баллов [20, с.25-26].

Такие покрытия можно использовать в одно- и многопролетных зданиях, как без фонарей, так и с зенитными фонарями, при пролётах от 18 до 30 м и высоте здания до низа стропильных конструкций не более 18 м. Шаг колонн составляет 6 или 12 м. Предусматривается возможность как бескранового исполнения зданий, так и установки подвесных кранов грузоподъемностью до 5 т или мостовых кранов грузоподъемностью до 50 т с режимом эксплуатации от 1К до 7К. Узлы монтажа стропильных балок выполнены на фланцевых соединениях с применением высокопрочных болтов либо с использованием сварки. Производство конструкций системы «Алма-Ата» возможно на стандартном оборудовании заводов строительных металлоконструкций при условии внедрения в производственную линию установки для ротационного гофрирования стенки балок.

В период с 1982 по 2006 годы Казахским отделением ЦНИИПроектстальконструкции было разработано множество проектов, в которых применялись конструкции с гофрированными стенками. Среди них – здание аэропорта в Ашхабаде, многоэтажный административный корпус мясокомбината в Алма-Ате, наклонный мост доменного цеха, подкрановые балки для кранов с режимом 6К на складе цементного завода, пролетные строения эстакад под трубопроводы, купол над офисным зданием в 11 этажей, в соответствии с рисунком 1.6.

Так же разработаны торговый центр, жилой девятиэтажный дом в Алматы, в соответствии с рисунком 1.7, ангар для самолетов и другие сооружения [18, с.4].



Рисунок 1.6 - Купол покрытия одиннадцатипятиэтажного здания бизнес-центра в г. Алматы (Казахстан)



Рисунок 1.7 - Каркас девятиэтажного жилого дома в г. Алматы (Казахстан) в процессе строительства

Современное производство балок с гофрированной стенкой стало экономически выгодным благодаря внедрению автоматизированных технологий. В 1988 г. австрийская компания Zeman & Co Gesellschaft mbH разработала первый в своем роде станок для изготовления балок с

синусоидальной гофрированной стенкой. Выпущенное оборудование позволило производить SIN-балки полностью в автоматическом режиме.

С начала 1990-х годов балки с синусоидально гофрированной стенкой начали активно разрабатываться, особенно в Австрии и Германии. Это обеспечило их широкое применение – от несущих элементов крыш, в соответствии с рисунком 1.8, и перекрытий до колонн. Благодаря особенностям профилирования стенка таких балок не воспринимает продольные изгибающие напряжения. С точки зрения механической модели, такая балка функционирует аналогично сквозной конструкции, где изгибающий момент и продольные усилия воспринимаются поясами, а поперечные силы – гофрированной стенкой, выполняющей роль вертикалей и диагоналей [22].

В 1993 г. фирма Zeman (Австрия) запустила автоматизированную линию по производству двутавровых балок с волнистой гофрированной стенкой [23]. Управляемая компьютером линия обеспечивала непрерывный процесс профилирования стенки и ее сварки к поясам со скоростью до 2 метров в минуту. На этом оборудовании стало возможным изготовление балок длиной до 36 метров, высотой от 500 до 1500 мм и толщиной стенки от 1,5 до 5 мм.



Подкрановые балки, эксплуатируемые в металлургической отрасли Германии, в основном были построены в 1960–1970-х гг. Несмотря на длительный срок эксплуатации и высокие рабочие нагрузки, которым они подвергаются до настоящего времени, случаи усталостных разрушений крайне редки.

Рисунок 1.8 - Общий вид покрытия торгового центра с применением балок фирмы «Zeman» (Польша)

Такой результат значительно расходится с расчетами, основанными на действующих нормативных документах [24].

Размеры балок с гофрированной стенкой регламентированы приложением D к европейскому стандарту EN 1993-1-5, охватывающему конструкции со стенками толщиной до 3 мм. Кроме того, в Германии действуют более ранние нормативы, такие как DAST-Ri.015, которые касаются балок с трапециевидным профилем стенки [22, с.84].

Если в 1980-х годах легкие стальные конструкции системы «Алма-Ата» применялись в основном в покрытиях, одноэтажных промышленных зданиях, рамных каркасах и в подкрановых балках с пролетами 6 и 12 метров, в соответствии с рисунками 1.9 и 1.10, а также эпизодически – в качестве ригелей многоэтажных зданий, то в настоящее время область их применения значительно

расширилась. Наряду с традиционными направлениями, системы «Алма-Ата» и «БГС-Казахстан» активно используются в строительстве многоэтажных жилых, административных и общественных зданий, крытых рынков, торговых залов супермаркетов, автопаркингов, спортивных объектов, бассейнов, теннисных кортов, образовательных учреждений и коттеджей, в соответствии с рисунками 1.11 и 1.12. В таких сооружениях металлоконструкции с гофрированными стенками эффективно применяются в качестве несущих элементов – колонн, ригелей и арочных конструкций [25].



Рисунок 1.9 - Стальные подкрановые балки пролетом 6,0 м, имеют сварное двутавровое сечение высотой 600 мм, толщина гофрированной стенки 6 мм



Рисунок 1.10 - Стальные подкрановые балки пролетом 12,0 м, имеют сварное двутавровое сечение высотой 1200 мм, толщина гофрированной стенки 10 мм для кранов грузоподъемностью 10 тс



Рисунок 1.11 – Подкрановые балки пролетом 6,0 м в Главном корпусе комбината в Алматинской области. Высота балок 640 мм, толщина гофрированных стенок 6 мм. Год постройки 2001



Рисунок 1.12 - Одноэтажный стальной каркас производственного здания, в котором ригели покрытия, колонны и подкрановые балки выполнены из сварных двутавров с гофрированными стенками. 2007 год

1.3 Экспериментально-теоретические исследования металлических конструкций с гофрированной стенкой

Экспериментальное подтверждение эффективности применения гофрированных стержней в роли балок было впервые получено в XX веке В. Н. Горновым [26]. В 1936 году он провёл испытания четырёх сварных балок, изготовленных из кровельного железа, с непрерывно гофрированной в поперечном направлении волнистой стенкой. Эти балки, длиной более метра, показали, что волнистая стенка практически не воспринимает напряжения, направленные перпендикулярно к гофрам. В то же время масса таких балок оказалась примерно вдвое меньше массы аналогичных прокатных балок, а материалоемкость снижена в 2,5–3 раза.

Значительный вклад в развитие исследований таких конструкций внёс Г. А. Ажермачев, который в 1961–1962 гг. провёл серию испытаний шести балок с волнистой стенкой на изгиб, кручение и комбинированное нагружение [27]. Его результаты подтвердили выводы Горнова, а также показали, что такие балки обладают на 17–25 % большей жесткостью в плоскости стенки и более чем на 30 % большей несущей способностью даже при действии поперечной нагрузки, приложенной вне центра гофра. Кроме того, они характеризуются значительно большей крутильной жесткостью по сравнению с гладкостенчатыми балками того же профиля.

В 1962 г. М. К. Глозман и Ш. З. Локшин предложили применять методы теории упругости для расчёта изгиба гофрированных переборок кораблей, рассматривая их как балки с вертикальными коробчатыми гофрами. В расчёте конструкция моделировалась тремя элементами, где гофрированная стенка для упрощения принималась в виде плоской ортотропной панели. Нагрузки от поясов передавались через линии контакта, а стенка воспринимала продольные сдвигающие усилия [28].

Параллельно, начиная с 1960-х годов, в Советском Союзе активно изучалась работа балок с гофрированной стенкой. Серьезные теоретические и экспериментальные исследования были выполнены рядом ученых: А. Г. Ажермачевым [29], Е. М. Концевым [30], П. А. Дмитриевым и Ю. К. Осиповым [31], В. Ф. Кириленко и Г. А. Окрайнец [32], Я. И. Ольковым и А. Н. Степаненко [33,34], В. А. Трулем, О. П. Стариковым [35], С. Б. Бономанко [36], П. И. Семёновым [37], Г. М. Остриковым, Ю. С. Максимовым, В. В. Долинским [38,39], Т. В. Михайловой [40], С. Г. Барановской, В. В. Бирюлёвым [41], К. К. Неждановым [42], В. Г. Аржаковым [43], В. Г. Огневым [44]. Эти работы стали основой практического применения таких конструкций в строительстве, начиная с 1980-х годов.

Испытания показали, что гофрированные стенки в основном воспринимают поперечные усилия, при этом нормальные напряжения, возникающие при изгибе, на незначительном расстоянии от поясов становятся практически нулевыми. Эти данные подтвердили возможность применения расчетных гипотез для тонкостенных элементов открытого профиля [45] согласно которым такие элементы работают только на усилия, действующие в

их плоскости. Таким образом, изгибающий момент передаётся поясами, а поперечная сила - через стенку.

Однако в связи с тем, что гофрированная стенка часто смещена относительно оси балки (что характерно для несимметричных поперечных сечений), в поясах могут возникать дополнительные изгибно-крутильные напряжения [46].

Разрушение балок с гофрированной стенкой может происходить по нескольким сценариям: локальная потеря устойчивости в пределах одного гофра, общая потеря устойчивости стенки (одновременно на нескольких гофрах), достижение предела текучести в сжатом поясе и депланация его поперечного сечения.

Существующие варианты конструктивного исполнения таких балок удобно классифицируются по форме стенки:

балки с плоской (гладкой) стенкой;

балки с равномерно гофрированной стенкой;

балки с переменным гофром по высоте [47], в соответствии с рисунком 1.13.

В 1972 г. в Пензенском инженерно-строительном институте под руководством Е. И. Белени был разработан испытательный стенд, предназначенный для исследования выносливости подкрановых балок, работающих в условиях, моделирующих эксплуатацию мостовых кранов тяжёлого режима [48]. Первыми на выносливость были протестированы балки классической конструкции, изготовленные из стали марки ВСтЗпс5 (С255), оснащённые поперечными ребрами жёсткости. Эти образцы выдержали до 2 миллионов циклов нагружения.

Основной замысел конструкции, предложенной ещё в 1981 г. в Казахском отделении ЦНИИПСК [47, с.2], заключается в рациональном распределении материала стенки балки в зависимости от характера действия поперечной силы. С этой целью предлагается использовать гофры с большей жёсткостью в приопорных участках, а ближе к середине пролёта - постепенно уменьшать глубину или интенсивность гофрирования вплоть до плоской поверхности. Аналогичный подход к формированию структуры гофров был рассмотрен и в исследовании И. С. Рыбкина [49].

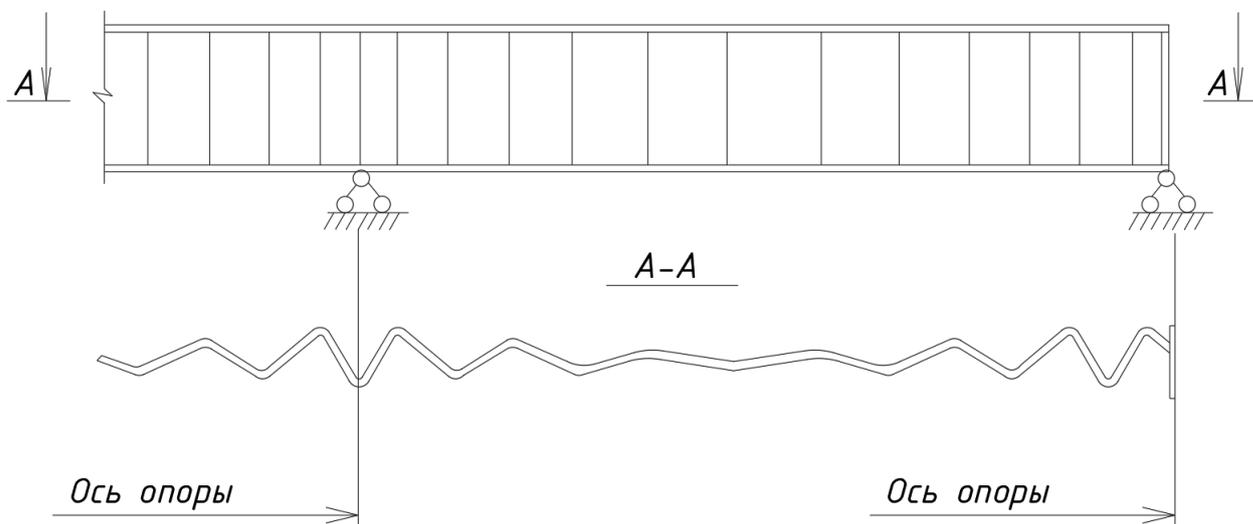


Рисунок 1.13 - Балка с переменного гофрированной стенкой, предложенная:
 а) в 1981 г. КО ЦНИИПСК [47]; б) в 2008 г. И.С. Рыбкиным [49].

Применение переменного гофрирования затрудняется в первую очередь отсутствием необходимого профилегибочного оборудования, а также необходимостью использования сварочных установок, способных функционировать по сложным траекториям с переменной амплитудой, включающим ломаные и волнообразные линии [50].

Первоначальные исследования гофрированных стенок концентрировались на вариантах с вертикальным трапециевидным гофрированием. В серии работ Элгаали были изучены характерные механизмы разрушения таких балок при различных видах нагрузок: при [7, с.390], при изгибе [10, с.772], а также под действием распределенных сжимающих усилий [51]. Результаты показали, что при расчёте изгибаемых элементов вклад гофрированной стенки в общую несущую способность минимален и им можно пренебречь. Кроме того, были выявлены два различных сценария разрушения при распределенной нагрузке, обусловленных как местом приложения нагрузки, так и геометрическими характеристиками гофра. Эти типы разрушений были признаны обоснованными в работах Джонсона и Кафоллы, где они получили дополнительное развитие и обсуждение [52,53].

Дополнительно, по данным экспериментальных испытаний, проведённых Li [54], балки с гофрированными стенками демонстрируют устойчивость к изгибу, превышающую показатели аналогичных балок с плоскими стенками в 1,5–2 раза. Как указано в работе Pasternak [55], современные синусоидальные гофрированные стенки толщиной 1,5–3 мм обладают сопоставимым сопротивлением изгибу, как и плоские стенки толщиной от 12 мм и выше.

Гофрирование стенки существенно повышает жесткость балки относительно слабой оси и сопротивление кручению, благодаря чему уменьшается необходимость во вспомогательных подъёмных механизмах при монтаже. Дополнительным преимуществом является снижение требований к

угловому креплению, обусловленное улучшенным сопротивлением повороту балки [22, с.85].

В ряде работ рассматривалось влияние остаточных сварочных напряжений и усталостной прочности на эксплуатационные характеристики балок с гофрированной стенкой [56–64]. Отмечено, что остаточные напряжения, возникающие при сварке, существенно влияют на усталостную надёжность элементов под действием многократных циклов нагружения, особенно в условиях крановых нагрузок. Исследования показывают необходимость учёта остаточных напряжений при расчётах на усталость.

Поведение балок с гофрированной стенкой под температурными и огневыми воздействиями изучалось как на уровне экспериментальных измерений температурных полей, так и с применением численного моделирования [65–70]. Было показано, что гофрированная стенка характеризуется неравномерным распределением температуры и повышенной огнестойкостью (особенно при использовании нержавеющей стали), однако работы ограничивались несущими элементами общего назначения.

Широко представлены работы, посвящённые влиянию формы, угла наклона, шага и высоты гофра на устойчивость, несущую способность и критические напряжения балок с синусоидальной, трапециевидной и прямоугольной стенкой [71–81]. Используются аналитические, численные и машинно-обучающиеся методы для определения предельных состояний и оптимальных параметров.

Ряд исследований был посвящён подкрановым балкам с плоской стенкой, включая влияние рельсовых стыков, оценку местных напряжений, общую несущую способность и особенности соединений поясов [58–62,79,82–90]. Уделяется внимание как оценке остаточного ресурса существующих балок, так и модернизации конструкций.

Проведено множество численных и экспериментальных работ по исследованию несущей способности и устойчивости балок с различной геометрией гофра - как под нагрузками от транспорта, так и в составе сложных конструктивных систем [91–107]. Большинство из них затрагивают поведение при изгибе, сдвиге, локальной потере устойчивости и в условиях динамики.

В нескольких статьях рассмотрено поведение соединений и балок с гофрированной стенкой в условиях сейсмических воздействий [103,104,108,109]. Авторы исследуют энергоемкость, пластичность и способы локализации повреждений в энергоемких вставках.

Таким образом, проведённый обзор литературы показал, что несмотря на значительное количество исследований, посвящённых балкам с гофрированными стенками, большинство из них не охватывают специфики работы и проектирования подкрановых балок с гофрированной стенкой. Отсутствуют как экспериментальные, так и численные исследования по их поведению в условиях знакопеременного нагружения, при высоких температурах, а также оценки технологической и экономической эффективности таких конструкций. Настоящая диссертационная работа восполняет эти пробелы путём комплексного экспериментально-теоретического подхода, направленного

на разработку расчётной методики, оптимизацию геометрии гофра и обоснование рациональности применения таких балок в реальных инженерных условиях.

1.4 Особенности работы пролетных балок и подкрановых балок под нагрузкой

Балка – горизонтальная конструкция, воспринимающая вертикальную поперечную весовую нагрузку от вышележащих элементов в виде перекрытия, прогонов, но в отдельных случаях необходимо учитывать влияние и вероятных горизонтальных поперечных сил (например, ветровую нагрузку или при учёте возможного землетрясения). Отдельно можно выделить случай ферменной конструкции, в которой стержни покоятся на горизонтальной балке. Далее конструкция передает нагрузку на колонны или стены. Работает преимущественно на изгиб. Пролетные балки могут быть как элементами перекрытий, так и мостов, эстакад и других конструкций, где необходимо перекрытие определённого расстояния без промежуточной опоры.

Основные особенности работы пролетных балок:

1. Работа на изгиб. Пролетные балки воспринимают изгибающие моменты и поперечные силы. Основное усилие приходится на пояса (в особенности на сжатый), тогда как стенка участвует преимущественно в восприятии сдвига.

2. Наличие пролётной схемы. Балки могут быть свободно опёртыми, консольными или неразрезными. От этого зависит характер распределения внутренних усилий и деформаций.

3. Прогиб и жёсткость. Один из главных критериев работы - деформации. Балка должна обеспечивать достаточную жёсткость, чтобы прогибы не превышали нормативных пределов, особенно в подкрановых, мостовых и междуэтажных конструкциях.

3. Работа в упругой и упругопластической стадиях. При превышении определённой нагрузки в балке могут развиваться пластические шарниры. При проектировании важно ограничить расчётную нагрузку стадией упругой работы или предусмотреть пластический механизм разрушения.

4. Устойчивость стенки и поясов. При большой высоте стенки возможна потеря устойчивости на сдвиг (локальная или общая), особенно в тонкостенных или гофрированных балках.

5. Влияние эксцентриситета и кручения. При эксцентричном приложении нагрузки возможны дополнительные крутящие и изгибные моменты,

Подкрановая балка - это горизонтальный элемент несущего каркаса здания, предназначенный для восприятия и передачи нагрузок от кранового оборудования (чаще всего мостовых или козловых кранов) на опоры или колонны.

Главные особенности работы подкрановых балок:

– восприятие подвижной вертикальной нагрузки от крана, прикладываемой в любой точке по длине балки, а также оказывающей на нее динамическое воздействие;

- воздействие сравнительно больших сосредоточенных давлений от колес крана, передающихся через поясные швы на стенку балки и вызывающих ее смятие;
- наличие поперечных тормозных боковых сил, приводящих к изгибу верхней части балки в горизонтальной плоскости;
- на верхний пояс балки действует дополнительный крутящий момент, изгибающий стенку вследствие внецентренного приложения вертикальной нагрузки (при случайных смещениях рельса с оси подкрановой балки) и поперечных горизонтальных сил, приложенных в уровне головки рельса.

1.5 Особенности работы подкрановых балок под краны общего назначения и тяжелые краны

Подвесные и мостовые опорные краны являются одним из основных видов подъемно-транспортного оборудования, которое обслуживает технологический процесс.

Подкрановые элементы помогают обеспечить передвижение машин, а также принимают на себя, а затем передают на каркас сооружения крановые нагрузки. Помимо этого, на них наложена функция обеспечения горизонтальной развязки колонн из плоскости рамы, а также передача усиления от торможения кранов на вертикальные связи и пр. Существуют также случаи, когда этим элементам приходится воспринимать нагрузки от опирающихся на них технологических и строительных конструкций, к которым относятся стойки фахверка, стропильные фермы, промышленные коммуникации и пр.

Непосредственно сама металлическая балка представляет собой сплошную конструкцию, воспринимающую нагрузку, которая расположена в пролете, а также работающую на поперечный изгиб. Что касается металлоконструкций, то здесь наиболее распространенным типом являются разрезные балки, что не случайно. Во-первых, они достаточно легко изготавливаются по разработанной технологии, а также их назначение давно определено и с годами не меняется. Одной из наиболее распространённых форм стальных балок является двутавровое сечение благодаря его высокой эффективности при работе на изгиб. Вместе с тем, в ряде случаев - при меньших нагрузках, ограниченном пространстве или с учётом удобства монтажа - может быть рациональным применение швеллеров, которые обладают достаточной жёсткостью и простотой изготовления.

Работа подкрановых балок несколько отличается от функций простых балочных конструкций. Находясь в постоянной динамике движения и высоком уровне местного напряжения, воспринимая постоянные как вертикальные, так и горизонтальные нагрузки, они требуют максимального усиления при изготовлении и абсолютно других расчетов.

Усиление подкрановых конструкций обеспечивается путем увеличения сечения, сменой или изменением непосредственно конструктивной схемы, а также комбинированным способом – выбор одного из способов зависит от

многих факторов. Например, от планируемого срока сдачи объекта, удобства в креплении элементов, от возможности доступа к элементам конструкции.

Стальные подкрановые балки применяются при стальных колоннах для кранов любой грузоподъемности и ограничений почти нет. При железобетонных колоннах стальные подкрановые балки целесообразно принимать с шагом более 12м.

От пролетов, нагрузок и режима работы зависит тип сечения подкрановой балки. Так, к примеру, в обычном режиме при 6-метровом пролете и кране, грузоподъемность которого равна до 50 тонн, существует возможность применения прокатных двутавров, усиленных листом или уголками для восприятия горизонтального напряжения, а также сварных двутавров несимметричного сечения, а именно элементы с развитым верхним поясом, благодаря которому воспринимаются тормозные усилия.

При большепролетных конструкциях и грузоподъемности свыше 50 тонн рассматривается вариант применения сварных двутавровых балок с горизонтальной тормозной конструкцией в виде ферм или балок.

В случае необходимости снижения расходов стали, балки изготавливаются из двух марок металла: стенка проектируется из малоуглеродистой стали, а пояс – из низколегированной, но это уже вопрос технологии производства, процесс которого не знаком для простых обывателей.

Различают краны общего назначения (с крюком), а также специальные (с грейфером, магнитом, захватами для контейнеров) и металлургические.

Мостовые краны общего назначения обычно применяют в металлургических цехах для разного рода погрузочно-разгрузочных работ, а также во время ремонтов.

Грузоподъемность кранов общего назначения в зависимости от рода выполняемых работ колеблется в широких пределах: от 3 до 100 т. Грузозахватным приспособлением на кранах общего назначения является крюк.

Мостовые краны, работая в тяжёлых производственных условиях, испытывают три основных вида нагрузок:

- Статические нагрузки. Воздействуют от собственного веса и веса поднимаемых грузов.

- Динамические нагрузки. Возникают при разгоне и торможении механизмов и частей кранов.

- Ударные нагрузки. Имеют разные причины возникновения. Достаточно часто возникают соударения кранов, работающих в одном пролёте. Имеются случаи ударов хоботов завалочных кранов о колонны или печи при повороте их кабин вокруг вертикальной оси. Возникают удары колонн колодцевых кранов о стенки вертикальных нагревательных колодцев, нередко удары клещей кранов для раздевания мартеновских слитков об изложницы [110, с.114-116].

Разница работы кранов общего и специального назначения обуславливается работой спец кранов с расплавленным металлом, длинномерными, сыпучими, взрывоопасными материалами и т.д. Т.е. конструкции должны производиться более надежными, иногда пожаростойкими, иметь в составе элемент, не реагирующий на магнит, во взрывозащищенном исполнении.

Благодаря своим характеристикам металлические гофрированные конструкции постоянно расширяют области своего применения при строительстве, ремонте и реконструкции транспортных, инженерных и промышленных сооружений.

Выводы по разделу 1

1. Гофрированные стенки существенно повышают устойчивость и несущую способность балок за счёт пространственной формы, препятствующей потере устойчивости при сжатии и сдвиге. Это позволяет уменьшить толщину стенки и, соответственно, снизить металлоёмкость конструкции по сравнению с балками с плоскими стенками.

2. Опыт применения гофрированных стенок в СССР первоначально был связан с судостроением и авиацией, где требовались жёсткие и лёгкие конструкции. В Казахстане балки с треугольным гофром исторически нашли эффективное применение в промышленном и гражданском строительстве, демонстрируя высокую надёжность и экономичность.

3. Автоматизация производства обеспечивает высокую точность и скорость изготовления балок с гофрированной стенкой, существенно повышая их технологичность. Это способствует расширению масштабов их применения в строительной практике, включая массовое и промышленное строительство.

4. Механическая работа гофра определяется его геометрическими параметрами - высотой, длиной и очертанием профиля, которые существенно влияют на жёсткость и устойчивость стенки. Волнистая гофрированная стенка эффективно работает на восприятие поперечных сил (сдвига), при этом изгибающие напряжения в ней минимальны, что повышает общую эффективность балки.

5. Сравнительные испытания показали, что балки с гофрированной стенкой обладают повышенной жёсткостью и устойчивостью к кручению по сравнению с балками с плоской стенкой. Это обусловлено пространственной формой гофра, обеспечивающей эффективное распределение напряжений и предотвращающей локальную потерю устойчивости.

6. Экспериментальные исследования и данные патентных разработок подтверждают высокую надёжность, долговечность и технологичность балок с гофрированной стенкой при длительном воздействии циклических нагрузок. Их конструктивные особенности обеспечивают устойчивую работу в условиях многократных перегрузок и эксплуатационных колебаний.

7. В ряде стран, таких как Германия, Австрия и Франция, накоплен обширный опыт проектирования и расчёта конструкций с гофрированными стенками, подтверждённый нормативной базой и инженерной практикой. Этот опыт представляет ценность для адаптации и внедрения в казахстанскую строительную отрасль с учётом местных условий и нормативных требований.

8. Отсутствие расчётных методик для подкрановых балок с гофрированной стенкой в действующих нормативных документах обуславливает необходимость разработки новых алгоритмов и инженерных подходов. Это особенно актуально

для учёта специфики работы таких балок при комбинированном воздействии вертикальных и горизонтальных нагрузок от кранового оборудования.

9. Несмотря на широкое распространение балок с гофрированной стенкой в различных областях строительства, в научной литературе отмечается недостаток комплексных исследований, посвящённых именно подкрановым балкам такого типа. Это ограничивает возможность их полноценного внедрения в ответственные конструктивные системы без дополнительной экспериментальной и расчётной верификации.

2 ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ И РАСЧЕТ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК С ГОФРИРОВАННОЙ СТЕНКОЙ

2.1 Теоретические и экспериментальные исследования подкрановых гофрированных двутавровых балок

В 1979 г., С. П. Голиков, Е. А. Квитченко и Е. П. Гребенюк запатентовали новую конструкцию подкрановой балки. Изделие включало вертикальную стенку и верхний пояс, выполненный как минимум из пары уголков, прикреплённых по обеим сторонам к стенке. При этом вертикальные полки уголков были ориентированы вниз, а их горизонтальные полки находились ниже верхнего края стенки. Кроме того, конструкция содержала нижний пояс, опорные рёбра и рельс, установленный на верхнюю кромку стенки и закреплённый к горизонтальным полкам уголков верхнего пояса. Основным отличием патентуемой балки было выполнение вертикальной стенки из профилированного волнистого листа, что позволило существенно сократить металлоёмкость конструкции за счёт её повышенной жёсткости [111].

Во втором варианте исполнения патента предлагалось использовать гофрированный лист с трапецевидным профилем, при этом волны крепились к верхнему поясу своим меньшим основанием, в соответствии с рисунком 2.1 [111, с.3].

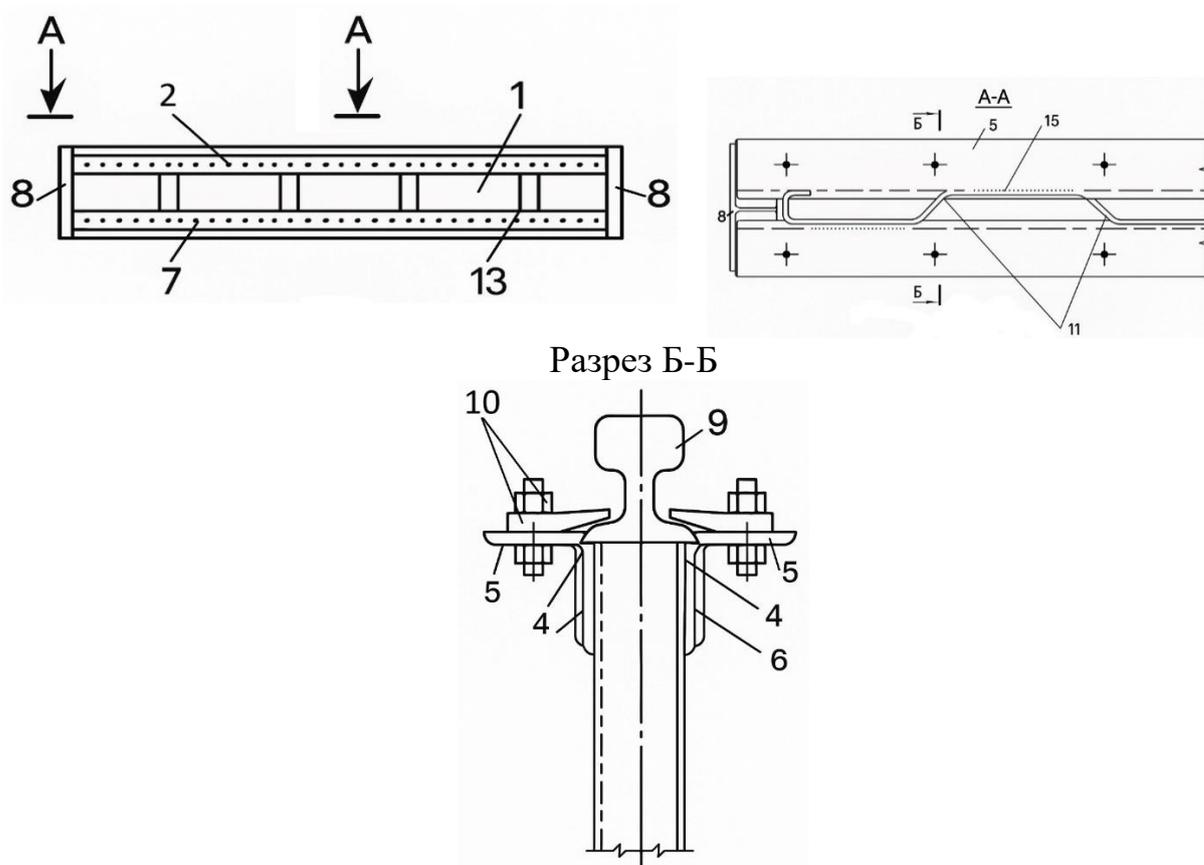


Рисунок 2.1 - Подкрановая балка с боковым соединением поясов и стенкой

Принцип действия данной конструкции заключается в следующем: вертикальное крановое усилие передаётся через рельс 9 на стенку 1 посредством её верхнего края 6. Горизонтальная составляющая нагрузки воспринимается рельсом 9 через крепёжные элементы 10, размещённые в зонах перегибов 11 стенки 1, что позволяет существенно снизить воздействие крутящего момента, передаваемого на верхний пояс подкрановой балки [111, с.2].

Использование подкрановых балок, оснащённых гофрированной стенкой, позволяет существенно сократить трудозатраты на их изготовление по сравнению с традиционными балками, имеющими плоскую стенку и усиливающие её поперечные ребра. Такие балки также характеризуются повышенной долговечностью. Особенно эффективно использование двутавровых профилей с гофрированной стенкой в каркасах одноэтажных зданий различного назначения, где они применяются как ригели, колонны и подкрановые элементы. Конструкции каркасов, выполненные из таких элементов, позволяют добиться снижения металлоемкости на 15–20 % по сравнению с типовыми рамами типа «Канск», получившими широкое распространение на территории СНГ в 1980–1990-х гг. [25, с.50].

В 1988 г. был зарегистрирован патент [112], описывающий металлическую сплошностенчатую балку, разработанную для подкрановых конструкций промышленных зданий под мостовые краны тяжелого режима работы, а также для главных балок железнодорожных пролетных строений. Балка включает верхний и нижний пояса, стенку с вертикальными ребрами жесткости и промежуточные элементы жесткости, выполненные в виде волнообразно изогнутых полос. Эти элементы, прикрепленные к верхнему поясу и примыкающей части стенки, повышают сопротивление местному кручению и усталостным нагрузкам, обеспечивая надежность и долговечность конструкции.

В 1990 г. был опубликован патент на подкрановую балку [113], предназначенную для промышленных и транспортных сооружений. Балка состоит из гофрированной стенки, верхнего и нижнего поясов, рельса и связующих элементов. Ключевая особенность конструкции заключается в жёстком соединении горизонтальных полок верхнего пояса, выполненных из уголков или швеллеров, с подошвой рельса, установленного на строганую кромку стенки, а также вертикальной полки пояса со стенкой. Такое решение повышает прочность и устойчивость балки к нагрузкам от крановых тележек.

В статье [114] описан метод проектирования подкрановой балки, усиленную швеллером, для промышленных зданий. Разработан простой метод расчета устойчивости балки, основанный на использовании данных из стандартных справочников. Полноразмерные испытания показали высокую точность расчетов (погрешность $\pm 2.5\%$) и пригодность метода для кранов легкого и среднего режимов. В результате предложена надежная конструкция с уменьшенными затратами на проектирование, рекомендованная для крановых путей без боковой поддержки.

В статье [115] исследована конструкция подкрановой балки с двумя гофрированными стенками и амортизирующими элементами. Такая балка отличается повышенной выносливостью и способна значительно дольше

служить в тяжелых промышленных условиях. Были описаны особенности конструкции, включая применение низко модульных прокладок, специальных рёбер и гофров, эффективно гасящих вибрации и циклические нагрузки от кранов. Испытания показали, что выносливость новой балки превышает характеристики обычных сварных конструкций в 10 раз. Авторы рекомендуют использование данной конструкции в цехах металлургии с интенсивной эксплуатацией кранов.

В 2015 г. проведены исследования инновационных подкрановых балок с синусоидальной стенкой, разработанных для снижения массы и повышения устойчивости к боковому изгибу. Методом конечных элементов было проанализировано 17 различных моделей, включая стандартные профили и балки с различными углами синусоиды, которые сравнивались с нормами Канадского института стальных конструкций. Оптимальной признана балка с углом волны 70° , обеспечивающая сопоставимую несущую способность при меньшей массе по сравнению со стандартными профилями. Несмотря на несколько больший прогиб, реакция этой балки на нагрузки была признана эффективной и перспективной [116].

В статье [117] рассмотрели особенности работы подкрановых балок коробчатого сечения с гофрированными стенками. Теоретический анализ показал, что при равных габаритах они уступают плоскостенчатым балкам по прочности и изгибной жёсткости, но обладают преимуществом по сдвиговой жёсткости. Для компенсации снижения прочности предлагается увеличение высоты балки. Метод конечных элементов подтвердил сложный характер работы поясов, а также необходимость учитывать как продольные, так и поперечные изгибающие напряжения при проектировании.

В 2019 г. был зарегистрирован патент [118] на двутавровую подкрановую балку с трубчатыми поясами плоскоовального сечения. Основное конструктивное новшество заключалось в оптимизации поясов, что повышает прочность и снижает концентрацию напряжений. Такое решение улучшает устойчивость конструкции к различным видам нагружения и снижает риск разрушения.

В 2021 г. смоделирован спектр нагружения подкрановой балки с использованием среды Matlab, с учётом напряжений переменной амплитуды и влияния кривой усталости при низкой амплитуде. Метод конечных элементов применён для сравнения усталостной долговечности гофрированной и обычной двутавровой подкрановой балки при равной несущей способности и одинаковых граничных условиях. Исследования показали, что усталостные характеристики и долговечность гофрированной балки значительно выше. Дополнительно была изучена зависимость этих характеристик от геометрических параметров гофра (высоты, длины, угла наклона). По результатам анализа предложены рекомендации по оптимизации конструкции с учётом баланса между металлоёмкостью и усталостной надёжностью [119].

В 2022 г. опубликован патент [120], описывающий металлическую подкрановую балку, предназначенную для несущих конструкций различного назначения. Балка состоит из верхнего и нижнего поясов, соединённых сваркой

с гофрированной стенкой. Ключевые конструктивные особенности включают пояса с отгибами краёв, повышающие сопротивление внешним нагрузкам, а также гофрированную стенку с такими параметрами шага и амплитуды, которые обеспечивают удобную установку болтов крепления рельсов по обе стороны балки. Это решение позволяет значительно повысить устойчивость конструкции и снизить риск деформации.

В работе [121] рассматривается замена плоской стенки в подкрановых балках на гофрированную с целью повышения надёжности и устойчивости сварных соединений. Проведён анализ напряжённого состояния конструкций с различной геометрией стенок и выявлены преимущества гофрированной формы. Показано, что гофры позволяют эффективно снижать напряжения в зоне сварных швов, предотвращая их разрушение при циклических нагрузках.

В 2024 г. были рассмотрены подкрановые балки с треугольно-гофрированной стенкой для кранов грузоподъёмностью 5–12,5 т. Предложен упрощённый метод расчёта, предполагающий игнорирование участия стенки в восприятии продольных усилий, что значительно упрощает проектирование. Проведённые проверки прочности подтвердили надёжность конструкции, обеспечивающей снижение массы на 10–15 % по сравнению с балками с плоской стенкой. Решение признано перспективным для применения в экономичных промышленных сооружениях [122].

2.2 Оценка несущей способности и уточнение методов расчета подкрановых гофрированных двутавровых балок

Подкрановые балки с гофрированными стенками треугольного очертания обладают рядом конструктивных особенностей, определяющих их поведение под действием как статических, так и циклических нагрузок от мостовых кранов общего назначения. Одной из ключевых задач при проектировании является корректная оценка их несущей способности и уточнение расчётных методик с учётом влияния геометрии гофра, характера нагружения и условий опирания.

В отличие от балок с плоскими стенками, гофрированная стенка практически не воспринимает изгибающий момент, передавая его на пояса, и работает преимущественно на восприятие поперечной силы. При этом треугольный контур гофра обеспечивает значительное повышение устойчивости стенки к потере формы, особенно в зонах концентрации напряжений у опор и в местах приложения крановой нагрузки. Вместе с тем наличие гофров приводит к пространственной работе всей конструкции и требует уточнения расчётных схем, особенно при действии крутящих и изгибно-крутильных моментов, возникающих при несимметричном нагружении от крана.

Одним из наиболее ответственных этапов при проектировании и практическом применении стальных сварных подкрановых балок с гофрированной стенкой является достоверная оценка их несущей способности и разработка инженерно-обоснованной расчётной методики. Эта задача приобретает особую актуальность для балок с треугольной геометрией гофра, поскольку их поведение существенно отличается от традиционных конструкций

с плоской или синусоидальной стенкой, особенно при воздействии повторно-переменных нагрузок от кранового оборудования.

В настоящем исследовании реализован комплексный подход к оценке несущей способности, основанный на совмещении нормативных расчётов, численного моделирования и экспериментальных данных. Применена методика расчёта по первой группе предельных состояний с учётом гибкости и возможной потери устойчивости гофрированной стенки как в локальном, так и в общем смысле. Кроме того, приняты во внимание условия взаимодействия стенки с поясами, в частности в районе примыкания верхнего пояса, на который через рельс передаётся сосредоточенная вертикальная нагрузка от крана. Расчётная методика включает определение предельных напряжений при изгибе и сдвиге с использованием зависимостей, изложенных в [123] и [124].

На основании анализа существующих исследований и инженерных подходов к расчёту и проектированию подкрановых балок с гофрированной стенкой, можно выделить совокупность ключевых факторов, оказывающих наибольшее влияние на их несущую способность:

1. Геометрия гофра стенки – включает очертание, высоту, шаг, угол наклона, а также наличие переменного (неоднородного) гофрирования. Эти параметры непосредственно влияют на сдвиговую жёсткость и устойчивость стенки к потере формы.

2. Толщина стенки и поясов балки – увеличение толщины и ширины поясов повышает изгибную жёсткость конструкции, а также её устойчивость к локальной и общей потере устойчивости.

3. Высота сечения балки – при увеличении высоты возрастает сопротивление изгибу, однако одновременно повышается риск локальной потери устойчивости гофрированной стенки, особенно в зонах интенсивной нагрузки.

4. Пролёт балки – увеличение пролёта требует повышения жёсткости или сечения конструкции, что влияет на прогибы, расчётную деформативность и необходимость в дополнительных конструктивных решениях.

5. Характер и расположение внешней нагрузки:

- сосредоточенные усилия от колёс мостового крана;
- поперечные и продольные нагрузки от торможения;
- ударные воздействия при резком запуске или остановке крана.

6. Режим эксплуатации кранового оборудования:

- класс режима по ISO/ГОСТ (1К–8К);
- частота циклов и интенсивность воздействия;
- уровень усталостной нагрузки и её накопление с течением времени.

7. Тип опирания балки:

- шарнирное или жёсткое закрепление по концам;
- наличие температурных швов и компенсационных устройств.

8. Способ крепления крановых рельсов:

- степень жёсткости соединения рельса с поясом балки;
- наличие зазоров, регулировочных элементов;

- расстояние между точками крепления, влияющее на распределение нагрузок.

9. Технологические аспекты производства:

- качество сварных швов между поясами и гофрированной стенкой;

- точность профилирования гофра;

- наличие остаточных напряжений, возникающих при изготовлении и монтаже.

10. Воздействие внешней среды:

- температурные колебания и неравномерный прогрев конструкции;

- влажность, коррозионные факторы при недостаточной антикоррозионной защите;

- сейсмические воздействия, характерные для районов с повышенной сейсмоопасностью.

2.2.1 Расчетные геометрические характеристики сечения

Расчётные геометрические характеристики сварного двутаврового сечения с гофрированной стенкой определяются по следующим соотношениям [122, с. 3]. В частности, площадь поперечного сечения рассчитывается согласно выражению (2.1):

$$A = b_{f1}t_{f1} + b_{f2}t_{f2} + t_w h_w \frac{\sqrt{a^2 + f^2}}{a} \quad (2.1)$$

где:

$b_{f1}t_{f1}$ и $b_{f2}t_{f2}$ - площади верхнего и нижнего поясов балки;

b_{f1} и b_{f2} - ширины поясов, t_{f1} и t_{f2} - толщины поясов,

t_w - толщина стенки,

h_w - высота стенки,

a и f - размеры гофры (длина волны и высота гофра),

$\frac{\sqrt{a^2 + f^2}}{a}$ - коэффициент, учитывающий длину наклонной грани гофры относительно её проекции.

Формула (1) представляет собой упрощённое расчётное соотношение, в котором нормальные усилия в стенке не учитываются вследствие её гофрированной формы, что характерно для данного типа конструкций. Такое допущение позволяет определить приведённую площадь поперечного сечения, необходимую для последующей проверки прочности балки.

Для определения момента инерции сечения относительно оси x С. В. Кудрявцев [122, с. 3] предлагает использовать выражение (2.2):

$$I_x = b_{f1}t_{f1}y_1^2 + b_{f2}t_{f2}y_2^2 \quad (2.2)$$

где:

y_1 - расстояние от центра тяжести сечения до центра верхнего пояса,

y_2 - расстояние до центра нижнего пояса,

y_1^2 и y_2^2 учитывают влияние удаленности поясов от оси x , что увеличивает жесткость сечения.

Моменты сопротивления соответственно верхнего и нижнего пояса относительно оси x (2.3) и (2.4):

$$W_{x1} = I_x / (y_1 + 0,5t_{f1}) \quad (2.3)$$

$$W_{x2} = I_x / (y_2 + 0,5t_{f2}) \quad (2.4)$$

Момент инерции относительно оси y (2.5):

$$I_y = \frac{t_{f1} b_{f1}^3}{12} \quad (2.5)$$

Момент сопротивления относительно оси y (2.6):

$$W_y = \frac{t_{f1} b_{f1}^2}{6} \quad (2.6)$$

Отсутствие в формулах (2.2, 2.4–6) параметров, характеризующих стенку, объясняется по данным [122 с. 3] неспособностью гофрированной стенки воспринимать нормальные усилия в продольном направлении.

Момент инерции подкрановых балок относительно оси x принято определять согласно формуле (2.7):

$$I_x = \frac{t_w \times h_w^3}{12} + 2A_f \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 \quad (2.7)$$

Для гофрированных балок с учётом геометрии гофра определяется приведённый (эффективный) момент инерции $I_{эфф}$, отражающий влияние профилированной формы стенки на жёсткостные характеристики сечения. $I_{эфф}$ (2.8):

$$I_{эфф} = \left(\frac{t_w \times h_w^3}{12} \right) \times k + 2A_f \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 \quad (2.8)$$

где:

k - коэффициент, зависящий от формы гофра ($k \approx 0,3 - 0,6$) [125]

2.2.2 Проверка прочности элементов сечения

Для подкрановых балок с гофрированной стенкой, так же, как и для балок с плоской стенкой, необходимо выполнение условий прочности для верхнего и нижнего поясов, выраженных формулами (2.9) и (2.10):

$$\frac{M_x}{W_{x1}} + \frac{M_y}{W_{y1}} \leq R_y \gamma_c, \quad (2.9)$$

$$M_x / W_{x2} \leq R_y \gamma_c \quad (2.10)$$

где:

M_x и M_y - расчетные изгибающие моменты в подкрановой балке в вертикальной и горизонтальной плоскостях соответственно;

W_{x1} и W_{y1} - моменты сопротивления сечения в уровне верхнего пояса балки;

W_{x2} - момент сопротивления сечения в уровне нижнего пояса балки;

R_y - расчетное сопротивление материала пояса по пределу текучести;

γ_c - коэффициент условий работы конструкции.

Прочность стенки подкрановой балки, работающей в условиях сложного напряжённого состояния, определяется на основании следующего выражения (2.11):

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15 R_y \gamma_c \quad (2.11)$$

где:

$\sigma_x = \frac{M_x}{I_x} y$ - нормальные напряжения в стенке на уровне поясного шва;

$\sigma_y = \frac{\gamma_f \gamma_{f1} P_{max}}{t_w l_{ef}}$ - нормальные напряжения в гофрированной стенке, перпендикулярные продольной оси балки и вызываемые местным давлением колеса крана;

$\tau_{xy} = \frac{\gamma_f \gamma_{f1} P_{max}}{0,9 t_w h_w}$ - касательные напряжения в гофрированной стенке под колесом крана.

Характерной особенностью элементов с гофрированной стенкой является более низкая местная устойчивость сжатого пояса по сравнению с балками, имеющими плоскую стенку [25, с.77-78]. Это обусловлено тем, что гофрирование стенки приводит к её смещению относительно продольной оси пояса, в результате чего увеличивается его свес. Увеличенный свес повышает гибкость пояса, что, в свою очередь, снижает его устойчивость на локальных участках.

Расчётное значение свеса сжатого пояса балки с гофрированной стенкой определяется по следующей формуле (2.12):

$$b_{ef} = 0,5(b_f + 0,7f) \quad (2.12)$$

При этом гибкость свеса сжатого пояса подлежит тем же ограничениям, что и в случае балок с плоской стенкой, в соответствии с требованиями к локальной устойчивости сжатых элементов, условием $\frac{b_{ef}}{t_f} \leq 15$.

2.2.3 Особенности определения прогибов

Поперечные силы, возникающие в сечении балки с гофрированной стенкой, оказывают существенное влияние на её деформативные характеристики – в частности, приводят к увеличению вертикального прогиба по сравнению с балкой, имеющей плоскую стенку, при прочих равных условиях нагружения [25, с.41-43].

Расчётный относительный вертикальный прогиб подкрановой балки с гофрированной стенкой определяется согласно формуле (2.13) [125]:

$$\frac{Pl^3}{48EJ_x} + \frac{PlK_w}{4GA_w} \quad (2.13)$$

где:

P – расчётное значение нагрузки (силы), принимаемое равным кН;

E – модуль упругости, МПа;

l – длина рассматриваемой модели балки, принимаемая равной, м;

G – модуль сдвига прокатной стали, равный МПа;

J_x – момент инерции поперечного сечения относительно горизонтальной оси, см⁴;

$K_w = \frac{l_r}{l}$ – коэффициент фактической длины стенки, учитывающий её расчётную протяжённость с учётом формы гофра

l_r – развернутая длина гофрированной стенки балки, м.

Для расчёта прогиба подкрановой балки при нагрузке, приложенной с эксцентриситетом (то есть со смещением относительно нейтральной оси сечения), необходимо учитывать не только изгиб и сдвиг от вертикальной силы, но и дополнительный изгибающий момент, возникающий вследствие этого эксцентриситета. Соответствующее выражение приводится в формуле (2.14)[126]:

$$\frac{Pl^3}{48EJ_{эфф}} + \frac{PlK_w}{4GA_w} \pm \frac{PeL^2}{16EJ_{эфф}} \quad (2.14)$$

где:

e – эксцентриситет приложения нагрузки относительно нейтральной оси. В случае, если эксцентриситет направлен в сторону, противоположную принятому положительному направлению, его значение в расчётных формулах следует учитывать со знаком «минус».

Кручение проверяется отдельно через угол закручивания (2.15):

$$\theta = \frac{TL}{GJ_{эфф}} \quad (2.15)$$

где:

$T = P \times e$ - крутящий момент, Нмм.

2.3 Основные положения расчёта подкрановых балок с гофрированной стенкой

В настоящее время расчёт стальных балок с гофрированной стенкой, включая подкрановые балки, регламентируется рядом строительных норм как отечественного, так и зарубежного происхождения. Однако, несмотря на значительное количество публикаций и инженерных решений, нормативная база, непосредственно относящаяся к расчёту подкрановых балок с гофрированной стенкой, остаётся ограниченной и требует дальнейшего развития.

Расчёты балок с гофрированной стенкой преимущественно выполняются в соответствии со следующими нормативными документами: [127] - актуализированная редакция документа [123, с.114-117], применяемого в общем виде для расчёта прочности и устойчивости подкрановых балок; а также [128], [129] и [130], регламентирующих расчёт нагрузок и общие положения по предельным состояниям.

Документ [128, с.103-113] содержит частные указания по расчёту гофрированных стенок на устойчивость и прочность, включая определение расчётных сопротивлений при сдвиге и при потере устойчивости. Однако применение этих положений к подкрановым балкам требует адаптации, поскольку представленные методы ориентированы преимущественно на балки пролётных строений мостов и покрытий. В частности, в [128, с.114-115] приводятся формулы для определения критических напряжений в стенке в зависимости от параметров гофра (высота, шаг, толщина, форма), однако отсутствует учёт циклических и динамических нагрузок, характерных для подкрановых конструкций.

Дополнительно расчёт гофрированных стенок регламентируется положениями стандарта [131, с.51-53], в котором, в приложении D, приведены методы определения несущей способности стенок с трапециевидным гофром толщиной до 3 мм. В документе представлены расчётные зависимости для оценки как местной, так и общей устойчивости, а также методы расчёта по сдвигу. Тем не менее, область применения данного стандарта не распространяется на балки с треугольным контуром гофра и не содержит специфических положений, касающихся расчёта подкрановых балок, что ограничивает его применение в инженерной практике.

Следует также отметить, что в ряде европейских стран применяются национальные приложения (National Annexes, NA) к стандарту [131, с.1-55].

Кроме того, в Германии ранее действовал специализированный документ – директива DASt-Ri.015, регламентирующая проектирование балок с трапецевидной гофрированной стенкой. Однако данные нормативные источники также ориентированы преимущественно на расчёт балок покрытий и мостов, не учитывая особенностей работы подкрановых балок, подвергающихся переменным и ударным нагрузкам от мостовых и козловых кранов.

Таким образом, в действующей нормативной базе отсутствуют прямые регламентированные методики расчёта подкрановых балок с гофрированной стенкой, что обуславливает необходимость разработки специализированных расчётных подходов и экспериментального обоснования для последующего включения в национальные стандарты проектирования.

В настоящее время при расчёте подкрановых балок с гофрированной стенкой инженеры вынуждены прибегать к комбинированному подходу, основанному на применении положений из различных нормативных источников и расчётных методик. В частности, используются следующие подходы:

- расчёт по схеме сплошнотенчатой балки с приведёнными жёсткостными характеристиками гофрированной стенки;
- моделирование работы балки по аналогии с элементами сквозных ферм;
- применение численных методов, в том числе метода конечных элементов, с целью учёта особенностей напряжённого состояния в локальных зонах действия колеса крана.

Несмотря на наличие частных нормативных положений по расчёту гофрированных стенок, в существующих нормативных документах отсутствуют:

- указания по расчёту подкрановых балок с гофрами нестандартного очертания, включая треугольный профиль;
- положения, учитывающие усталостную прочность и циклический характер нагружения, характерный для работы кранового оборудования;
- рекомендации по моделированию влияния смещённого положения рельса, а также возникающих крутильных и изгибно-крутильных эффектов.

Данные ограничения нормативной базы подчёркивают актуальность задач, поставленных в настоящей диссертационной работе, направленных на уточнение расчётных методик и развитие инженерных подходов, адаптированных к особенностям работы подкрановых балок с гофрированной стенкой треугольного очертания.

2.3.1 Расчет по первой группе предельных состояний

Расчёт на устойчивость стенок и поясов двутавровых балок с гофрированной стенкой осуществляется с применением методов, регламентированных действующими нормативными документами, в частности [128, с.64-78] и [124, с.120-125]. Основными задачами при таком расчёте являются определение местной устойчивости отдельных складок гофра, общей устойчивости стенки в пролёте между поясами, а также устойчивости сжатого пояса на депланацию и боковой прогиб.

Местная устойчивость стенки оценивается для каждой складки, рассматриваемой как пластина, зажатая по четырём сторонам. Критическое напряжение, соответствующее началу местной потери устойчивости складки, определяется в соответствии с формулой (2.16):

$$\sigma_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \times \left(\frac{t}{2}\right)^2 \quad (2.16)$$

где:

k - коэффициент формы панели (в зависимости от условий закрепления и соотношения сторон);

E - модуль упругости стали, МПа;

ν - коэффициент Пуассона ($\nu = 0,3$);

t - толщина стенки, мм;

b - ширина складки (расстояние между гофрами), мм.

Значения коэффициента формы k для различных граничных условий приведены в [131, с.49].

Общая устойчивость гофрированной стенки на участке между поясами рассматривается как устойчивость ортотропной плиты с приведёнными (эквивалентными) жёсткостными характеристиками. Для оценки устойчивости применяется метод приведения гофрированной стенки к ортотропной пластине, с расчётом эквивалентной жёсткости D , определяемой по формуле (2.17):

$$D_x = \frac{E \times t^2}{12(1 - \nu)^2} \times \varphi_x \quad (2.17)$$

где:

φ_x - коэффициент приведения с учётом формы гофра. При треугольном очертании гофра φ_x определяется по экспериментально или численно полученным формулам.

Критическое напряжение при общей потере устойчивости стенки рассчитывается (2.18):

$$\tau_{cr} = \frac{\pi^2 D_x}{b^2 t}, \quad (2.18)$$

где:

b - расстояние между поперечными ребрами или длина панели (в пролёте между поясами).

Условие устойчивости стенки проверяется (2.19):

$$\tau \leq \chi_\tau \tau_{cr}, \quad (2.19)$$

где:

χ_τ - коэффициент устойчивости при сдвиге, определяемый по кривым устойчивости согласно [128, с.37] или [131, с.43].

Для верхнего пояса основным фактором, определяющим его надёжность, является продольная устойчивость при сжатии. Проверка осуществляется по критерию потери устойчивости в форме плоского или пространственного изгиба.

В случаях, когда пояса характеризуются значительной гибкостью (широкие и тонкие элементы), дополнительно требуется оценка возможности деформации – локального коробления пояса относительно стенки. Расчёт в таких ситуациях выполняется согласно методике, приведённой в [127, с.104-111], раздел 8, и основывается на выражении (2.20):

$$\sigma_{cr} = \pi^2 E \frac{I \omega}{Al^2} \quad (2.20)$$

где:

$I \times \omega$ - момент инерции пояса относительно слабой оси;

A - площадь поперечного сечения пояса;

l - длина закрепления (длина пролётного участка);

Для учёта деформации верхнего пояса может быть использована методика, изложенная в [131] (применительно к тонкостенным профилям), либо численное моделирование с использованием пространственных конечных элементов.

Критическое значение напряжений, соответствующее деформации и потере устойчивости пояса, определяется с учётом следующих факторов:

- длины свободного участка сжатого пояса между поперечными рёбрами или другими элементами жёсткости;

- податливости соединения пояса со стенкой, зависящей от типа и качества сварных или болтовых соединений;

- начальных геометрических несовершенств, принимаемых согласно стандартным допущениям нормативных документов.

Таким образом, расчёт устойчивости стенки и поясов выполняется с использованием комплексного подхода, сочетающего нормативные зависимости и уточнённые численные методы в критических зонах, подверженных локальной потере устойчивости. Применение таких методик обеспечивает достоверную оценку несущей способности конструкции при действии поперечных и продольных усилий, характерных для условий подкрановой эксплуатации.

Расчёт на прочность

Расчёт прочности двутавровых балок с поперечно-гофрированной стенкой основывается на положениях прочности материалов и действующих нормативных документах, в частности [128 с.93-121] и [124 с.113-124]. Прочность конструкции оценивается по предельным значениям нормальных и касательных напряжений, возникающих под действием изгиба, поперечной силы, а при необходимости – и крутящего момента.

Изгибающие усилия в балке воспринимаются преимущественно поясами, поскольку гофрированная стенка в силу своей формы практически не участвует в восприятии продольных нормальных напряжений (растяжения или сжатия). Нормальные напряжения в поясах определяются по классической формуле (2.21):

$$\sigma = \frac{M \times y}{I} \quad (2.21)$$

где:

M - изгибающий момент;

y - расстояние от нейтральной оси до крайней точки пояса;

I - момент инерции сечения относительно оси изгиба.

Момент инерции I в расчётах определяется с учётом приведённой жёсткости стенки, что особенно важно для гофрированных конструкций. При использовании метода конечно-элементного анализа, например, в программном комплексе ЛИРА-САПР 2024, в моделировании учитываются геометрические параметры гофра и реальная пространственная форма поперечного сечения.

Основную часть поперечной силы воспринимает гофрированная стенка, поскольку её геометрия эффективно распределяет касательные напряжения. Расчёт касательных напряжений в стенке осуществляется по формуле (22):

$$\tau = \frac{V \times Q}{I \times b} \quad (22)$$

где:

V - поперечная сила;

Q - статический момент относительно нейтральной оси;

I - момент инерции сечения;

b - эффективная ширина стенки.

Для стенок с гофром применяется поправочный коэффициент, учитывающий особенности геометрии профиля. В нормативных документах [128, с.37-43] и [131, с.48-52] вводятся параметры приведённой (эквивалентной) толщины стенки t_{eff} , а также корректирующие коэффициенты, отражающие влияние формы, высоты и шага гофров (φ_{shear} , η и др.). Для стенок с треугольным гофром расчёт касательных напряжений τ выполняется с учётом экспериментально определённой жёсткости панели, что позволяет повысить точность оценки прочности.

При наличии эксцентрично приложенных нагрузок или изгиба с кручением в балке возникает крутящий момент T . Прочность балки на кручение определяется по формуле (2.23):

$$\tau_{torsion} = \frac{T \times r}{J}, \quad (2.23)$$

где:

T - крутящий момент;

r - расстояние до наиболее удалённой точки поперечного сечения;

J - полярный момент инерции сечения.

Для балки с гофрированной стенкой жёсткость на кручение, как правило, существенно ниже по сравнению с аналогичной балкой с плоской стенкой. В настоящем исследовании это снижение учитывалось посредством использования скорректированного модуля кручения J_{corr} , рассчитанного по методике, принимающей во внимание форму и параметры гофра.

Для оценки запаса прочности конструкции были определены максимальные значения нормальных напряжений σ_{max} и касательных

напряжений τ_{\max} в характерных сечениях балки. Далее произведена проверка выполнения условий прочности по критериям (2.24) и (2.25):

$$\sigma_{\max} \leq \frac{R_y}{\gamma_M}; \quad (2.24)$$

$$\tau_{\max} \leq \frac{R_{shear}}{\gamma_M}, \quad (2.25)$$

где:

R_y - расчётное сопротивление стали при растяжении/сжатии;

R_{shear} - расчётное сопротивление при сдвиге;

γ_M - коэффициент надёжности по материалу (обычно принимается $\gamma_M = 1.1 - 1.2$).

При этом особое внимание уделяется зонам, подверженным концентрации напряжений: вблизи опор, в местах приложения крановой нагрузки, а также в участках резкого изменения геометрии гофра. Эти зоны требуют повышенной точности расчёта и более детальной оценки напряжённо-деформированного состояния.

Форма и шаг гофра оказывают существенное влияние на распределение касательных напряжений и сопротивление стенки сдвигу. В конструкциях с треугольным гофром отмечается преимущественная работа складок на изгиб, что способствует рассеиванию усилий в поперечном направлении и снижает риск локального разрушения или потери устойчивости.

Применение предложенной расчётной методики позволяет корректно учитывать особенности работы двутавровых балок с гофрированной стенкой при различных вариантах нагружения и обеспечивает надёжную оценку их прочности в условиях эксплуатации в составе подкрановых путей.

2.3.2 Проектирование с учетом требований нормативных документов

Проектирование конструкций с гофрированными стенками в мировой практике опирается на нормы и рекомендации, разработанные в странах, где такие элементы получили широкое распространение. В большинстве случаев расчёты выполняются с использованием адаптированных версий европейских стандартов (например, [131, с.1-55]), а также специализированных методик, учитывающих геометрию гофра: его форму, шаг, высоту и толщину.

Так, в Германии и Австрии, где получили развитие технологии SIN-балок с синусоидальным гофром, применяются дополнения к Еврокоду и внутренние отраслевые документы, такие как директива DASt-Ri 015. Эти документы ориентированы на проектирование балок с трапециевидными или синусоидальными складками, преимущественно в конструкциях перекрытий и мостов.

В США подход основан на нормах AISC [132], где учитываются жёсткость панели стенки и особенности сварного соединения с поясами. Однако прямые указания по расчёту гофрированных стенок встречаются редко и, как правило,

представлены в виде отдельных исследовательских публикаций. В Китае гофрированные балки активно применяются в мостостроении; расчёты выполняются по методике, основанной на теории эквивалентной ортотропной плиты, с учётом экспериментальных данных, включая условия усталости и огневой стойкости [133].

В Японии и Южной Корее расчёты ведутся по упрощённым формулам с калиброванными коэффициентами устойчивости, полученными в результате экспериментальных исследований [81, с.4].

Следует подчеркнуть, что в большинстве международных практик расчёты конструкций с гофрированными стенками осуществляются преимущественно с применением численных методов – таких как метод конечных элементов (МКЭ), верифицируемых по действующим нормативам общего действия. Прямые стандарты на проектирование именно подкрановых балок с гофрированной стенкой, особенно с треугольным гофром, в большинстве стран отсутствуют. Это обуславливает необходимость разработки собственных адаптированных методик, учитывающих реальные условия эксплуатации, особенности локального напряжённого состояния и специфическую пространственную работу конструкции.

Определение несущей способности по минимальному изгибу. Несущая способность балки по изгибающему моменту определяется как наименьшее значение из трёх расчётных выражений, приведённых ниже (2.26–28):

$$M_{y,Rd} = \frac{b_2 t_2 f_{yf,r}}{\gamma_{MO}} \left(h_w + \frac{t_1 + t_2}{2} \right) - \text{для растянутого пояса}; \quad (2.26)$$

$$M_{y,Rd} = \frac{b_1 t_1 f_{yf,r}}{\gamma_{MO}} \left(h_w + \frac{t_1 + t_2}{2} \right) - \text{для сжатого пояса}; \quad (2.27)$$

$$M_{y,Rd} = \frac{b_1 t_1 \chi f_{yf}}{\gamma_{M1}} \left(h_w + \frac{t_1 + t_2}{2} \right) - \quad (2.28)$$

– для сжатого пояса с учетом потери устойчивости.

где:

$f_{yf,r}$ – это сниженное из-за влияния моментов поперечного изгиба в полках значение предела текучести;

χ – коэффициент снижения прочности при потере устойчивости пояса, определяемый по методике п. 6.3 [124, с.121].

Уточнённое значение $f_{yf,r}$ вычисляется по формулам (2.29, 2.30):

$$f_{yf,r} = f_{yf} f_t, \quad (2.29)$$

$$f_t = 1 - 0,4 \sqrt{\frac{\sigma_x(M_z)}{f_{yf}}}, \quad (2.30)$$

где:

$\sigma_x(M_z)$ – нормальное напряжение в поясе, вызванное действием поперечного изгибающего момента, обусловленного сдвигом усилий от стенки в пояс.

Для балок с поперечно-гофрированной стенкой синусоидального очертания значение f_t принимается равным 1, так как влияние изгибающего момента на прочность пояса считается пренебрежимо малым.

Определение несущей способности при сдвиге

Несущая способность при сдвиге выполняется на основе следующего выражения (2.31):

$$V_{bw,Rd} = \chi_c \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}\sqrt{3}} h_w t_w, \quad (2.31)$$

где:

χ_c – минимальный понижающий коэффициент, учитывающий как местную $\chi_{c,l}$, так и общую потерю устойчивости $\chi_{c,g}$ стенки.

Местная потеря устойчивости рассчитывается по формуле (2.32):

$$\chi_{c,l} = \frac{1,15}{0,9 + \bar{\lambda}_{c,l}} \leq 1,0, \quad (2.32)$$

где:

$$\bar{\lambda}_{c,l} = \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr,l}\sqrt{3}}}; \tau_{cr,l} = 4,83E \times \left[\frac{t_w}{a_{max}} \right]^2.$$

Параметр a_{max} определяется как наибольшее из расстояний между складками гофра a_1 и a_2 .

В национальных приложениях к нормативному документу [134] для расчёта балок с гофрированной стенкой приводятся рекомендации по определению коэффициента критического напряжения $\tau_{cr,l}$. При этом рекомендуемой формулой для ее оценки является следующая (2.33):

$$\tau_{cr,l} = \left(5,34 + \frac{a_3 s}{h_w t_w} \right) \times \frac{\pi^2 E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \times \left(\frac{t_w}{s} \right)^2, \quad (2.33)$$

где:

w – проекционная длина полуволны;

s – длина полуволны в развернутом виде (по гофру).

Выводы по разделу 2

1. Проведённый анализ патентов, научных публикаций и нормативных источников свидетельствует о растущем интересе к применению подкрановых балок с гофрированной стенкой в промышленном строительстве. Это обусловлено их высокой конструктивной жёсткостью, устойчивостью к сдвигу и кручению, а также способностью снизить металлоёмкость на 15–20 % по сравнению с балками с плоской стенкой.

2. Подкрановые балки с гофрированной стенкой особенно эффективны при эксплуатации в тяжёлых режимах работы мостовых и козловых кранов, так как обладают повышенной жёсткостью и устойчивостью к поперечным

деформациям. Их высокая усталостная выносливость обеспечивает надёжную работу конструкции при многократных переменных нагрузках.

3. Установлено, что треугольное очертание гофра обеспечивает более высокую устойчивость стенки за счёт направленного рассеивания напряжений, особенно в зонах приложения сосредоточенных крановых нагрузок. Это имеет критическое значение при эксплуатации в тяжёлых режимах (6К–8К по ISO/ГОСТ).

4. Выявлено, что эффективная работа таких балок достигается при учёте взаимодействия между гофрированной стенкой и поясами, с обязательным включением эксцентриситета нагрузки (смещения рельса относительно нейтральной оси) и возникающих изгибно-крутильных эффектов в расчётную модель.

5. Разработана и формализована расчётная методика оценки несущей способности балок с треугольно-гофрированной стенкой. Методика учитывает неспособность гофрированной стенки воспринимать продольные нормальные усилия, что требует пересмотра инерционных характеристик и перехода к уточнённым расчётным схемам.

6. Показано, что устойчивость гофрированной стенки в значительной степени определяется геометрией гофра (высотой, шагом, углом наклона складок), длиной свободного участка между поясами, а также параметрами сдвиговой и изгибной жёсткости. Это требует точного подбора гофрированной формы на стадии проектирования.

7. Расчёты по первой группе предельных состояний, дополненные уточнением коэффициентов устойчивости и приведённых сопротивлений, обеспечивают надёжную оценку прочности балки при комбинированных статических и циклических нагрузках, характерных для кранового оборудования.

8. Обнаружено, что действующие нормативные документы (СН РК, СП, а также EN 1993-1-5) преимущественно ориентированы на расчёт гофрированных стенок в мостах и покрытиях. Адаптированных положений для расчёта подкрановых балок с гофрированной стенкой в них недостаточно или они отсутствуют вовсе.

9. Подтверждена необходимость разработки отечественной или адаптированной расчётной методики, специально предназначенной для балок с треугольным очертанием гофра. Данный тип геометрии не охвачен современными стандартами, что ограничивает их применение в инженерной практике.

10. Установлено, что несмотря на наличие значительного числа исследований, в настоящее время отсутствует комплексная и верифицированная инженерная методика ручного расчёта подкрановых балок с треугольно-гофрированной стенкой. Особенно актуальной остаётся задача корректного учёта эксцентриситета крановой нагрузки. Данный пробел обосновывает необходимость выполнения теоретических и экспериментальных исследований, проведённых в рамках настоящей диссертационной работы.

3 ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ГОФРИРОВАННЫХ СТЕНОК ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК С РАЗЛИЧНЫМ ОЧЕРТАНИЕМ ГОФРОВ И ИХ ПАРАМЕТРОВ

3.1 Исследование влияния гофрированной стенки на деформативность

В 2014 г. было проведено исследование влияния гофрированной стенки на несущую способность холодногнутых стальных балок с трапецеидальным гофром при действии двухточечной нагрузки. Эксперимент, выполненный на шести образцах, показал, что балки с углом наклона гофра 30° обладают на 25 % большей несущей способностью по сравнению с аналогичными балками с плоской стенкой, тогда как угол 45° обеспечивает лишь незначительное повышение прочностных характеристик. При этом деформативность балок с гофрированной стенкой уменьшилась (до 7,85 мм против 12,5 мм у балок с плоской стенкой), что свидетельствует о повышении их жесткости. Гофрирование также способствует предотвращению потери устойчивости стенки, смещая характер разрушения на локальную деформацию поясных элементов [135].

В работе Elamary [136] исследуется влияние трапецевидной гофрированной стенки на изгибную прочность стальных балок. Экспериментальные исследования и численное моделирование, выполненные с использованием программного комплекса ANSYS, показали, что деформативность балок с гофрированной стенкой увеличивается, а их несущая способность снижается на 10–20 % по сравнению с балками с плоской стенкой, особенно в случае некомпактных фланцев. Для композитных балок «бетон–сталь» с гофрированной стенкой также наблюдается увеличение прогибов, однако расчётные значения изгибающих моментов соответствуют экспериментальным с точностью до 95 %. Установлено, что оптимизация геометрии гофров позволяет минимизировать деформации при сохранении прочностных характеристик конструкции.

В 2019 г. было исследовано изгибное поведение стальных балок с гофрированной стенкой путём сравнительного анализа балок с плоской стенкой и различными формами гофров: трапецеидальной, прямоугольной, синусоидальной и зигзагообразной, при воздействии двухточечной нагрузки. Численное моделирование, выполненное в программной среде ANSYS, показало, что наибольшую жёсткость и несущую способность демонстрируют балки с прямоугольной гофрированной стенкой, превышающей характеристики плоской стенки на 6,5–13 %. Уменьшение размеров гофра (например, с 100 мм до 75 мм) приводит к увеличению несущей способности на 3,85 %, тогда как её увеличение до 150 мм вызывает снижение на 5,77 %. При этом деформативность конструкции эффективно контролируется, особенно при оптимизации геометрических параметров гофров [137].

В работе [138] представлено численное исследование работы стальных балок с гофрированными стенками, выполненное методом конечных элементов в среде ANSYS. В рамках анализа было рассмотрено 207 моделей, по

результатам которого установлено, что угол наклона гофра является ключевым параметром: его увеличение от 0° до 90° приводит к росту несущей способности на 8,19–184,49 %. Повышение толщины стенки в диапазоне от 1,5 до 4,5 мм увеличивает несущую способность на 3,53–45,01 %, а увеличение общей высоты балки от 400 до 800 мм – на 19,72–131,81 %. В то же время рост глубины гофра и ширины плоской панели оказывает негативное влияние, снижая нагрузочную способность на 1,21–34,92 %. В целом гофрированные стенки обеспечивают более высокую устойчивость конструкции по сравнению с плоскими аналогами.

В статье [6, с.1-16] рассматривается влияние геометрических параметров гофрированной стенки на механические характеристики стальных балок двутаврового сечения на основе испытаний при четырёхточечном изгибе. В исследовании анализируется деформативность балок с различными амплитудами гофра и толщинами стенки в сравнении с балками с плоской стенкой. Полученные результаты показывают, что величина прогиба балок с гофрированной стенкой в большей степени зависит от формы синусоидального профиля, чем от толщины стенки: при увеличении внешней нагрузки на 50 % деформация возрастает менее чем на 30 %. В то же время для балок с плоской стенкой аналогичное увеличение толщины приводит к росту прогиба до 290 %. Это подчёркивает преимущество гофрированных стенок в повышении жёсткости конструкции при сохранении её несущей способности.

3.2. Методика расчёта и исходные данные

3.2.1 Обоснование выбора расчетных схем, нагрузки и граничных условий

Для теоретического расчёта были приняты три уровня сосредоточенной нагрузки, соответствующие воздействию от одного колеса мостового крана общего назначения грузоподъёмностью 12,5 т, 32 т и 50 т соответственно. Величины сосредоточенных нагрузок составляют 9,5 т (95 кН), 22,5 т (225 кН) и 33,5 т (335 кН) в соответствии с данными источника [139]. Указанные значения отражают наиболее типовые случаи применения подкрановых балок в промышленном строительстве и охватывают диапазон эксплуатационных режимов от среднего до тяжёлого (группы 3К–5К по классификации [140]). Длина была принята для всех подкрановых балок 6 м.

Расчётная пролётная длина балок во всех случаях принята равной 6 м.

Для проведения сравнительного анализа были выбраны два типа подкрановых балок: с плоской стенкой и с гофрированной стенкой треугольного очертания. Хотя в ряде исследований рассматриваются балки с иными формами гофра – прямоугольными, трапециевидными, синусоидальными, – согласно промышленным стандартам, данные конфигурации практически не применяются в конструкциях для кранов общего назначения. Это обусловлено как технологическими трудностями формообразования при значительной толщине стенки, так и сниженной эффективностью при малой глубине гофра. Тем не менее, в перспективе возможно расширение направления исследования с

учётом альтернативных форм гофра при наличии соответствующего технологического обоснования.

В качестве базовой (эталонной) конструкции для сравнения была использована подкрановая балка с плоской стенкой по данным [141], в соответствии с рисунком 3.1. Геометрические характеристики этой балки приведены в таблице 3.1.

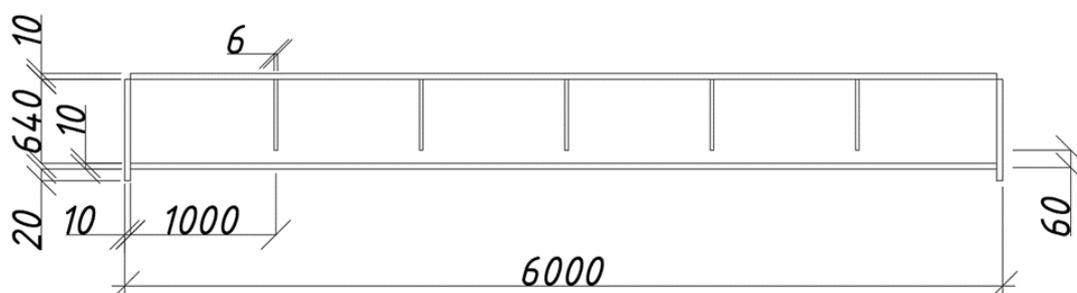


Рисунок 3.1 - Размеры подкрановой балки с плоской стенкой

Таблица 3.1 - Сравнительные размерные характеристики балки с плоской стенкой

Высота стенки h_w , мм	Толщина стенки t_w , мм	Ширина верхнего пояса b_{f1} , мм	Толщина верхнего пояса t_{f1} , мм	Ширина нижнего пояса b_{f2} , мм	Толщина нижнего пояса t_{f2} , мм	Общая высота балки h , мм
640	6	250	10	200	10	660
840	8	250	10	200	10	860
990	10	320	12	200	10	1012

Сосредоточенная нагрузка прикладывается к верхнему поясу балки, равномерно распределяясь по длине $l/2$ (половине пролёта), что моделирует воздействие колеса мостового крана в условиях статической постановки. Для учёта возможных отклонений положения колеса и несимметричного расположения крана в процессе эксплуатации введён эксцентриситет приложения нагрузки $e=15$ мм [142]. Это приближает расчётную схему к реальным условиям работы, при которых могут возникать дополнительные крутящие моменты и поперечные сдвиги, особенно в случае смещения рельса, динамического торможения либо смещения центра тяжести перемещаемого груза.

На данном этапе анализа влияние физической и геометрической нелинейности не учитывается. Расчёт выполняется в линейной постановке, на основе классической теории изгиба с использованием допущений о линейно-упругой работе материала. Такой подход позволяет получить базовые оценки напряжённо-деформированного состояния конструкции (прогибов и напряжений), которые в дальнейшем могут быть уточнены средствами численного моделирования.

Граничные условия заданы в виде шарнирно-неподвижной опоры с одной стороны пролёта и шарнирно-подвижной – с другой. Эта традиционная статически определимая схема опирания соответствует практике проектирования и эксплуатации подкрановых балок в пролетных зданиях и обеспечивает корректное сопоставление с условиями лабораторных испытаний.

Принятые расчётные схемы и параметры нагрузки позволяют объективно оценить влияние геометрических характеристик гофра на прогибы, устойчивость и несущую способность подкрановых балок с гофрированными стенками, а также обеспечить сопоставимость результатов с аналогичной балкой, выполненной с плоской стенкой.

3.2.2 Геометрические параметры, характеристики материалов

Численное исследование проведено с целью оптимизации комбинированного расчёта и подбора эффективных геометрических параметров гофрированной стенки подкрановой балки на основе существующих методик [143]. Для теоретического анализа были выбраны балки с гофрированной стенкой, имеющей длину одного гофра 480 мм и 640 мм. Эти значения приняты в качестве репрезентативных для начального этапа исследования, поскольку, согласно ранее опубликованным данным [144], в указанном диапазоне достигается наиболее рациональное соотношение между несущей способностью, устойчивостью и экономической эффективностью. Проведение последующих расчётов позволит подтвердить или откорректировать целесообразность выбора данного диапазона параметров.

Ниже приведены основные характеристики сравниваемых подкрановых балок:

Балка ПБ–1, длина балки l – 6000 мм, высота стенки балки h_w – 640 мм, толщина стенки t_w – 6 мм при гибкости $\lambda=106,67$, толщина полки t_f – 10 мм, ширина верхней полки b_{f1} – 250 мм, ширина нижней полки b_{f2} – 200 мм, опорное ребро толщиной t – 10 мм. Толщина ребер жесткости t_p – 6 мм. Шаг ребер жесткости – 1 м [127, с.115]. Марка стали 3сп, предел текучести $R_y = 339,7$ Н/мм² (339,7 МПа) (прил. И).

Балка ПБ–2, длина балки l – 6000 мм, высота стенки балки h_w – 640 мм, толщина стенки t_w – 6 мм при гибкости $\lambda=106,67$, высота волны гофра f_r – 80 мм, длина полуволны гофра L_r – 240 мм, радиус загиба гофра 30 мм [123, с.67], в соответствии с рисунком 3.2. Данные параметры гофра являются эффективными по результатам, полученным в [145]. Толщина полки t_f – 10 мм, ширина верхней полки b_{f1} – 250 мм, ширина нижней полки b_{f2} – 200 мм, опорное ребро толщиной t – 10 мм. Длина гофрированной стенки l – 6333,3 мм. Марка стали 3сп, предел текучести $R_y = 339,7$ Н/мм² (339,7 МПа) (прил. И).

Балка ПБ–3, длина балки l – 6000 мм, высота стенки балки h_w – 640 мм, толщина стенки t_w – 6 мм при гибкости $\lambda=106,67$, высота волны гофра f_r – 80 мм, длина полуволны гофра L_r – 320 мм, радиус загиба гофра 30 мм. Данные параметры гофра являются эффективными по результатам, полученным в [144,

с.139]. Толщина полки $t_f - 10$ мм, ширина верхней полки $b_{f1} - 250$ мм, ширина нижней полки $b_{f2} - 200$ мм, опорное ребро толщиной $t - 10$ мм. Длина гофрированной стенки $l - 6187,4$ мм. Марка стали 3сп, предел текучести $R_y = 339,7$ Н/мм² (339,7 МПа) (прил. И).

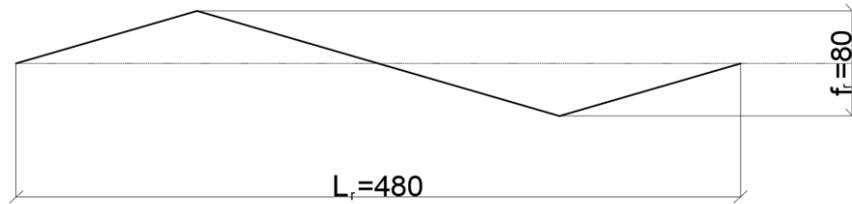


Рисунок 3.2 – Двутавровая балка с поперечно–гофрированной стенкой с гофрами треугольного очертания: L_r – длина волны гофра равная 480 (мм); f_r 80– высота волны гофра (мм).

Нагружение балок осуществлялось в соответствии с рисунком 3.3. Величина расчетной сосредоточенной нагрузки принята $P = 95$ кН.

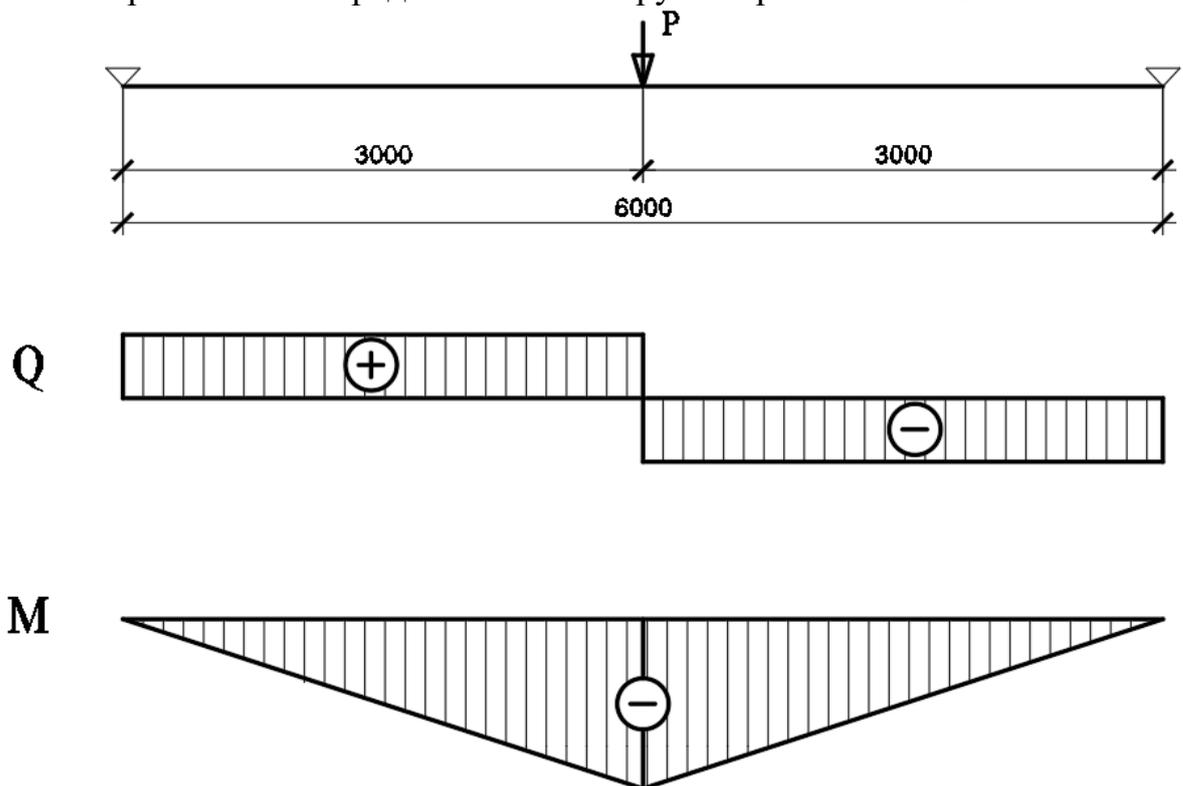


Рисунок 3.3 – Схема нагружения моделей

3.2.3 Обоснование необходимости сравнения подкрановых балок с гофрированной и плоской стенкой

В условиях возрастания требований к эффективному использованию строительных материалов и надёжной работе мостовых и козловых кранов в

промышленных зданиях особенно актуальной становится задача оптимизации конструктивных решений несущих элементов. Одним из перспективных направлений является применение гофрированных стенок в подкрановых балках. Однако, несмотря на наличие ряда исследований, посвящённых таким конструкциям, объективная сравнительная оценка их работы по отношению к традиционным балкам с плоскими стенками в условиях крановых нагрузок остаётся недостаточно полной – особенно при анализе конструкций в идентичных граничных и нагрузочных условиях.

Необходимость сравнительного анализа обоснована следующими положениями:

1. Различие в механической работе стенки. В гофрированной стенке практически отсутствует работа на продольные нормальные напряжения при изгибе, в отличие от плоской, что существенно влияет на распределение усилий в поперечном сечении и требует уточнения расчётной схемы.

2. Отличия в жёсткостных характеристиках. Предполагается, что гофрированная стенка обладает меньшей жёсткостью на кручение и изгиб, однако обеспечивает большую устойчивость при восприятии поперечной силы, что требует количественной оценки.

3. Металлоёмкость и технологичность. Балки с гофрированной стенкой часто позиционируются как более лёгкие и экономичные решения, однако эти утверждения требуют верификации при сопоставимых условиях нагружения и изготовления.

4. Влияние эксцентриситеты нагрузки. Распределение напряжений в поясах и стенке при наличии эксцентриситета нагрузки, характерного для реальных условий работы подкрановых балок, может существенно различаться в зависимости от типа стенки, что важно для оценки надёжности конструкции.

Таким образом, сравнительный анализ подкрановых балок с плоской и гофрированной стенкой представляет собой не только методический приём валидации расчётной модели, но и научно обоснованный способ выявления конструктивных преимуществ, ограничений и областей рационального применения. Полученные результаты могут служить основой для разработки рекомендаций по выбору оптимальных конструктивных решений при проектировании и производстве металлоконструкций для подкрановых путей.

3.3 Исследование влияния очертания и параметров гофра на механические свойства гофрированной стенки

В таблице 3.2 приведены результаты численного моделирования напряжённо-деформированного состояния трёх моделей подкрановых балок при приложении вертикальной нагрузки величиной 95 кН без эксцентриситета.

Таблица 3.2 - Показатели НДС стенок подкрановых балок при нагрузке 95 кН и нулевом эксцентриситете

Обозначение модели	σ_{loc} , кН/см ²	$\sigma_{loc,cr}$, кН/см ²	τ , кН/см ²	τ_{cr} , кН/см ²	Прогиб в середине, мм
ПБ-1	5,86	26,26	1,24	14,59	3,42
ПБ-2	5,86	95,92	1,37	47,86	4,13
ПБ-3	5,86	62,84	1,37	36,41	4,12

Представлены значения максимальных местных нормальных напряжений (σ_{loc}), критических значений нормальных местных напряжений ($\sigma_{loc,cr}$), касательных напряжений (τ), соответствующих критических касательных напряжений (τ_{cr}), а также вертикальных прогибов в середине пролёта.

Из анализа данных видно, что при одинаковом уровне локальных напряжений ($\sigma_{loc} = 5,86$ кН/см²) изменение формы и параметров гофра оказывает существенное влияние на критические напряжения и прогиб. Так, балка ПБ-2 демонстрирует наиболее высокие значения $\sigma_{loc,cr}$ и τ_{cr} (95,92 и 47,86 кН/см² соответственно), что указывает на повышенную устойчивость стенки к потере устойчивости и сдвигу по сравнению с другими моделями. Модель ПБ-3 показывает промежуточные значения по сравнению с ПБ-1 и ПБ-2. При этом прогиб ПБ2 и ПБ3 увеличен по сравнению с ПБ-1, но остаётся в пределах упругой работы конструкции. Таким образом, геометрические характеристики гофра оказывают значительное влияние на эксплуатационные характеристики подкрановых балок.

Ниже представлена таблица 3.3, в которой приведены значения прогибов подкрановых балок при расчётной нагрузке 95 кН.

Таблица 3.3 - Прогибы подкрановых балок при 95 кН

Прогиб при эксцентриситете	ПБ-1	ПБ-2	ПБ-3
15 мм	3,45	4,15	4,15
-15 мм	3,45	4,1	4,09

Сравнение расчётных прогибов моделей ПБ-1, ПБ-2 и ПБ-3 при одинаковой нагрузке и эксцентриситете 15 мм показывает, что балки с гофрированной стенкой (ПБ-2 и ПБ-3) демонстрируют несколько большие значения прогиба (в пределах 4,15–4,10 мм и 4,15–4,09 мм соответственно) по сравнению с балкой с плоской стенкой (ПБ-1 – 3,45 мм). Это связано с тем, что гофрированная стенка, обладая геометрией «аккордеона», практически не воспринимает продольные нормальные напряжения, что снижает изгибную жёсткость балки. Однако благодаря увеличенному сопротивлению сдвигу по слабой оси, обусловленному поперечным профилированием стенки, деформативность остаётся контролируемой, а форма конструкции – устойчивой при внешнем воздействии.

Для балки с плоской стенкой наблюдается закономерное увеличение прогиба при росте эксцентриситета нагрузки. Это объясняется тем, что эксцентриситет вызывает дополнительный изгибающий момент, суммирующийся с основным моментом от сосредоточенной силы, в результате чего увеличивается максимальное напряжение и прогиб. При смещении нагрузки от нейтральной оси усиливается кривизна балки, вызывая рост вертикальных перемещений.

В отличие от этого, в балках с гофрированной стенкой влияние эксцентриситета частично компенсируется за счёт повышенной жёсткости при сдвиге и специфического распределения напряжений, возникающих вследствие поперечного гофра (таблица 3.4). Таким образом, в плоской стенке эксцентриситет всегда усиливает прогиб, выступая в роли дополнительного рычага, тогда как в гофрированной – эффект частично нивелируется благодаря геометрическим и жёсткостным особенностям профиля.

Таблица 3.4 – Сравнение прогибов моделей ПБ–1, ПБ–2 и ПБ–3 при нагрузке 95 кН и эксцентриситете ± 15 мм

Модель балки	Тип стенки	Прогиб, мм (мин–макс)	Характеристика поведения
ПБ–1	Плоская	3,45	Минимальный прогиб, симметричная жёсткость, высокая изгибная устойчивость
ПБ–2	Гофрированная	4,10–4,15	Умеренно повышенный прогиб, частичная компенсация эксцентриситета за счёт сдвиговой жёсткости
ПБ–3	Гофрированная	4,09–4,15	Поведение аналогично ПБ–2, деформативность сохраняется в пределах упругой работы

Сравнительный анализ НДС подкрановых балок при нагрузке 225 кН

Характеристики сравниваемых подкрановых балок:

Балка ПБ–4, длина балки l – 6000 мм, высота стенки балки h_w – 840 мм, толщина стенки t_w – 8 мм при гибкости $\lambda=105$, толщина полки t_f – 10 мм, ширина верхней полки b_{f1} – 250 мм, ширина нижней полки b_{f2} – 200 мм, опорное ребро толщиной t – 10 мм. Толщина ребер жесткости t_p – 8 мм. Шаг ребер жесткости – 1 м. Марка стали 3сп, предел текучести $R_y = 339,7$ Н/мм² (310 МПа) (прил. И).

Балка ПБ–5, длина балки l – 6000 мм, высота стенки балки h_w – 840 мм, толщина стенки t_w – 8 мм при гибкости $\lambda=105$, высота волны гофра f_r – 80 мм, длина полуволны гофра L_r – 240 мм, радиус загиба гофра 30 мм. Данные параметры гофра являются эффективными по результатам, полученным в [145, с.162]. толщина полки t_f – 10 мм, ширина верхней полки b_{f1} – 250 мм, ширина нижней полки b_{f2} – 200 мм, опорное ребро толщиной t – 10 мм. Длина гофрированной стенки l – 6333,3 мм. Марка стали 3сп, предел текучести $R_y = 310$ Н/мм² (310 МПа) (прил. И).

Балка ПБ–6, длина балки l – 6000 мм, высота стенки балки h_w – 640 мм, толщина стенки t_w – 6 мм при гибкости $\lambda=106,67$, высота волны гофра f_r – 80 мм, длина полуволны гофра L_r – 320 мм, радиус загиба гофра 30 мм. Данные параметры гофра являются эффективными по результатам, полученным в [144, с.139]. толщина полки t_f – 10 мм, ширина верхней полки b_{f1} – 250 мм, ширина нижней полки b_{f2} – 200 мм, опорное ребро толщиной t – 10 мм. Длина гофрированной стенки l – 6187,4 мм. Марка стали 3сп, предел текучести $R_y = 310$ Н/мм² (310 МПа) (прил. И).

В таблице 3.5 приведены результаты численного моделирования напряжённо-деформированного состояния трёх моделей подкрановых балок при приложении вертикальной нагрузки величиной 225 кН без эксцентриситета.

Таблица 3.5 - Показатели НДС стенок подкрановых балок при нагрузке 225 кН и нулевом эксцентриситете

Обозначение модели	σ_{loc} , кН/см ²	$\sigma_{loc,cr}$, кН/см ²	τ , кН/см ²	τ_{cr} , кН/см ²	Прогиб в середине, мм
ПБ-4	10,42	28,87	1,67	17,15	4,07
ПБ-5	10,42	152,51	1,86	56,57	5,2
ПБ-6	10,42	96,94	1,86	42,23	5,18

Представлены значения максимальных местных нормальных напряжений (σ_{loc}), критических значений нормальных местных напряжений ($\sigma_{loc,cr}$), касательных напряжений (τ), соответствующих критических касательных напряжений (τ_{cr}), а также вертикальных прогибов в середине пролёта.

Из анализа данных видно, что при одинаковом уровне локальных напряжений ($\sigma_{loc} = 10,42$ кН/см²) изменение формы и параметров гофра оказывает существенное влияние на критические напряжения и прогиб. Так, балка ПБ-5 демонстрирует наиболее высокие значения $\sigma_{loc,cr}$ и τ_{cr} (152,51 и 56,57 кН/см² соответственно), что указывает на повышенную устойчивость стенки к потере устойчивости и сдвигу по сравнению с другими моделями. Модель ПБ-6 показывает промежуточные значения по сравнению с ПБ-4 и ПБ-5. При этом прогиб ПБ-5 и ПБ-6 увеличен по сравнению с ПБ-4, но остаётся в пределах упругой работы конструкции. Таким образом, геометрические характеристики гофра оказывают значительное влияние на эксплуатационные характеристики подкрановых балок.

Сравнительный анализ нормативного прогиба подкрановых балок от нагрузки 225 кН, приложенной с эксцентриситетом. Ниже представлена таблица 3.6, в которой приведены значения прогибов подкрановых балок при расчётной нагрузке 225 кН и эксцентриситете 15 мм.

Таблица 3.6 - Прогибы подкрановых балок

Прогиб при эксцентриситете	ПБ-4	ПБ-5	ПБ-6
15 мм	4,1	5,23	5,22
-15 мм	4,1	5,16	5,15

Сравнительный анализ расчётных прогибов моделей ПБ-4, ПБ-5 и ПБ-6 при одинаковой нагрузке и эксцентриситете показывает, что балки с гофрированной стенкой (ПБ-5 и ПБ-6) демонстрируют несколько большие значения прогиба – в пределах 5,23–5,16 мм и 5,22–5,15 мм соответственно – по сравнению с балкой с плоской стенкой (ПБ-4), для которой прогиб составляет 4,10 мм. Подобное поведение объясняется тем, что гофрированная стенка из-за эффекта «гармошки» практически не воспринимает продольные нормальные напряжения при изгибе, что приводит к снижению общей изгибной жёсткости балки. Вместе с тем, благодаря повышенному сопротивлению сдвигу по слабой оси, обусловленному поперечным профилированием стенки, конструкция сохраняет контролируемую деформативность и устойчивость формы.

В балках с плоской стенкой наблюдается характерное увеличение прогиба при росте эксцентриситета приложения нагрузки. Это связано с тем, что смещённая нагрузка вызывает дополнительный изгибающий момент, суммирующийся с основным, что приводит к увеличению результирующего изгибающего момента и, как следствие, к возрастанию прогиба. В таких случаях смещение нагрузки относительно нейтральной оси вызывает более выраженное искривление балки.

В отличие от этого, гофрированные стенки, обладая высокой жёсткостью на сдвиг, частично компенсируют влияние эксцентриситета, особенно при смещении нагрузки в сторону гофра. Таким образом, в балках с плоской стенкой эксцентриситет однозначно усиливает изгиб и прогиб (таблица 3.7), в то время как в балках с гофрированной стенкой проявляется частичный компенсирующий эффект, обусловленный геометрическими и жёсткостными особенностями гофра.

Таблица 3.7 – Сравнение прогибов моделей ПБ-4, ПБ-5 и ПБ-6 при нагрузке 335 кН и эксцентриситете ± 15 мм

Модель балки	Тип стенки	Прогиб, мм (мин–макс)	Характеристика поведения
ПБ-4	Плоская	4,10	Минимальный прогиб, высокая изгибная жёсткость
ПБ-5	Гофрированная	5,16–5,23	Повышенный прогиб, жёсткость снижается за счёт «эффекта гармошки»
ПБ-6	Гофрированная	5,15–5,22	Поведение аналогично ПБ-5, прогиб выше, но в пределах упругой работы

Вывод по результатам сравнения:

Результаты анализа показывают, что при прочих равных условиях балки с гофрированной стенкой (ПБ–5 и ПБ–6) демонстрируют большие значения прогиба по сравнению с моделью с плоской стенкой (ПБ–4), что объясняется особенностями перераспределения напряжений и снижением продольной жёсткости гофрированных панелей. Тем не менее, благодаря высокой жёсткости на сдвиг, обусловленной поперечным профилированием, прогибы гофрированных балок остаются в допустимых пределах, а влияние эксцентриситета частично компенсируется. Это подтверждает эффективность применения гофрированных стенок при соблюдении рациональных конструктивных параметров.

Сравнительный анализ подкрановых балок при нагрузке 335 кН. Характеристики сравниваемых подкрановых балок:

Балка ПБ–7, длина балки l – 6000 мм, высота стенки балки h_w – 990 мм, толщина стенки t_w – 10 мм при гибкости $\lambda=99$, толщина верхней полки t_{f1} – 12 мм, толщина нижней полки t_{f2} – 10 мм, ширина верхней полки b_{f1} – 320 мм, ширина нижней полки b_{f2} – 200 мм, опорное ребро толщиной t – 10 мм. Толщина ребер жесткости t_p – 10 мм. Шаг ребер жесткости – 1 м. Марка стали 3сп, предел текучести $R_y = 327 \text{ Н/мм}^2$ (327 МПа) (прил. И).

Балка ПБ–8, длина балки l – 6000 мм, высота стенки балки h_w – 990 мм, толщина стенки t_w – 10 мм при гибкости $\lambda=99$, высота волны гофра f_r – 80 мм, длина полуволны гофра L_r – 240 мм, радиус загиба гофра 30 мм. Данные параметры гофра являются эффективными по результатам, полученным в [145, с.162]. толщина верхней полки t_{f1} – 12 мм, толщина нижней полки t_{f2} – 10 мм, ширина верхней полки b_{f1} – 320 мм, ширина нижней полки b_{f2} – 200 мм, опорное ребро толщиной t – 10 мм. Длина гофрированной стенки l – 6333,3 мм. Марка стали 3сп, предел текучести $R_y = 327 \text{ Н/мм}^2$ (327 МПа) (прил. И).

Балка ПБ–9, длина балки l – 6000 мм, высота стенки балки h_w – 990 мм, толщина стенки t_w – 10 мм при гибкости $\lambda=99$, высота волны гофра f_r – 80 мм, длина полуволны гофра L_r – 320 мм, радиус загиба гофра 30 мм. Данные параметры гофра являются эффективными по результатам, полученным в [144, с.139]. толщина полки верхней полки t_{f1} – 12 мм, толщина нижней полки t_{f2} – 10 мм, ширина верхней полки b_{f1} – 320 мм, ширина нижней полки b_{f2} – 200 мм, опорное ребро толщиной t – 10 мм. Длина гофрированной стенки l – 6187,4 мм. Марка стали 3сп, предел текучести $R_y = 327 \text{ Н/мм}^2$ (327 МПа) (прил. И).

В таблице 3.8 приведены результаты численного моделирования напряжённо-деформированного состояния трёх моделей подкрановых балок при приложении вертикальной нагрузки величиной 335 кН без эксцентриситета.

Таблица 3.8 - Показатели НДС стенок подкрановых балок при нагрузке 335 кН и нулевом эксцентриситете

Обозначение модели	σ_{loc} , кН/см ²	$\sigma_{loc,cr}$, кН/см ²	τ , кН/см ²	τ_{cr} , кН/см ²	Прогиб в середине, мм
ПБ-7	12,41	37,5	1,69	21,91	3,08
ПБ-8	12,41	230,21	1,88	67,35	4,09
ПБ-9	12,41	140,11	1,88	49,95	4,08

Представлены значения максимальных местных нормальных напряжений (σ_{loc}), критических значений нормальных местных напряжений ($\sigma_{loc,cr}$), касательных напряжений (τ), соответствующих критических касательных напряжений (τ_{cr}), а также вертикальных прогибов в середине пролёта.

Анализ полученных данных показывает, что при одинаковом уровне локальных напряжений ($\sigma_{loc} = 12,41$ кН/см²) изменение формы и геометрических параметров гофра оказывает существенное влияние на критические напряжения и прогиб балки. Наиболее высокие значения критических нормальных и касательных напряжений ($\sigma_{loc,cr} = 230,21$ кН/см² и $\tau_{cr} = 67,35$ кН/см² соответственно) продемонстрировала модель ПБ-8, что свидетельствует о её повышенной устойчивости к потере местной устойчивости и сдвигу по сравнению с другими вариантами. Модель ПБ-9 показала промежуточные значения указанных параметров относительно балок ПБ-7 и ПБ-8.

При этом расчётный прогиб моделей ПБ-8 и ПБ-9 оказался несколько выше по сравнению с ПБ-7, однако остаётся в пределах упругой работы конструкции и не превышает предельных допустимых значений. Таким образом, геометрические характеристики гофра оказывают существенное влияние на напряжённо-деформированное состояние и эксплуатационные показатели подкрановых балок, что подтверждает необходимость их оптимального подбора на стадии проектирования.

Сравнительный анализ нормативного прогиба подкрановых балок от нагрузки 335 кН, приложенной с эксцентриситетом. Ниже приведена таблица 3.9, в которой показаны прогибы подкрановых балок при 335 кН и эксцентриситете 15 мм.

Таблица 3.9 - Прогибы подкрановых балок при 335 кН и эксцентриситете 15 мм

Прогиб при эксцентриситете	ПБ-7	ПБ-8	ПБ-9
15 мм	3,1	4,11	4,1
-15 мм	3,1	4,06	4,05

При сравнении прогибов моделей ПБ-7, ПБ-8 и ПБ-9 при одинаковой нагрузке и эксцентриситете, наблюдается, что балки с гофрированной стенкой (ПБ-8 и ПБ-9) демонстрируют несколько больший прогиб (4,11–4,06 мм и 4,10–

4,05 мм соответственно) по сравнению с балкой с плоской стенкой (ПБ-7 - 3,1 мм). Это связано с тем, что гофрированная стенка, обладая эффектом «гармошки», практически не воспринимает продольные нормальные напряжения, что снижает общую изгибную жёсткость. Вместе с тем, за счёт повышенного сопротивления сдвигу по слабой оси, обусловленного поперечным профилированием, деформативность остаётся контролируемой, а конструкция – устойчивой.

В балке с плоской стенкой прогиб увеличивается с ростом эксцентриситета, поскольку он создаёт дополнительный изгибающий момент, суммирующийся с основным. Это ведёт к росту максимального изгибающего момента и, как следствие, – прогиба. Смещённая от нейтральной оси нагрузка вызывает более выраженное искривление.

В отличие от этого, в балке с гофрированной стенкой смещение нагрузки в сторону гофра частично компенсируется за счёт повышенной жёсткости на сдвиг. Поэтому в таких балках эксцентриситет не всегда приводит к увеличению прогиба. В плоской стенке подобной компенсации нет: эксцентриситет всегда усиливает прогиб, действуя как дополнительный рычаг.

По результатам численного моделирования подкрановых балок с различными типами стенок при трёх уровнях нагрузки – 95, 225 и 335 кН – установлено, что применение гофрированной стенки позволяет существенно повысить предельные значения нормальных и касательных напряжений, ответственных за устойчивость. При этом увеличение вертикальных прогибов по сравнению с балками с плоской стенкой остаётся незначительным (таблица 3.10), что объясняется особенностями работы гофра: снижением изгибной жёсткости при частичной компенсации за счёт повышенной жёсткости на сдвиг.

Таблица 3.10 – Сравнение прогибов моделей ПБ–7, ПБ–8 и ПБ–9 при эксцентриситете ± 15 мм

Модель балки	Тип стенки	Прогиб, мм (мин–макс)	Характеристика поведения
ПБ–7	Плоская	3,10	Минимальный прогиб, симметричное напряжённое состояние, высокая изгибная жёсткость
ПБ–8	Гофрированная	4,06–4,11	Повышенный прогиб, снижение изгибной жёсткости за счёт «эффекта гармошки», частичная компенсация сдвиговой жёсткостью
ПБ–9	Гофрированная	4,05–4,10	Поведение аналогично ПБ–8, деформация остаётся в пределах упругого режима

Ниже приведена итоговая таблица 3.11 прогибов подкрановых балок.

Таблица 3.11 – Прогибы подкрановых балок моделей ПБ–1...ПБ–9 при эксцентриситете ± 15 мм

Модель балки	Тип стенки	Прогиб, мм при +15 мм	Прогиб, мм при –15 мм	Характеристика поведения
ПБ–1	Плоская	3,45	3,45	Минимальный прогиб, симметричная жёсткость, высокая изгибная устойчивость
ПБ–2	Гофрированная	4,15	4,10	Умеренно повышенный прогиб, частичная компенсация эксцентриситета за счёт сдвиговой жёсткости
ПБ–3	Гофрированная	4,15	4,09	Поведение аналогично ПБ–2, деформативность в пределах упругой работы
ПБ–4	Плоская	4,10	4,10	Высокая жёсткость при симметричной нагрузке, надёжная устойчивость
ПБ–5	Гофрированная	5,23	5,16	Повышенный прогиб, снижение изгибной жёсткости из-за эффекта «гармошки»
ПБ–6	Гофрированная	5,22	5,15	Поведение аналогично ПБ–5, прогиб выше, но в пределах допуска
ПБ–7	Плоская	3,10	3,10	Минимальный прогиб, высокая жёсткость, нечувствительность к эксцентриситету
ПБ–8	Гофрированная	4,11	4,06	Частичная компенсация эксцентриситета, устойчивое поведение
ПБ–9	Гофрированная	4,10	4,05	Поведение аналогично ПБ–8, деформация в упругом диапазоне

Выводы по результатам анализа прогибов:

1. Минимальные значения прогибов показали балки с плоской стенкой (ПБ–1, ПБ–4, ПБ–7), где прогиб составил от 3,10 до 4,10 мм независимо от направления эксцентриситета. Это объясняется высокой изгибной жёсткостью и симметричностью работы стенки по отношению к нейтральной оси.

2. Балки с гофрированной стенкой (ПБ–2, ПБ–3, ПБ–5, ПБ–6, ПБ–8, ПБ–9) продемонстрировали повышенные значения прогибов – от 4,05 до 5,23 мм. Увеличение прогиба связано с тем, что гофрированная стенка практически не воспринимает продольные нормальные напряжения из-за «эффекта гармошки», что снижает изгибную жёсткость.

3. При этом, несмотря на увеличение прогиба, все значения находятся в пределах нормативных требований (предельное значение составляет $l/400 = 15$ мм для пролёта 6 м, что подтверждает допустимость применения гофрированных стенок при грамотном подборе параметров гофра.

4. Модели ПБ–8 и ПБ–9, несмотря на гофрированную стенку, показали сбалансированные прогибы (4,05–4,11 мм), демонстрируя частичную компенсацию эксцентриситета за счёт повышенной жёсткости при сдвиге. Это делает такие модели перспективными с точки зрения устойчивости и ресурса конструкции.

5. Наибольший прогиб (5,23 мм) зафиксирован у модели ПБ–5, что свидетельствует о необходимости дополнительной оптимизации геометрии гофра или возможного введения поперечных рёбер жёсткости для повышения изгибной жёсткости.

6. В балках с гофрированной стенкой наблюдается некоторая асимметрия в значениях прогиба при ± 15 мм эксцентриситете, в соответствии с рисунком 3.4, что обусловлено геометрической неоднородностью профиля гофра.

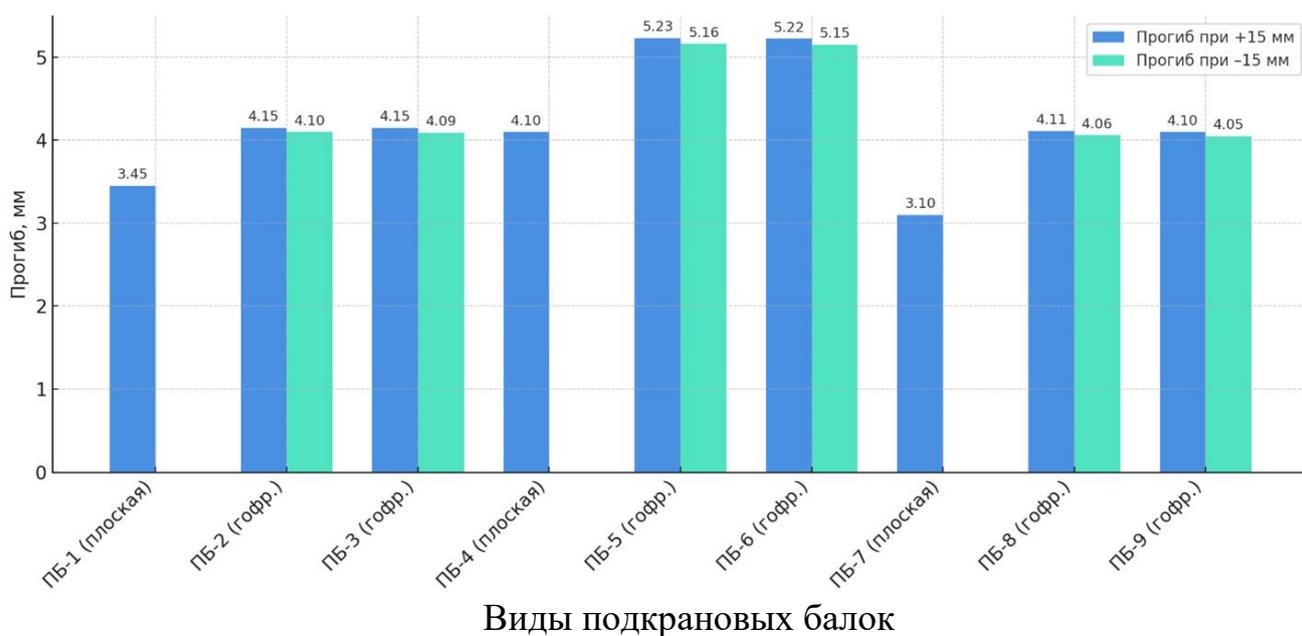


Рисунок 3.4 - Сравнение прогибов подкрановых балок при эксцентриситете ± 15 мм

3.4 Сравнительный анализ подкрановых балок по расходу стали

Одним из ключевых критериев эффективности конструктивных решений в строительной практике является снижение металлоёмкости при сохранении требуемых прочностных и эксплуатационных характеристик. В данном подразделе представлена сравнительная оценка общей массы подкрановых балок с плоской и гофрированной стенкой (модели ПБ-1 – ПБ-9), рассчитанных на восприятие нагрузок от мостовых кранов различной грузоподъёмности: 12,5 т, 32 т и 50 т (нагрузка от одного колеса составляет соответственно 9,5 т, 22,5 т и 33,5 т согласно серии [139, с.4-6]).

Подкрановые балки и нагрузки, прикладываемые к ним, условно разделены на 3 группы, согласно таблице 3.12.

Таблица 3.12 - Группы подкрановых балок

Группы	Наименование модели	Грузоподъемность крана, т	Нагрузка от колеса, кН
1 группа	ПБ-1, ПБ-2, ПБ-3	12,5	95
2 группа	ПБ-4, ПБ-5, ПБ-6	32	225
3 группа	ПБ-7, ПБ-8, ПБ-9	50	335

3.4.1 Подкрановые балки первой группы

В расчётах учтены массы следующих элементов балок: стенки, верхнего и нижнего поясов, опорных рёбер, а также дополнительных рёбер жёсткости (в случае подкрановых балок с плоской стенкой).

- Масса ПБ-1:

Стенка:

$$m_w = 0,64\text{м} \times 0,006\text{м} \times 6\text{м} \times 7850\text{кг/м}^3 = 180,9 \text{ кг}$$

Верхний пояс:

$$m_{f1} = 0,25\text{м} \times 0,01\text{м} \times 6\text{м} \times 7850\text{кг/м}^3 = 117,8 \text{ кг}$$

Нижний пояс:

$$m_{f2} = 0,2\text{м} \times 0,01\text{м} \times 6\text{м} \times 7850\text{кг/м}^3 = 94,2 \text{ кг}$$

Опорные ребра:

$$m_{ws} = 0,66\text{м} \times 0,01\text{м} \times 0,2\text{м} \times 7850\text{кг/м}^3 \times 2 \text{ шт} = 20,72 \text{ кг}$$

Поперечные ребра жёсткости:

$$m_s = 0,58\text{м} \times 0,006\text{м} \times 0,1\text{м} \times 7850\text{кг/м}^3 \times 10 \text{ шт} = 27,32 \text{ кг}$$

Сводная масса:

$$\Sigma = (180,86 + 94,2 + 117,75 + 20,72 + 27,32) \times 1,01 = 445,3 \text{ кг}$$

где:

1,01 – коэффициент, учитывающий массу сварных швов.

- Масса ПБ-2:

$$m_w = 0,64\text{м} \times 0,006\text{м} \times 6,333\text{м} \times 7850\text{кг/м}^3 = 190,9 \text{ кг}$$

$$m_{f1} = 0,25\text{м} \times 0,01\text{м} \times 6\text{м} \times 7850\text{кг/м}^3 = 117,8 \text{ кг}$$

$$m_{f2} = 0,2\text{м} \times 0,01\text{м} \times 6\text{м} \times 7850\text{кг/м}^3 = 94,2 \text{ кг}$$

$$m_{ws} = 0,66\text{м} \times 0,01\text{м} \times 0,2\text{м} \times 7850\text{кг/м}^3 = 10,4 \text{ кг}$$

$$\Sigma = (180,9 + 94,2 + 117,8 + 10,4 \times 2) \times 1.01 = 427,9 \text{ кг}$$

Экономия массы ПБ-2 по сравнению с массой ПБ-1 составляет 3,9 %.

- Масса ПБ-3:

$$m_w = 0,64\text{м} \times 0,006\text{м} \times 6,187\text{м} \times 7850\text{кг/м}^3 = 186,5 \text{ кг}$$

$$m_{f1} = 0,25\text{м} \times 0,01\text{м} \times 6\text{м} \times 7850\text{кг/м}^3 = 117,8 \text{ кг}$$

$$m_{f2} = 0,2\text{м} \times 0,01\text{м} \times 6\text{м} \times 7850\text{кг/м}^3 = 94,2 \text{ кг}$$

$$m_{ws} = 0,66\text{м} \times 0,01\text{м} \times 0,2\text{м} \times 7850\text{кг/м}^3 = 10,4 \text{ кг}$$

$$\Sigma = (180,9 + 94,2 + 117,8 + 10,4 \times 2) \times 1,01 = 423,5 \text{ кг}$$

Экономия массы ПБ-3 по сравнению с массой ПБ-1 составляет 4,9 %.

3.4.2 Подкрановые балки второй группы

- Масса ПБ-4:

$$m_w = 0,84\text{м} \times 0,008\text{м} \times 6\text{м} \times 7850\text{кг/м}^3 = 316,5 \text{ кг}$$

$$m_{f1} = 0,25\text{м} \times 0,01\text{м} \times 6\text{м} \times 7850\text{кг/м}^3 = 117,8 \text{ кг}$$

$$m_{f2} = 0,2\text{м} \times 0,01\text{м} \times 6\text{м} \times 7850\text{кг/м}^3 = 94,2 \text{ кг}$$

$$m_{ws} = 0,86\text{м} \times 0,01\text{м} \times 0,2\text{м} \times 7850\text{кг/м}^3 = 13,5 \text{ кг}$$

$$m_s = 0,78\text{м} \times 0,008\text{м} \times 0,1\text{м} \times 7850\text{кг/м}^3 = 4,9 \text{ кг}$$

$$\Sigma = (316,5 + 94,2 + 117,8 + 13,5 \times 2 + 4,9 \times 10) \times 1,01 = 610,5 \text{ кг}$$

- Масса ПБ-5:

$$m_w = 0,84\text{м} \times 0,008\text{м} \times 6,333\text{м} \times 7850\text{кг/м}^3 = 334,1 \text{ кг}$$

$$m_{f1} = 0,25\text{м} \times 0,01\text{м} \times 6\text{м} \times 7850\text{кг/м}^3 = 117,8 \text{ кг}$$

$$m_{f2} = 0,2\text{м} \times 0,01\text{м} \times 6\text{м} \times 7850\text{кг/м}^3 = 94,2 \text{ кг}$$

$$m_{ws} = 0,86\text{м} \times 0,01\text{м} \times 0,2\text{м} \times 7850\text{кг/м}^3 = 13,5 \text{ кг}$$

$$\Sigma = (326,4 + 94,2 + 117,8 + 13,5 \times 2) \times 1,01 = 578,8 \text{ кг}$$

Экономия массы ПБ-5 по сравнению с массой ПБ-4 составляет 5,2 %.

- Масса ПБ-6:

$$m_w = 0,84\text{м} \times 0,008\text{м} \times 6,187\text{м} \times 7850\text{кг/м}^3 = 326,4 \text{ кг}$$

$$m_{f1} = 0,25\text{м} \times 0,01\text{м} \times 6\text{м} \times 7850\text{кг/м}^3 = 117,8 \text{ кг}$$

$$m_{f2} = 0,2\text{м} \times 0,01\text{м} \times 6\text{м} \times 7850\text{кг/м}^3 = 94,2 \text{ кг}$$

$$m_{ws} = 0,86\text{м} \times 0,01\text{м} \times 0,2\text{м} \times 7850\text{кг/м}^3 = 13,5 \text{ кг}$$

$$\Sigma = (326,4 + 94,2 + 117,8 + 13,5 \times 2) \times 1,01 = 571,1 \text{ кг}$$

Экономия массы ПБ-6 по сравнению с массой ПБ-4 составляет 6,5 %.

3.4.3 Подкрановые балки третьей группы

- Масса ПБ-7:

$$m_w = 0,99\text{м} \times 0,01\text{м} \times 6\text{м} \times 7850\text{кг/м}^3 = 446,3 \text{ кг}$$

$$m_{f1} = 0,32\text{м} \times 0,012\text{м} \times 6\text{м} \times 7850\text{кг/м}^3 = 180,9 \text{ кг}$$

$$m_{f2} = 0,2\text{м} \times 0,01\text{м} \times 6\text{м} \times 7850\text{кг/м}^3 = 94,2 \text{ кг}$$

$$m_{ws} = 1,01м \times 0,01м \times 0,2м \times 7850кг/м^3 = 15,9 кг$$

$$m_s = 0,93м \times 0,01м \times 0,1м \times 7850кг/м^3 = 7,3 кг$$

$$\Sigma = (466,3 + 94,2 + 180,9 + 15,9 \times 2 + 7,3 \times 10) \times 1,01 = 854,7 кг$$

где:

m_w – масса стенки, кг;

m_{f1} – масса верхнего пояса, кг;

m_{f2} – масса нижнего пояса, кг;

m_{ws} – масса опорного ребра, кг;

m_s – масса ребра жесткости, кг;

1,01 – коэффициент, учитывающий массу сварных швов.

- Масса ПБ-8:

$$m_w = 0,99м \times 0,01м \times 6,333м \times 7850кг/м^3 = 492,2 кг$$

$$m_{f1} = 0,32м \times 0,012м \times 6м \times 7850кг/м^3 = 180,9 кг$$

$$m_{f2} = 0,2м \times 0,01м \times 6м \times 7850кг/м^3 = 94,2 кг$$

$$m_{ws} = 1,01м \times 0,01м \times 0,2м \times 7850кг/м^3 = 15,9 кг$$

$$\Sigma = (480,8 + 94,2 + 180,9 + 15,9 \times 2) \times 1,01 = 807,1 кг$$

Экономия массы ПБ-5 по сравнению с массой ПБ-4 составляет 5,6 %.

- Масса ПБ-9:

$$m_w = 0,99м \times 0,01м \times 6,187м \times 7850кг/м^3 = 480,8 кг$$

$$m_{f1} = 0,32м \times 0,012м \times 6м \times 7850кг/м^3 = 180,9 кг$$

$$m_{f2} = 0,2м \times 0,01м \times 6м \times 7850кг/м^3 = 94,2 кг$$

$$m_{ws} = 1,01м \times 0,01м \times 0,2м \times 7850кг/м^3 = 15,9 кг$$

$$\Sigma = (480,8 + 94,2 + 180,9 + 15,9 \times 2) \times 1,01 = 795,6 кг$$

Экономия массы ПБ-6 по сравнению с массой ПБ-4 составляет 6,9 %.

Проведённое сравнение показало, что применение гофрированной стенки в конструкции подкрановой балки позволяет сократить массу конструкции на 3,9–6,9 % (таблица 3.13), в соответствии с рисунком 3.5, в зависимости от величины воспринимаемой нагрузки. Это подтверждает эффективность использования гофрированных стенок с точки зрения ресурсосбережения, особенно в условиях массового строительства и при проектировании промышленных заводов с мостовыми кранами [146].

Таблица 3.13 - Масса подкрановых балок ПБ-1...ПБ-9

Модель балки	Масса, кг
ПБ-1	445,3
ПБ-2	427,9
ПБ-3	423,5
ПБ-4	610,5
ПБ-5	578,8
ПБ-6	571,1
ПБ-7	854,7
ПБ-8	807,1
ПБ-9	795,6

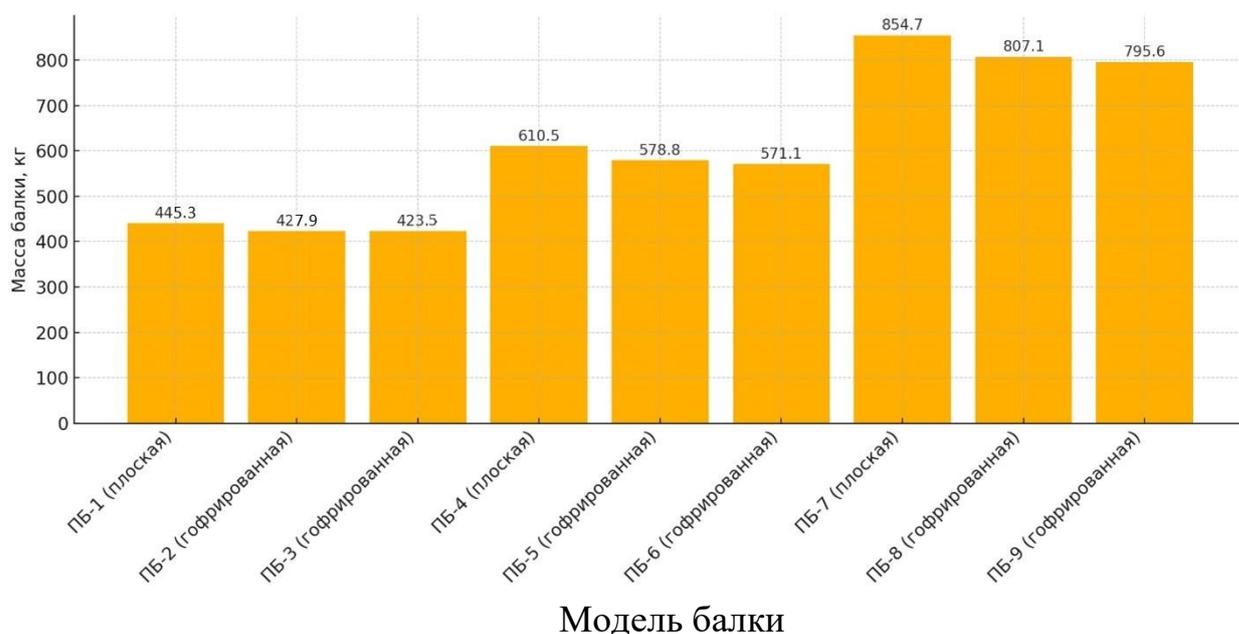


Рисунок 3.5 - Сравнение массы подкрановых балок ПБ-1...ПБ-9 с различным типом стенки

Выводы по графику сравнения масс балок ПБ-1...ПБ-9:

1. Балки с гофрированной стенкой (ПБ-2, ПБ-3, ПБ-5, ПБ-6, ПБ-8, ПБ-9) в большинстве случаев оказываются менее металлоёмкими или сопоставимыми по массе с соответствующими балками с плоской стенкой, несмотря на наличие более сложной геометрии стенки и увеличенной длины гофра.

2. Максимальная масса наблюдается у балки ПБ-7 (плоская стенка) – около 843,7 кг, что объясняется не только большим габаритом сечения, но и необходимостью усиленного армирования стенки рёбрами жёсткости.

3. Минимальная масса – у ПБ-1 (плоская стенка) – 445,3 кг, что объясняется лёгким режимом крановой нагрузки (12,5 т) и малой высотой балки.

4. Балки с гофрированной стенкой типа ПБ-2, ПБ-5 и ПБ-8 показывают оптимальное сочетание массы и несущей способности: при сопоставимой или меньшей массе по сравнению с плоскими аналогами они

обеспечивают требуемую устойчивость и воспринимают сложные сдвиговые воздействия.

5. Использование гофрированных стенок позволяет уменьшить массу балки до 5–7 % при сохранении функциональных характеристик (пример – ПБ–5 vs ПБ–4, ПБ–8 vs ПБ–7).

6. При увеличении грузоподъёмности крана разница в массе между гофрированными и плоскими балками увеличивается в пользу гофрированных конструкций, что особенно важно для экономии стали при массовом производстве.

Заключение:

Применение гофрированных стенок в подкрановых балках – рациональное решение с точки зрения снижения металлоёмкости при обеспечении требуемых расчётных показателей. Наиболее выигрышным оно оказывается при средней и высокой грузоподъёмности.

3.5 Сравнительный анализ конструктивной эффективности подкрановых балок

Процесс изготовления крановых путей включает основные этапы: подготовку, сборку и сварку конструктивных элементов. Технологическая последовательность при этом определяется конструктивными особенностями балки, в первую очередь – типом её стенки. Для балок с плоской стенкой сборка осуществляется по упрощённой схеме: стенка вырезается из листа, после чего к ней привариваются верхний и нижний пояса, а также устанавливаются продольные и поперечные ребра жёсткости. В случае гофрированной стенки требуется предварительная операция профилирования листа (например, холодная или горячая гибка по шаблону), что усложняет как технологию, так и требования к точности сопряжения с поясами. Кроме того, из-за неоднородного геометрического контура стенки возрастает трудоёмкость сварки и контроля качества швов. Эти различия необходимо учитывать при проектировании и выборе рационального типа балки для конкретных условий эксплуатации.

3.5.1 Изготовление подкрановой балки с плоской стенкой

На первом этапе изготовления осуществляется сборка ствола балки, включающего стенку и два пояса, на сборочном участке. После предварительного выверения и установки элементов в проектное положение выполняется их временная фиксация для предотвращения деформаций в процессе перемещения и сварки. Далее ствол балки передаётся на сварочный участок, где осуществляется сварка стенки с верхним и нижним поясами.

После завершения данной операции полуфабрикат возвращается на сборочный участок для установки поперечных и продольных рёбер жёсткости, предназначенных для повышения несущей способности конструкции. Монтаж рёбер осуществляется с соблюдением проектных размеров и требований к

геометрии. Затем балка вновь поступает на сварочный участок, где выполняется окончательная приварка рёбер жёсткости.

Данный дополнительный этап сборки и сварки приводит к увеличению общего технологического времени изготовления конструкции, особенно в случае применения балок с развитой системой рёбер и повышенными требованиями к точности [25, с.34-39].

3.5.2 Изготовление подкрановой балки с гофрированной стенкой

Технология изготовления сварных балок с гофрированной стенкой имеет существенные отличия по сравнению с производством традиционных балок с плоской стенкой. После формирования ствола балки, включающего гофрированную стенку и два пояса, выполняется их сварка – как правило, в одном технологическом цикле. Конструктивная конфигурация гофрированной стенки обеспечивает необходимую пространственную жёсткость и устойчивость без применения дополнительных рёбер жёсткости, что позволяет исключить соответствующие этапы сборки и сварки.

После приварки торцевых элементов (например, опорных ребер, закладных деталей) конструкция считается завершённой. Таким образом, технология изготовления балок с гофрированной стенкой характеризуется пониженной трудоёмкостью за счёт сокращения числа производственных операций и уменьшения количества перемещений полуфабрикатов между сборочными и сварочными участками. Это обеспечивает повышение технологической эффективности, снижение себестоимости и сокращение производственного цикла.

Формирование гофра осуществляется путём холодной прокатки плоского стального листа между двумя вращающимися навстречу друг другу зубчатыми роликами, в соответствии с рисунком 3.6. Набор сменных зубчатых пластин (матриц), устанавливаемых на роликах, позволяет регулировать геометрические параметры профилирования. Проведённые экспериментальные испытания опытного образца оборудования подтвердили эффективность выбранного метода гофрирования. Управляемая одним оператором установка обеспечивает обработку листов шириной до 1600 мм и толщиной до 8,0 мм при скорости 10–12 м/мин. Это в 3–4 раза превышает производительность традиционного прессового гофрирования.

Одним из существенных преимуществ метода роликовой прокатки является равномерность толщины стенки по длине листа, что исключает локальные участки истончения и сохраняет исходные механические характеристики стали. В отличие от прессового метода, при котором возможна потеря прочностных свойств материала в зонах концентрированных деформаций, предложенная технология демонстрирует высокую надёжность и повторяемость результатов.

Кроме того, разработанная на её основе гибкая технология полностью решила задачу промышленного производства гофрированных стенок, в соответствии с рисунком 3.7, и обеспечила увеличение ежегодной

производственной мощности сварных двутавровых балок системы «Алма-Ата» – с 10 000 до 12 000 тонн в год. Это соответствует выпуску приблизительно 600 000–800 000 м² элементов покрытий и перекрытий, что подтверждает высокую эффективность внедрённого технологического решения [25, с.37-41].

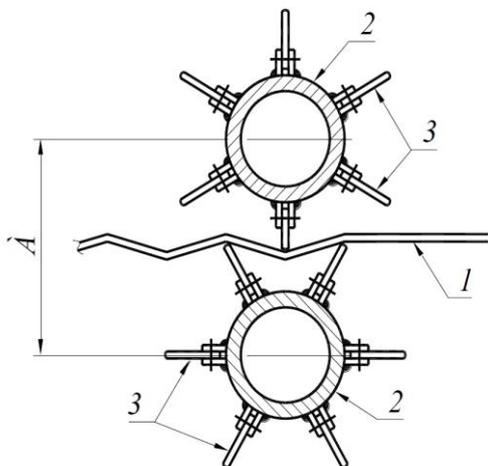


Рисунок 3.6 – Принципиальная схема гофрирования стального листа на ротационной машине. 1 – стальной лист, 2 – верхний и нижний валки, 3 – съемные пластины для образования гофров, А – регулируемое расстояние между валками.



Рисунок 3.7 - Гофрированные стенки в сборочном цеху

Выводы по разделу 3

1. Влияние формы гофра на деформативность. Проведённый анализ показал, что применение гофрированных стенок, особенно с трапецидальным профилем (угол 30°), повышает несущую способность балки на 25%, а прямоугольная гофра увеличивает изгибную жёсткость на 6,5–13%. Прогиб при этом снижается до 7,85 мм по сравнению с 12,5 мм у балок с плоскими стенками, что свидетельствует об улучшении структурных характеристик.

2. НДС при равномерной нагрузке 95 кН (без эксцентриситета). Расчёты показали, что модель ПБ-2 с гофрированной стенкой обладает наибольшими критическими напряжениями (95,92 кН/см²), демонстрируя улучшенную устойчивость. Прогибы конструкций находились в пределах 3,42–4,13 мм, что соответствует условиям упругой работы.

3. НДС при нагрузке 95 кН с эксцентриситетом 15 мм. Балки ПБ-2 и ПБ-3 с гофрированной стенкой продемонстрировали прогибы в диапазоне 4,1–4,15 мм против 3,45 мм у ПБ-1. Это обусловлено снижением изгибной жёсткости стенки из-за эффекта «гармошки», частично компенсируемым её высокой сдвиговой жёсткостью.

4. НДС при равномерной нагрузке 225 кН. Балка ПБ-5 (с гофрированной стенкой) достигла максимального уровня критических напряжений ($152,51 \text{ кН/см}^2$) и показала прогибы в пределах 4,07–5,2 мм, что подчёркивает влияние геометрии гофра на прочностные характеристики.

5. Деформативность при нагрузке 225 кН с эксцентриситетом. Балки ПБ-5 и ПБ-6 демонстрировали прогибы 5,16–5,23 мм, что выше значения 4,1 мм у балки с плоской стенкой (ПБ-4). Причиной является снижение изгибной жёсткости гофрированной стенки при одновременном сохранении высокой сдвиговой устойчивости.

6. НДС при нагрузке 335 кН без эксцентриситета. Наиболее высокие критические напряжения ($230,21 \text{ кН/см}^2$) были получены у балки ПБ-8 с гофрированной стенкой, при этом прогиб находился в пределах 3,08–4,09 мм, что подтверждает её высокую устойчивость в упругом диапазоне.

7. Прогиб при нагрузке 335 кН с эксцентриситетом 15 мм. Балки ПБ-8 и ПБ-9 (гофрированные) показали прогибы 4,06–4,11 мм, в то время как плоская балка ПБ-7 – 3,1 мм. Это указывает на снижение изгибной жёсткости гофрированной стенки, но при сохранении контролируемой деформативности.

8. Сравнение масс балок. Балки с гофрированной стенкой (ПБ-2, ПБ-3, ПБ-5, ПБ-6, ПБ-8, ПБ-9) позволяют снизить массу конструкции на 3,9–6,9% по сравнению с плоскими аналогами (ПБ-1, ПБ-4, ПБ-7), что подтверждает их эффективность в контексте ресурсосбережения.

9. Оценка трудоёмкости изготовления. Балки с гофрированной стенкой требуют на 31% меньше трудозатрат по сравнению с конструкциями, содержащими рёбра жёсткости, благодаря сокращению числа сварочных операций и упрощённой сборке [Приложение Г].

10. Экономическая эффективность. Расчёты показали, что стоимость изготовления балок с гофрированной стенкой (ПБ-2, ПБ-3) составляет 974–984 €, что существенно ниже по сравнению с ПБ-1 (1202 €), вследствие меньшей массы и трудоёмкости производства [Приложение Д].

11. Ограниченность экспериментальных данных. Недостаточное количество комплексных экспериментальных исследований ограничивает точность оценки поведения гофрированных стенок в условиях комбинированных воздействий, что требует дальнейших экспериментальных изысканий.

12. Необходимость развития аналитических моделей. Отсутствие развитых математических моделей для анализа подкрановых балок с гофрированной стенкой затрудняет инженерную оптимизацию и повышает зависимость от численных методов (МКЭ).

4 МАТЕМАТИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ СВАРНЫХ ДВУТАВРОВЫХ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК

Определение наиболее эффективной формы гофра для последующих исследований осуществлялось на основе совокупности параметров, задействованных в сравнительном анализе различных геометрических конфигураций. Достоверность анализа прямо зависит от количества и полноты учитываемых параметров. К числу основных показателей отнесены: максимальная ширина панели гофра, толщина материала гофрированной стенки, глубина профиля гофра, приведённый момент инерции, приведённый минимальный момент сопротивления, а также иные структурные характеристики, оказывающие влияние на прочностные и деформационные свойства.

Сравнительное исследование выполнено для гофров треугольной конфигурации при варьировании толщины стенки от 6 до 10 мм, а также для стенок с плоским очертанием соответствующей толщины. С целью систематизации полученных результатов численные данные представлены в табличной форме и дополнительно визуализированы в виде графиков.

Определение требуемых параметров осуществлялось с использованием численного моделирования в программной среде постпроцессора «Тонус», функционирующего на базе программного комплекса Structure Computer-Aided Design (SCAD) [147, с.640-673].

4.1 Оценка геометрических параметров плоской стенки и гофров стенки с треугольной формой

При описании размерных параметров гофра применяется обозначение вида: $a \times b \times c / d$, где:

a – длина гофра, мм;

b – глубина гофра, мм;

c – толщина стенки, мм;

d – радиус загиба гофра, мм.

После построения численных моделей подкрановых балок с гофрированными стенками был выполнен расчётный анализ, результаты которого систематизированы и проанализированы с учётом всех геометрических особенностей рассматриваемых конструкций.

Координатные данные, представленные на рисунке 4.1, были импортированы в постпроцессор SCAD Тонус для последующего вычисления геометрических характеристик. Программный модуль «Тонус» специализируется на формировании поперечных сечений и определении их геометрических характеристик на основе положений теории тонкостенных конструкций.

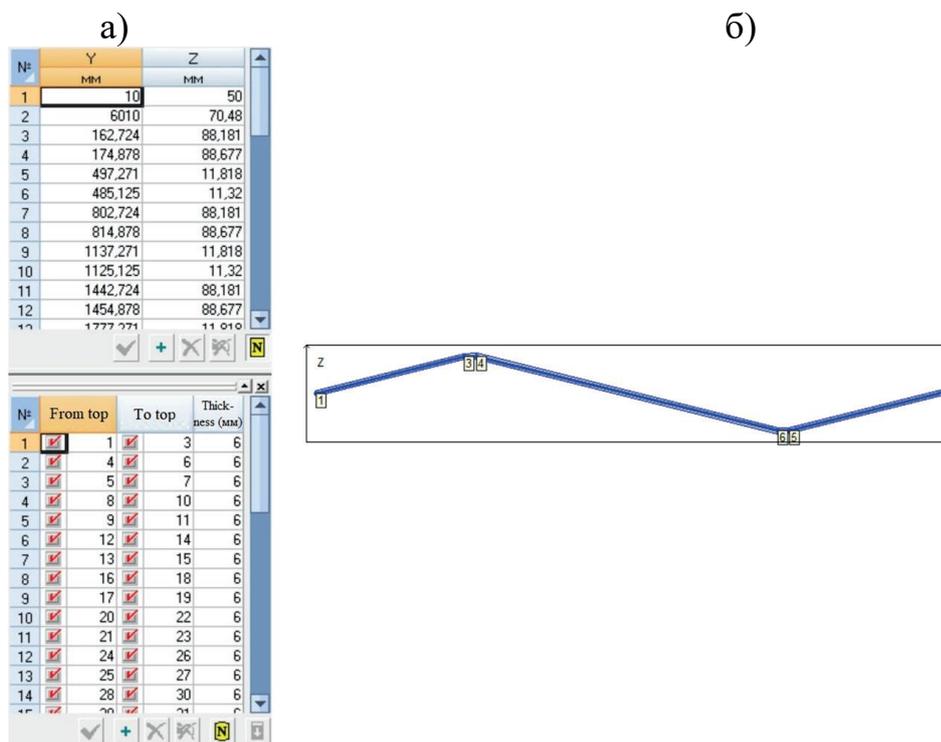


Рисунок 4.1 - Назначение координат для гофрированной стенки $640 \times 80 \times 6/30$ в постпроцессоре SCAD Tonus: а - координатное обозначение сечений; б - общий вид гофрированной панели.

Результаты теоретических и экспериментальных исследований, проведённых в 2019 году, позволили определить рациональные геометрические параметры гофрированных стенок толщиной 6, 8 и 10 мм. Наиболее эффективной признана конфигурация с длиной гофра 480 мм и глубиной 80 мм [149].

В рамках настоящего исследования были получены иные значения оптимальных параметров, что обусловлено отличиями в характере нагружения и эксплуатационных требованиях, предъявляемых к подкрановым балкам. Для целей сравнительного анализа была выбрана одна балка с плоской стенкой и одиннадцать вариантов балок с треугольными гофрированными стенками различной геометрии.

Координаты крайних точек сечений гофрированной стенки определялись в соответствии с условиями моделирования; схема координат представлена на рисунке 4.2.

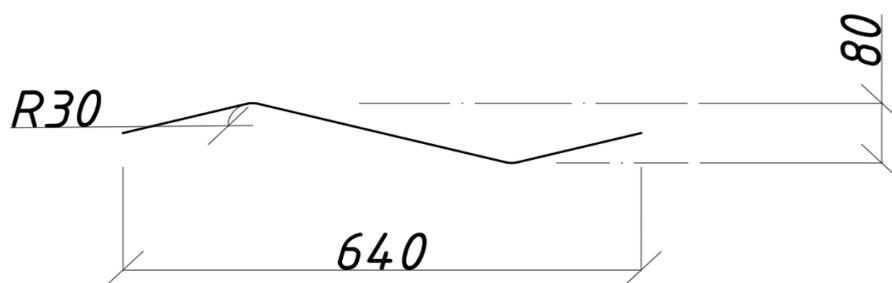


Рисунок 4.2 - Размеры гофрированной стенки $640 \times 80 \times 6/30$

4.2 Оценка влияния параметров гофров на жесткость и прочность стенки

Настоящее исследование направлено на оценку конструкционных свойств подкрановых балок с плоскими и гофрированными стенками при различных режимах нагружения. Сочетание численного моделирования и экспериментальных испытаний позволило провести комплексный анализ распределения напряжений, характера деформирования и несущей способности конструкций.

Полученные результаты подтверждают преимущества балок с гофрированными стенками по показателям механической эффективности и сниженной материалоемкости.

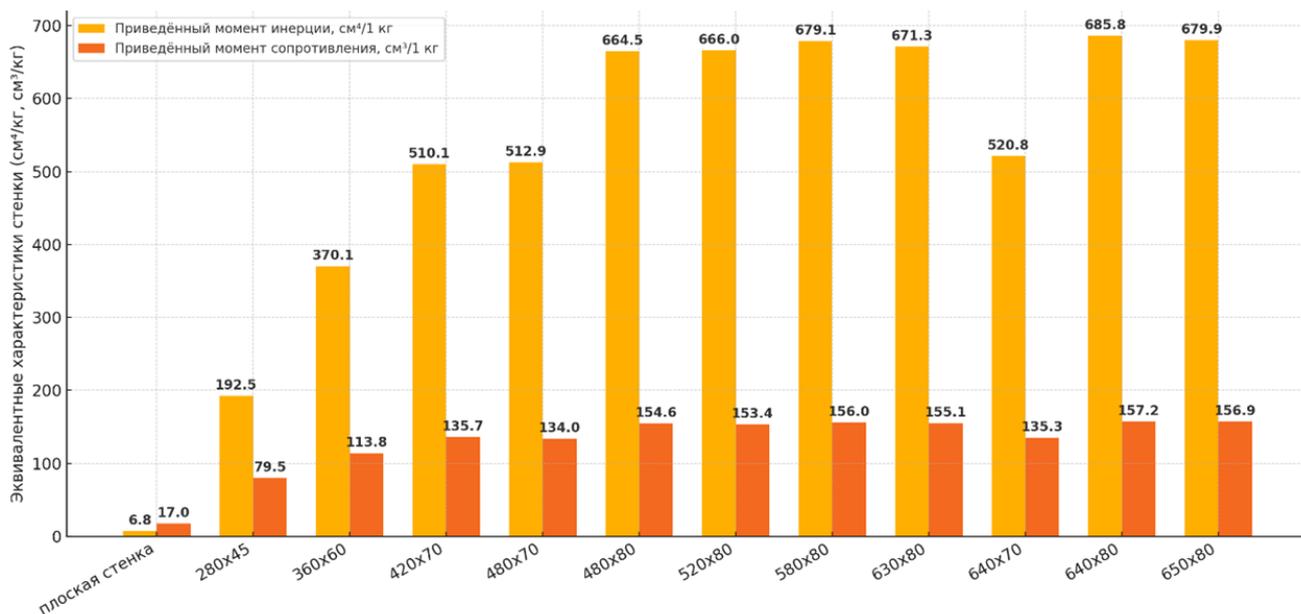
Для количественной оценки этих преимуществ проведено детальное сопоставление балок с различными типами стенок. Целью данного этапа является определение влияния геометрии стенки на конструкционную эффективность подкрановых балок.

Объектом сравнительного анализа выступают приведённые моменты инерции и сопротивления, при этом за основу принят параметр, сохраняющийся неизменным для всех исследуемых конфигураций гофра. Такой подход обеспечивает объективную комплексную оценку общей пространственной устойчивости конструкции и несущей способности стенки.

На рисунках 4.3–4.5 представлена динамика изменения приведённых (эквивалентных) моментов инерции и сопротивления относительно центральной оси Y_1 , нормированных на единицу массы гофрированной стали, для стенок различной толщины (6, 8 и 10 мм).

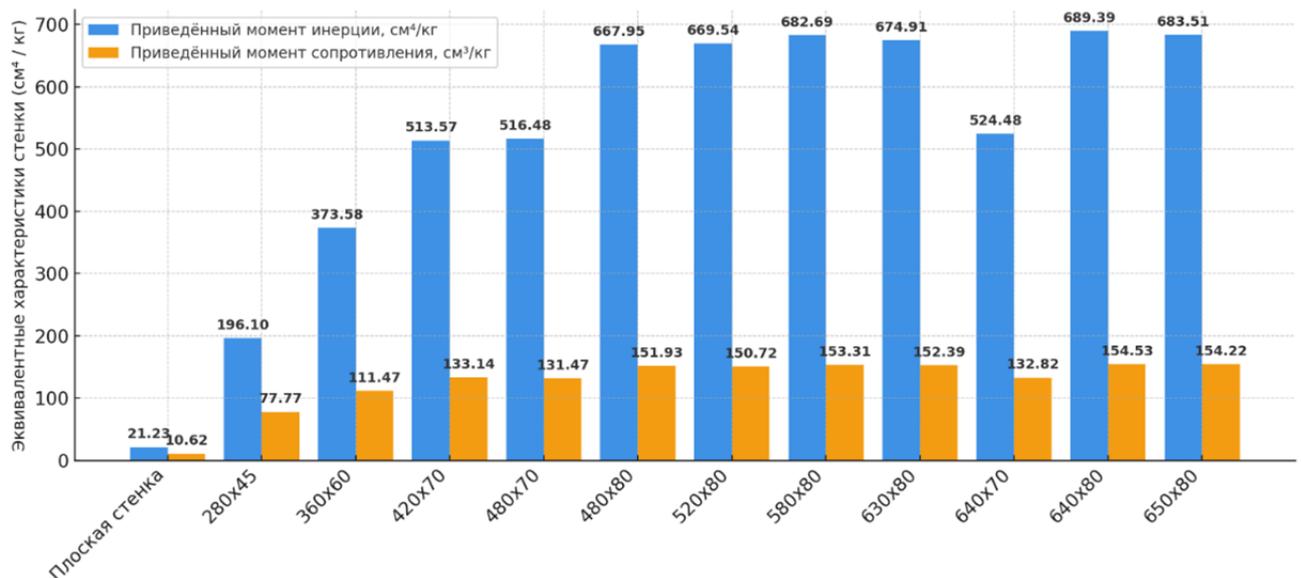


Рисунок 4.3 - Эквивалентные структурные характеристики стенок подкрановой балки толщиной 6 мм и радиусом закругления 30 мм



Типы сечения стенок подкрановой балки

Рисунок 4.4 - Эквивалентные структурные характеристики стенок подкрановой балки толщиной 8 мм и радиусом закругления 30 мм



Типы сечения стенок подкрановой балки

Рисунок 4.5 - Эквивалентные структурные характеристики стенок подкрановой балки толщиной 10 мм и радиусом закругления 30 мм

Приведенный момент инерции рассчитывается по следующей формуле (4.1):

$$I_{red} = \frac{1000I}{\rho A} \quad (4.1)$$

где:

I_{red} – приведенный момент инерции, см⁴/кг,

I – момент инерции, см⁴,
 ρ – плотность стали, г/см³,
 A – площадь поперечного сечения, см².

Приведённый момент сопротивления определяется аналогично (4.2):

$$W_{red} = \frac{1000W}{\rho A} \quad (4.2)$$

где:

W_{red} – приведенный момент сопротивления, см³/кг,

W – момент сопротивления, см³.

С учётом доминирующего влияния толщины полок на величину момента инерции (в сравнении с толщиной стенки), и принимая во внимание одинаковую толщину полок во всех вариантах (за исключением верхней полки балки с толщиной стенки 10 мм, где толщина полки составляет 12 мм), установлено следующее: для всех исследуемых вариантов наблюдается устойчивая тенденция увеличения эквивалентного момента инерции с ростом габаритов гофрированной стенки. Максимальные значения фиксируются при конфигурации 640×80 мм для всех исследуемых толщин.

Наибольший эквивалентный момент инерции составил 689,39 см⁴/кг при толщине стенки 10 мм. Минимальное значение (3,82 см⁴/кг) зафиксировано для сплошной стенки толщиной 6 мм.

Эквивалентный момент сопротивления демонстрирует аналогичную тенденцию, хотя и с меньшими колебаниями. Наибольшее значение – 154,53 см³/кг – также получено для стенки толщиной 10 мм, тогда как наименьшее - 12,74 см³/кг - зафиксировано для сплошной стенки толщиной 6 мм.

Увеличение толщины стенки способствует росту как момента инерции, так и момента сопротивления, что свидетельствует об улучшении несущей способности. Однако эффективность такого увеличения снижается при значительном росте геометрических размеров стенки, что указывает на наличие оптимального диапазона параметров гофра при проектировании подкрановых балок.

Проведённый анализ различных геометрических конфигураций гофрированных стенок при толщинах 6, 8 и 10 мм позволил выявить закономерности влияния длины и глубины гофра на конструктивные характеристики балки. Расчётные значения площади поперечного сечения, эквивалентной толщины сплошной стенки, а также приведённых моментов инерции и сопротивления подтверждают, что увеличение длины и глубины гофра способствует росту прочностных и жёсткостных характеристик.

Максимальные значения указанных параметров наблюдаются при конфигурации гофра 640×80 мм, что позволяет рассматривать её как наиболее рациональную с позиции несущей способности конструкции.

4.3 Подтверждение математической модели для расчета в ПК Лира-САПР 2024

По данным исследований [149, с.27-29] были определены рациональные геометрические параметры гофрированной стенки при её толщине 2 мм. Экспериментальные испытания проводились на натурной модели балки с гофрированной стенкой постоянного сечения в масштабе 1:1, в соответствии с рисунком 4.6. Конфигурация исследуемой балки включала полки размерами 150×6 мм и стенку высотой 600 мм, выполненную из листа толщиной 2 мм с параметрами гофра 280×45×2/30 мм. Пролёт исследуемой балки составлял 4200 мм.



Рисунок 4.6 - Вид балки БГС-1 после испытания

В процессе испытаний прикладываемая нагрузка контролировалась с использованием электронного динамометра, с дублированием показаний посредством манометра. Прогибы регистрировались электронными прогибомерами с точностью до 0,01 мм, при этом исключалось влияние перемещений, вызванных податливостью испытательной установки.

Расчётное значение нагрузки для испытываемых балок было принято равным 60 кН. Нагружение осуществлялось поэтапно: на первых двух этапах нагрузка увеличивалась на 10 кН, в последующих - на 5 кН. Выбор такого шага нагружения обусловлен относительно малой величиной прогибов. После каждого этапа выдерживался временной интервал, в течение которого фиксировались показания прогибомеров.

Испытания проводились по однопролётной схеме с приложением сосредоточенной силы в середине пролёта, в соответствии с рисунком 4.7. Концы балки опирались на шарнирно-неподвижную и шарнирно-подвижную опоры. Граничные условия задавались в узлах торцевой плиты: в левой опоре были зафиксированы степени свободы по осям X, Y и Z; в правой - по осям Y и Z.

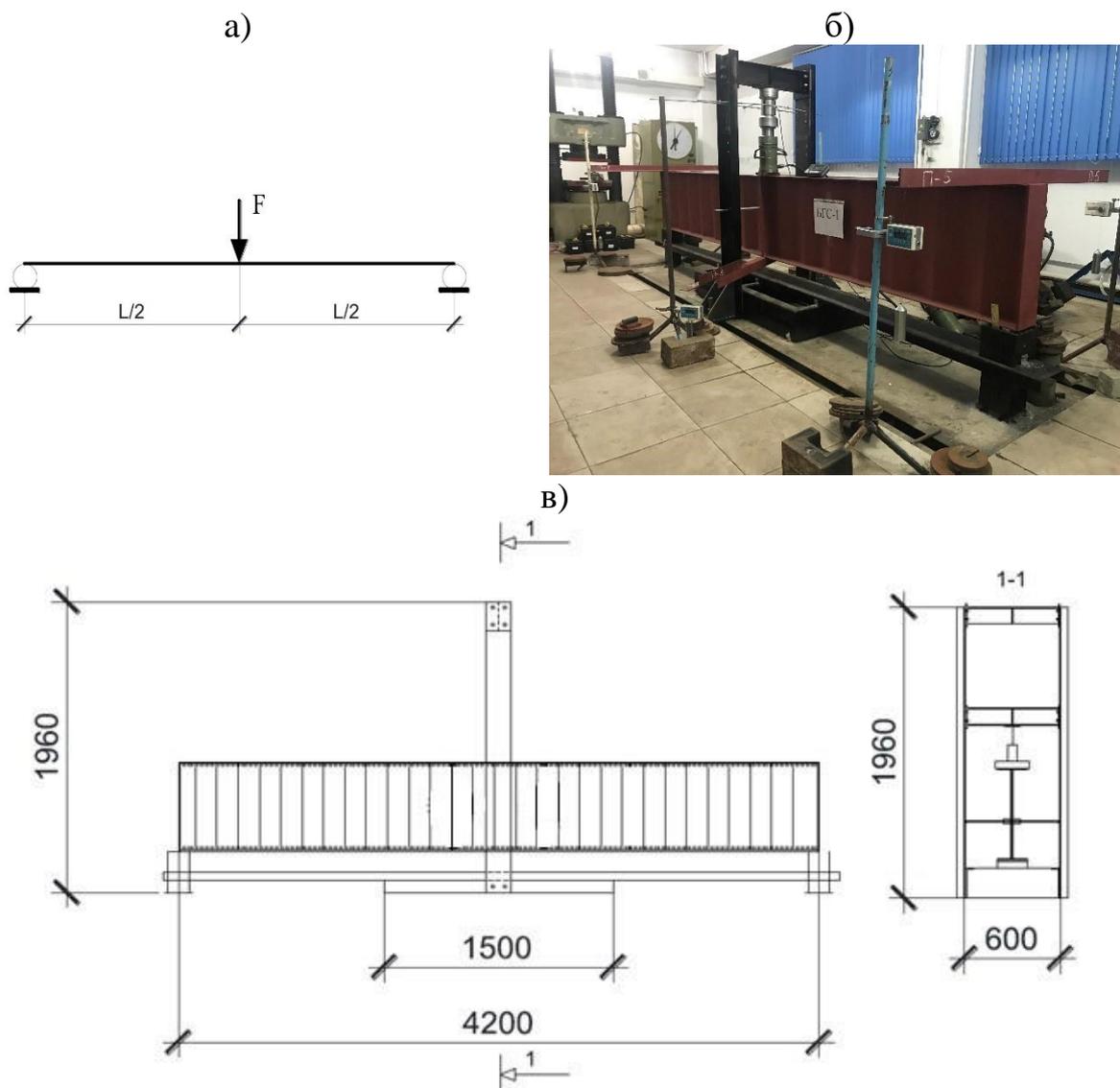


Рисунок 4.7 - Схема нагружения и испытательный стенд гофрированной балки
 а – схема нагружения испытуемой модели; б – испытательный стенд для
 полноразмерных экспериментов; в – экспериментальная установка.

Гофрированная стенка имела треугольный профиль с закруглёнными вершинами. Длина волны составляла $L_c = 280$ мм, высота волны – $h_r = 45$ мм. В качестве материала для изготовления стенки и полок применялась конструкционная углеродистая сталь Ст3сп по ГОСТ 380–2005 [150], соответствующая классу прочности S245. Номинальные механические характеристики материала составляли: предел текучести $\sigma_y = 245$ Н/мм², предел прочности $\sigma_u = 370$ Н/мм². По результатам натурных испытаний были установлены фактические значения: $\sigma_y = 339,7$ Н/мм² и $\sigma_u = 435,4$ Н/мм² [149, с.19-20]. Общий вид гофрированной балки представлен на рисунке 4.7.

Нагружение осуществлялось с применением гидравлических домкратов типа ДГ-25, через стальную нагрузочную пластину размерами 100×20 мм и длиной, равной ширине полки (150 мм).

Помимо анализа напряжённо-деформированного состояния, в рамках эксперимента также изучались деформационные характеристики балок (таблица

4.1), поскольку в отечественной и зарубежной научной литературе отмечается недостаточность данных о деформационных свойствах тонкостенных гофрированных стенок. Указанное обстоятельство подчёркивает актуальность проводимого исследования для современной строительной практики.

Таблица 4.1 - Результаты эксперимента [149, с.33]

Максимальная нагрузка $F_{e,max}$, кН	Изгибающий момент в середине пролёта M_e , кНм	Поперечная сила на опорах Q_e , кН	Прогиб Y_t , мм	Y_e , мм	Характер разрушения образцов
150	157.5	75	8.04	13.28	Потеря местной устойчивости пояса

В таблице 4.1 представлены результаты экспериментальных исследований, включающие ключевые механические параметры, зафиксированные в ходе испытаний. Приведены следующие значения: максимальная нагрузка ($F_{e,max}$) в кН, изгибающий момент в середине пролёта (M_e) в кНм, поперечная сила на опорах (Q_e) в кН, а также значения прогибов (Y_t и Y_e) в мм.

Зафиксированные результаты составили: максимальная нагрузка – 150 кН, изгибающий момент – 157,5 кНм, поперечная сила – 75 кН. Прогиб в контрольных точках измерений составил 8,04 мм и 13,28 мм соответственно. Полученные данные позволяют количественно оценить напряжённо-деформированное состояние исследуемых образцов при действии приложенной нагрузки и служат основой для последующего сравнения с расчётными результатами.

Расчётные исследования выполнялись в программном комплексе ЛИРА-САПР 2024, реализующем метод конечных элементов (МКЭ), который зарекомендовал себя как высокоэффективный инструмент в решении задач строительной механики. Применение МКЭ позволяет точно учитывать сложную геометрию гофрированной стенки, неоднородность напряжённо-деформированного состояния конструкции, а также осуществлять валидацию результатов путём их сопоставления с данными экспериментальных испытаний.

Моделирование балки осуществлялось путём её дискретизации на конечные элементы. Для каждого участка конструкции выбирался тип КЭ, соответствующий его геометрическим и физическим характеристикам, что обеспечивало необходимую точность при воспроизведении структурного отклика. В расчётах использовался нелинейный анализ, позволяющий более достоверно учитывать поведение конструкции под действием внешней нагрузки, включая геометрическую и физическую нелинейность.

Численный алгоритм в ЛИРА-САПР основан на построении жёсткостной матрицы элемента, отражающей зависимость между узловыми перемещениями и силами. После решения системы уравнений определялись перемещения в узлах модели, на основании которых вычислялись внутренние усилия, характеризующие напряжённое и деформированное состояние конструкции.

Несмотря на высокую надёжность метода, в процессе моделирования возникали сложности, связанные с корректной постановкой граничных условий (в особенности в зонах сварных соединений и опор), подбором оптимальной сеточной дискретизации для точного воспроизведения геометрии гофров, а также с учётом возможных нелинейных эффектов при высоких уровнях нагрузки. Для нивелирования указанных факторов была проведена тщательная верификация и валидация результатов численного анализа.

Для подтверждения достоверности МКЭ-расчёта использовалась крупномасштабная экспериментальная модель (в масштабе 1:1), что позволило максимально приблизить численные условия к реальной работе конструкции. Результаты сопоставления показали незначительное расхождение между расчётными и экспериментальными данными, подтверждая корректность применённой численной схемы.

Дополнительно был выполнен анализ сеточной сходимости, являющийся ключевым этапом в МКЭ-моделировании. Его цель – установить минимальный необходимый размер конечного элемента, при котором результаты становятся инвариантными к дальнейшему уточнению сетки. Это обеспечивает баланс между точностью расчёта и допустимой затратой вычислительных ресурсов. В таблице 4.2 представлены данные, иллюстрирующие влияние плотности конечно-элементной сетки на расчётные значения прогибов балки, а также обоснован выбор конфигурации сетки, использованной в последующих моделях.

Таблица 4.2 - Исследование влияния триангуляционной сетки на точность вычислений

№ варианта сетки	Количество элементов по оси X, i_x , шт	Количество элементов по оси Y i_y , шт	Прогиб ε , мм	Отклонение от предыдущего шага, %
1	2	3	4	5
1	211	8	10,1	-
2	421	16	13,6	34,65
3	841	31	12,9	5,1
4	1681	61	12,8	0,78

Разница между расчётными результатами для сеток № 3 и № 4 составила менее 1 % (0,78 %). В связи с этим в дальнейших расчётах была использована сетка № 3, соответствующая размеру конечно-элементной пластины 5×5 мм.

На рисунке 4.8 представлена корреляция между величиной вертикального перемещения и приложенной нагрузкой для экспериментальных и численных данных. График демонстрирует схожие тенденции изменения прогибов: численная модель в целом достоверно аппроксимирует экспериментальные значения.

При малых уровнях нагрузки отклонения между численными и натурными результатами незначительны. Однако по мере увеличения нагрузки различия возрастают. Так, при максимальной нагрузке 150 кН величина вертикального

перемещения по данным эксперимента составила 13,28 мм, в то время как по результатам численного моделирования в ПК ЛИРА-САПР 2024 – 12,9 мм. Расхождение составило 2,9 %.

Предполагаемой причиной наблюдаемой погрешности являются упрощения, связанные с постановкой граничных условий модели, а также неучёт остаточных технологических напряжений. Несмотря на это, численная модель, реализованная в программном комплексе ЛИРА-САПР 2024, обеспечивает надёжную оценку напряжённно-деформированного состояния конструкции. Зафиксированные расхождения между расчётными и экспериментальными данными не превышают допустимых пределов и подтверждают корректность использованного подхода.

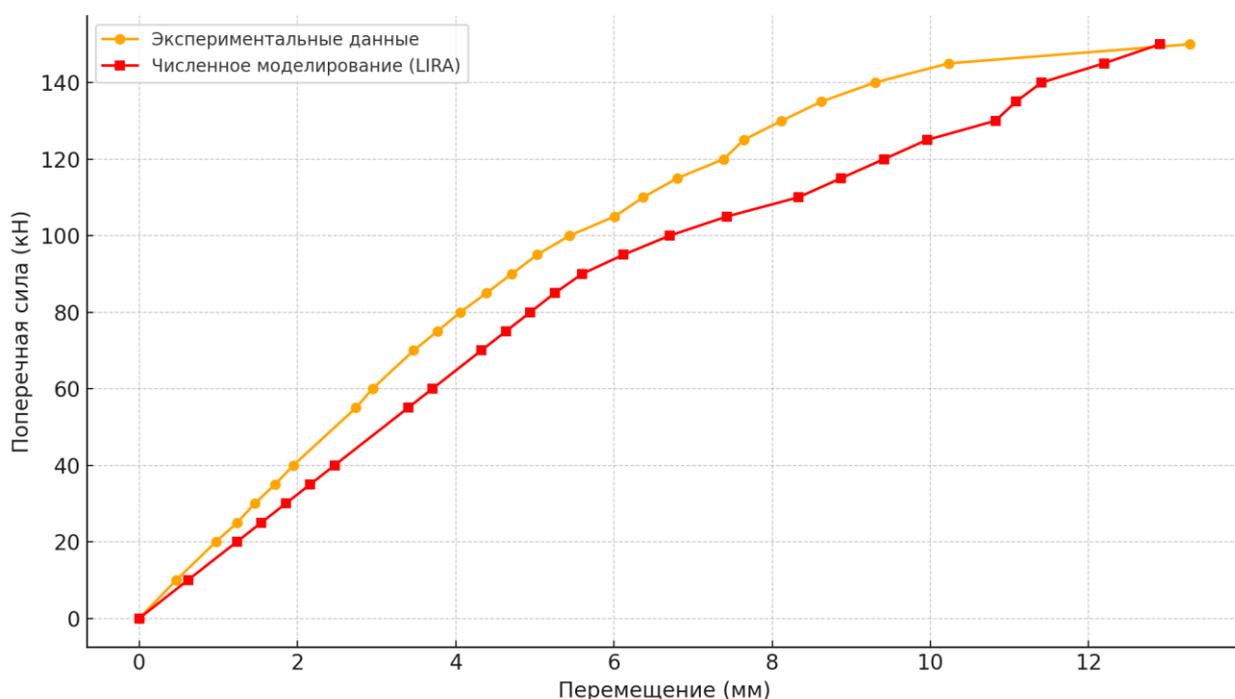


Рисунок 4.8 - Сравнительный анализ данных физического эксперимента и компьютерного моделирования балки

Экспериментальные исследования гофрированных балок являются важным этапом проверки гипотез, связанных с особенностями их работы и оценкой эффективности конструктивных решений. Следует отметить, что в действующих строительных нормах, как Республики Казахстан, так и международных стандартов, отсутствуют конкретные регламентированные требования к таким параметрам, как толщина, длина, глубина и радиус кривизны гофрированной стенки.

Проведённые натурные испытания позволили осуществить сравнительный анализ деформационных характеристик балок с идентичными сечениями при аналогичных условиях нагружения, а также подтвердить достоверность численного моделирования, выполненного в программном комплексе ЛИРА-САПР 2024.

Численная модель была верифицирована с использованием метода конечных элементов путём сопоставления расчётных и экспериментальных данных [149, с.22], в соответствии с рисунком 4.9. Полученные результаты подтвердили точность и надёжность модели, что позволяет рекомендовать применённую методику для последующих численных исследований гофрированных двутавровых балок.

На основании проведённого анализа определены рациональные геометрические параметры гофрированной стенки, а также выявлены эффективные конфигурации, обеспечивающие повышение прочностных и жёсткостных характеристик конструкции при допустимой материалоемкости.

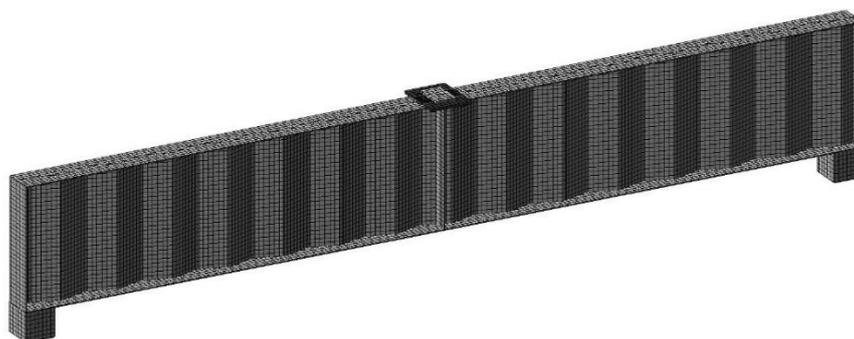


Рисунок 4.9 - Модель балки БГС-1

Граничные условия в численной модели были заданы в узлах, расположенных на торцевых поверхностях балки. Ограничения соответствующих степеней свободы обеспечивали жёсткую фиксацию конструкции: на одном конце балки перемещения были заблокированы по осям X , Y и Z , на противоположном - по осям Y и Z .

В качестве материала для стенки и полок использовалась конструкционная сталь S245 [148, с.5] с фактическим значением предела текучести $\sigma_y = 339,7$ Н/мм². Поскольку в программном комплексе ЛИРА-САПР 2024 расчёты ведутся в системе единиц т/м², соответствующее значение было приведено к $\sigma_y = 34\,639,76$ т/м². Дополнительные физико-механические характеристики материала: модуль упругости материала $E = 206\,000$ МПа; коэффициент Пуассона $\nu = 0,3$; предельная относительная деформация при сжатии 0,004 (4%); предельная относительная деформация при растяжении 0,235 (23,5%) [151]. В рамках расчёта учитывалась нелинейная деформация конструкции, включающая геометрическую и физическую нелинейности, моделирование которой реализовано в ЛИРА-САПР, в соответствии с рисунком 4.10.

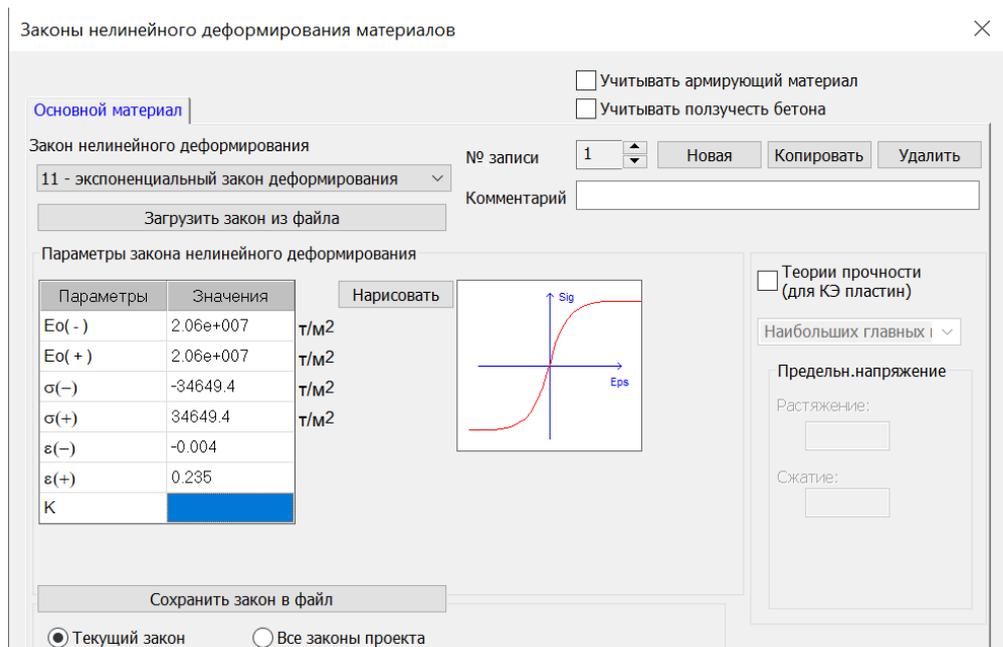


Рисунок 4.10 - Параметров нелинейной деформации материала

4.4 Методика постановки численного эксперимента с применением ПК Лира-САПР 2024

Были рассмотрены 2 варианта приложения нагрузки:

1) Приложение сосредоточенной нагрузки на середину пролета подкрановой балки (без эксцентриситета и с эксцентриситетом 15 мм), в соответствии с рисунком 4.11;

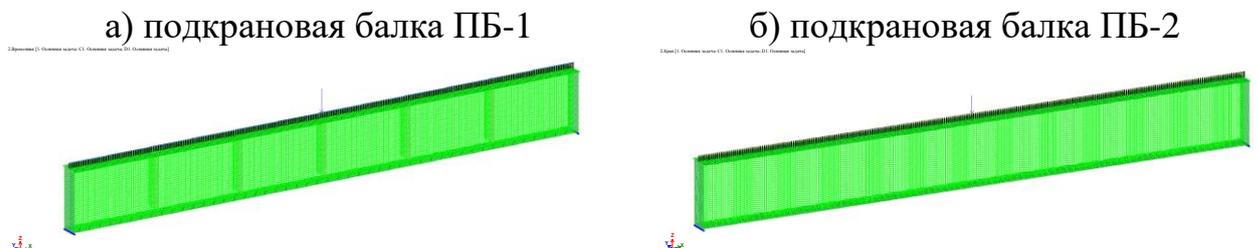


Рисунок 4.11 - Модель балок в программном комплексе ЛИРА-САПР
а) подкрановая балка ПБ-1 с плоской стенкой; б) подкрановая балка ПБ-2 с гофрированной стенкой

2) Нагрузка прикладывается от двух крановых колес с шагом, равным ширине базы крана В (без эксцентриситета и с эксцентриситетом 15 мм и -15 мм), в соответствии с рисунком 4.12. Для легких кранов на одной стороне предусмотрены два колеса. База крана при грузоподъемности 12,5 тонн составляет 4,4 м, при 32 тоннах – 5,1 м, при 50 тоннах – 5,6 м [141, с.5-6].

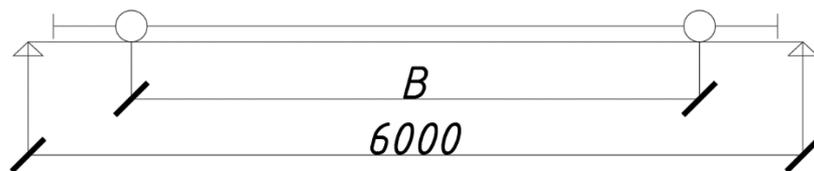


Рисунок 4.12 - Схема приложения нагрузки на подкрановую балку

Значение параметра B на рисунке 4.12 приведено условно, поскольку оно изменяется в зависимости от проектной грузоподъёмности мостового крана и соответствующих габаритных характеристик.

На рисунке 4.13 представлен детализированный вид конечно-элементных моделей подкрановых балок, разработанных и проанализированных в программном комплексе ЛИРА-САПР 2024.

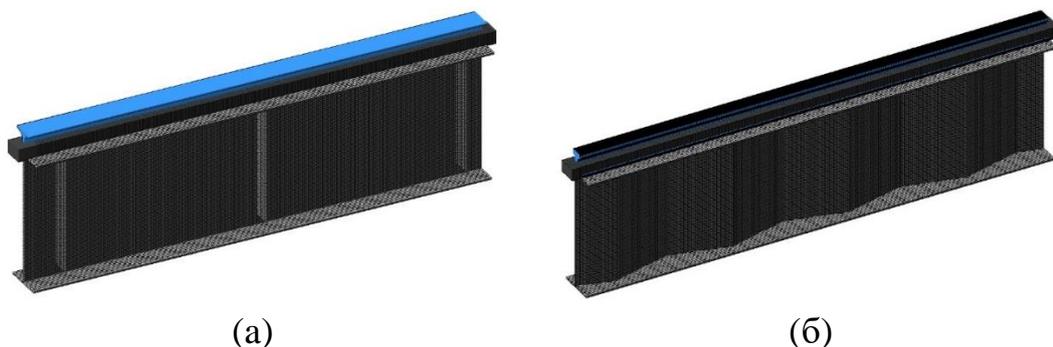


Рисунок 4.13 - Модели подкрановых балок в программном комплексе ЛИРА-САПР 2024: а – балка с плоской стенкой; б – балка с гофрированной стенкой.

На рисунках 4.11 и 4.13 представлены численные модели подкрановых балок, разработанные и проанализированные в программном комплексе ЛИРА-САПР 2024. Модель (а) соответствует балке с плоской стенкой, модель (б) – балке с гофрированной стенкой.

Указанные модели использовались для выполнения сравнительного анализа их несущей способности при воздействии нагрузок от крановых колёс, с учётом распределения напряжений, прогибов, а также оценки влияния конструктивного решения стенки на восприятие вертикальных и горизонтальных усилий. Анализ позволил установить различия в деформативности и несущей способности балок при идентичных условиях нагружения.

4.5 Сравнительный анализ математического моделирования подкрановых балок

В данном подразделе выполнен сравнительный анализ напряжённо-деформированного состояния подкрановых балок с плоской и гофрированной стенкой методом численного моделирования. Исследование охватывает различные режимы нагружения.

Модели ПБ-1, ПБ-2 и ПБ-3 соответствуют нагрузкам 95 кН, 225 кН и 335 кН, возникающим от действия одного или двух крановых колёс, с эксцентриситетом и без. Для унификации обозначений все результаты приведены под общими индексами ПБ-1...ПБ-3.

Основное внимание уделено касательным напряжениям в стенке, поперечным силам в поясах и вертикальным перемещениям, позволяющим оценить влияние формы стенки на прочностные и деформационные характеристики балки.

Анализ подкрановых балок при одной нагрузке и нулевом эксцентриситете. На рисунке 4.14 представлены количественные значения максимальных касательных напряжений (τ) полученные для трёх типов подкрановых балок (ПБ-1...ПБ-3) при соответствующих расчётных нагрузках.

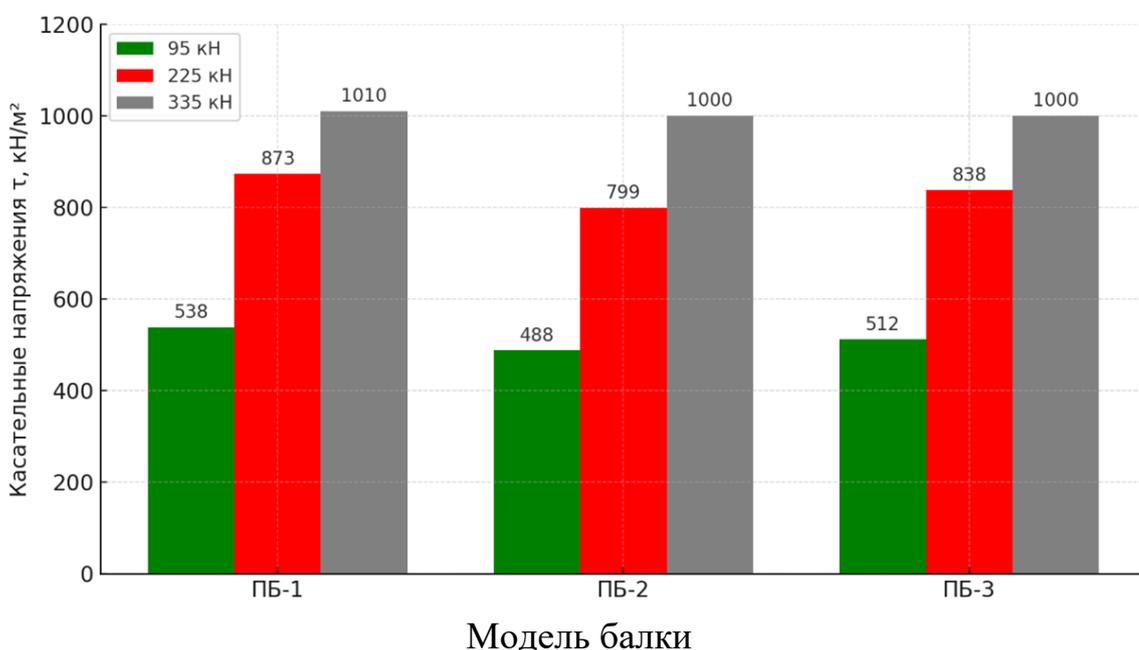


Рисунок 4.14 - Максимальные касательные напряжения τ в стенке подкрановых балок при различных уровнях нагрузки

Наблюдается практически линейная зависимость между величиной прикладываемой нагрузки и максимальными касательными напряжениями для всех моделей. При нагрузке 95 кН наименьшие значения напряжений зафиксированы у балки ПБ-2 – в среднем на 10 % ниже, чем у эталонной модели ПБ-1, что указывает на её большую эффективность в работе на сдвиг. Модель ПБ-3 демонстрирует промежуточные значения, что свидетельствует о более сложной реализации механизма сопротивления сдвигу. Полученные результаты имеют значение для верификации численных моделей и оценки конструктивной эффективности различных конфигураций.

На рисунке 4.15 приведены значения поперечных сил (Q_x), отражающих локальный изгиб верхнего пояса балки в зоне приложения нагрузки.

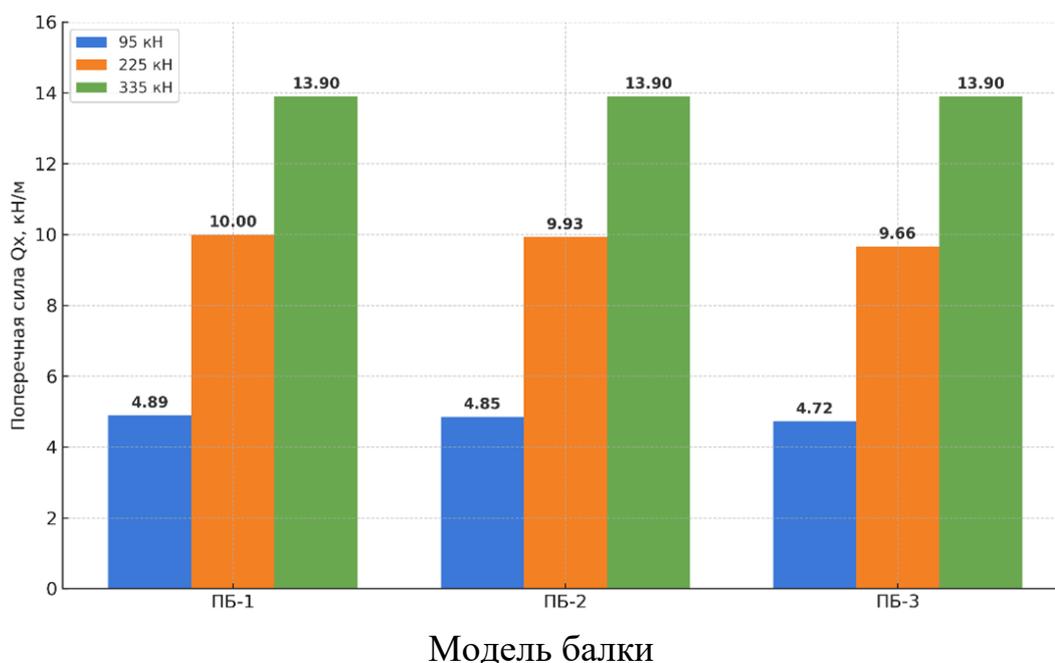


Рисунок 4.15 - Поперечные силы Q_x в верхнем поясе подкрановой балки

При низких и средних уровнях нагрузки (95 и 225 кН) значения поперечной силы Q_x для всех трёх моделей близки по абсолютной величине. Минимальное значение отмечено у балки ПБ-3 – 4,72 кН/м при нагрузке 95 кН. При максимальной нагрузке 335 кН значения для всех моделей стремятся к одной величине – 13,9 кН/м. Это может указывать на доминирование общего изгиба, при котором различия в локальной работе верхнего пояса конструктивно сглаживаются.

На рисунке 4.16 приведены расчётные значения вертикальных прогибов, позволяющие оценить жёсткостные характеристики балок.

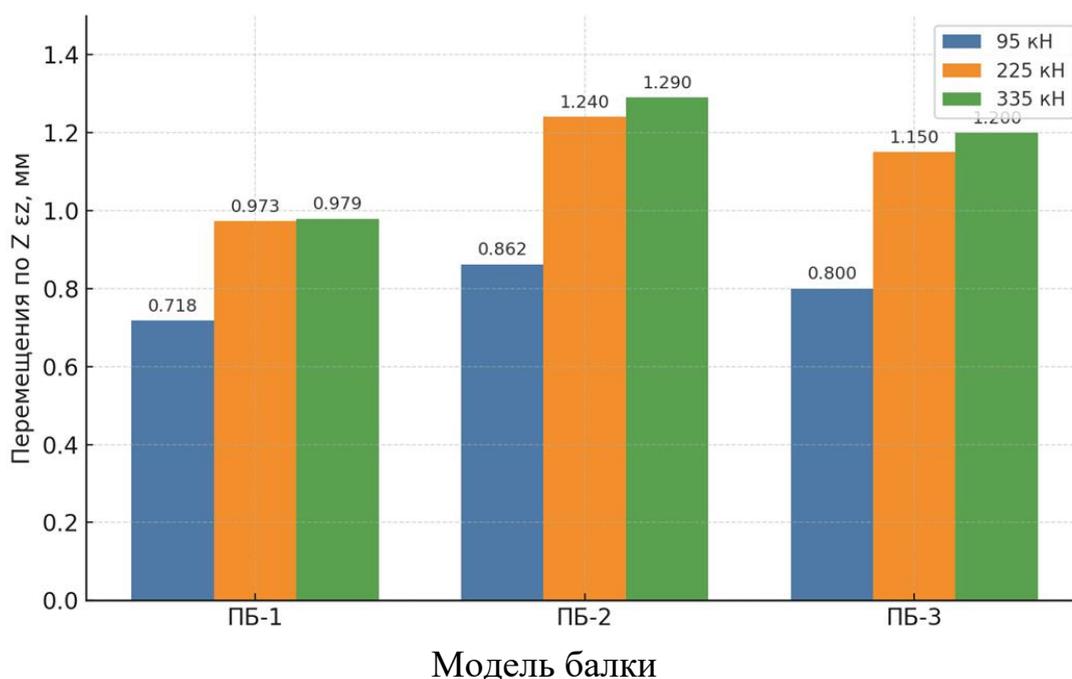


Рисунок 4.16 - Вертикальные перемещения по оси Z в середине пролёта балки

Наименьшее значение прогиба, а следовательно, и наибольшую жёсткость продемонстрировала балка ПБ-1. Оптимизированная по массе модель ПБ-2 характеризуется большей гибкостью: её прогиб превышает значение для ПБ-1 примерно на 20%. Модель ПБ-3 занимает промежуточное положение по жёсткости. Полученные результаты подчёркивают наличие компромисса между снижением массы конструкции и обеспечением её пространственной жёсткости.

Анализ подкрановых балок при одной нагрузке и эксцентриситете в 15 мм. На рисунке 4.17 представлены значения максимальных касательных напряжений τ в стенке для трёх типов балок (ПБ-1, ПБ-2, ПБ-3) при трёх уровнях вертикальной нагрузки с учётом эксцентриситета 15 мм. Для анализа выбрано наибольшее по модулю (неблагоприятное) значение эксцентриситета из двух возможных вариантов (± 15 мм).

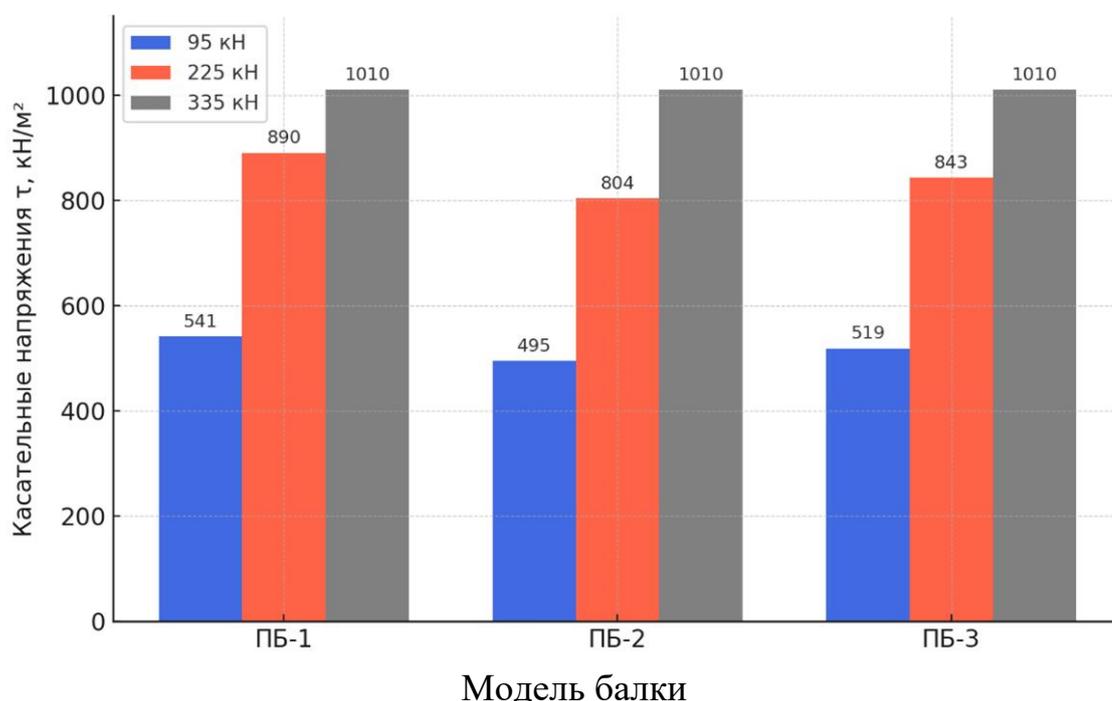


Рисунок 4.17 - Максимальные касательные напряжения τ в стенке подкрановых балок при различных уровнях нагрузки

Касательные напряжения в стенке увеличиваются пропорционально росту нагрузки от 95 до 225 кН, после чего стабилизируются на уровне 1010 кН/м² для всех моделей при максимальной нагрузке 335 кН. На малых нагрузках наибольшие значения наблюдаются у балки ПБ-1, превышая значения ПБ-2 и ПБ-3 на 9–11%. При средних нагрузках различия составляют около 10%, что отражает неравномерное распределение напряжений в конструкциях с разной геометрией.

Достижение одинакового предельного уровня напряжений у всех моделей свидетельствует о наступлении предела несущей способности. Полученные данные подтверждают нелинейный характер работы подкрановых балок при возрастании нагрузки.

Поперечные силы, в соответствии с рисунком 4.18, демонстрируют

линейную зависимость от величины приложенной нагрузки во всём диапазоне расчётов.

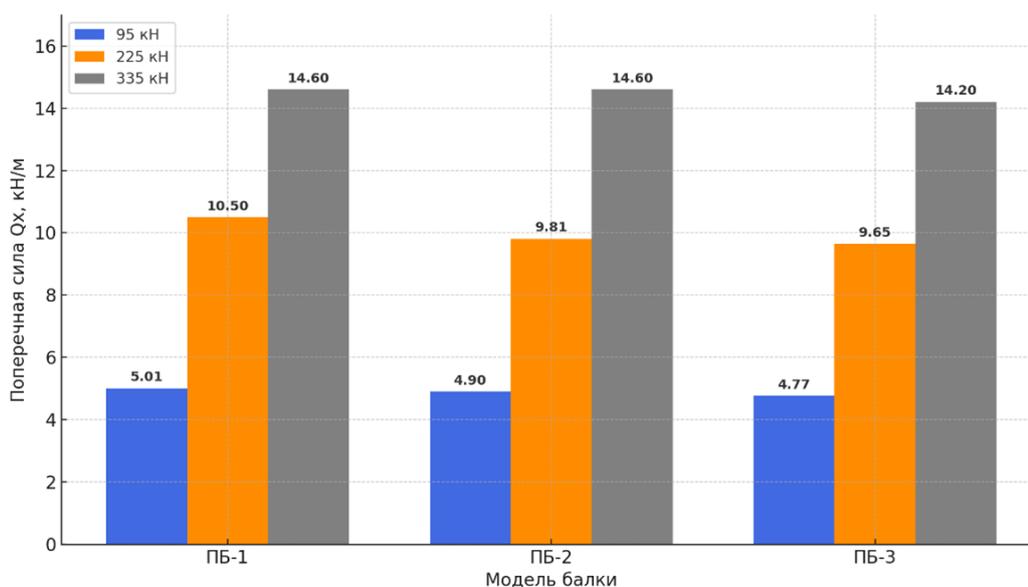


Рисунок 4.18 - Поперечные силы Q_x в верхнем поясе подкрановой балки

Балка ПБ-1 демонстрирует наибольшие значения поперечных сил, превышая показатели других моделей на 2–6%. Минимальные значения зафиксированы у балки ПБ-3, что может свидетельствовать о более равномерном распределении нагрузки в её конструкции. С увеличением нагрузки разброс значений между моделями возрастает, достигая максимума при нагрузке 335 кН.

Относительно небольшие различия (не более 10%) указывают на сопоставимость конструктивных характеристик всех трёх балок.

Перемещения по оси Z, в соответствии с рисунком 4.19, демонстрируют нелинейный рост с увеличением нагрузки, особенно выраженный при переходе от 225 кН к 335 кН.

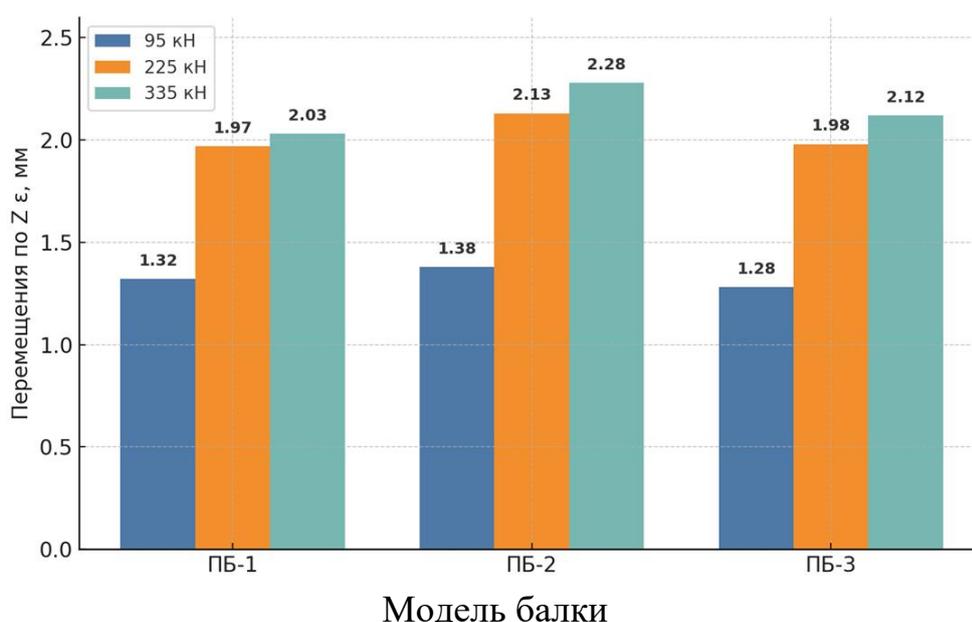


Рисунок 4.19 - Вертикальные перемещения по оси Z в середине пролёта балки

Балка ПБ-2 характеризуется наибольшими перемещениями во всём диапазоне нагрузок, что указывает на пониженную жёсткость конструкции. Минимальные значения перемещений зафиксированы у балки ПБ-1 при низких нагрузках и у ПБ-3 - при максимальной нагрузке. Различия между моделями составляют 8–15 %, что является существенным при оценке деформативности. Стабилизация роста перемещений на предельной нагрузке может свидетельствовать о приближении конструкции к пределу упругости материала.

Анализ подкрановых балок при нагрузке от двух колес и нулевом эксцентриситете. На рисунке 4.20 представлены значения максимальных касательных напряжений в стенке балок ПБ-1, ПБ-2 и ПБ-3 при действии нагрузки от двух крановых колёс.

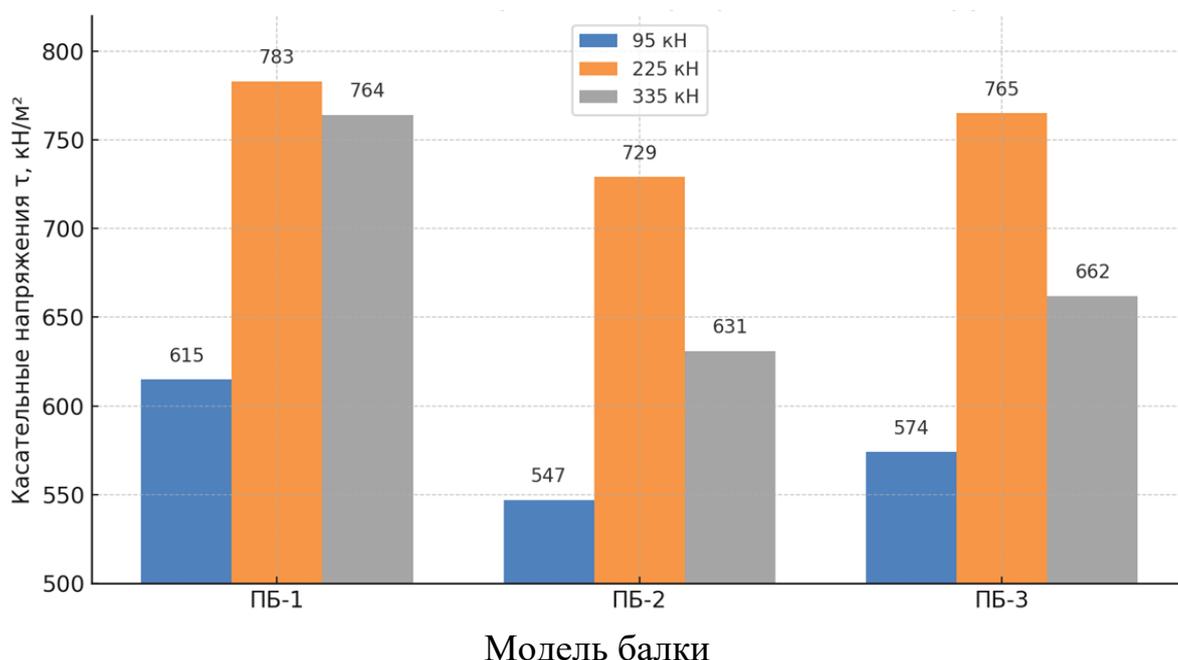


Рисунок 4.20 - Касательные напряжения в стенке

Балка ПБ-2 демонстрирует наименьшие значения касательных напряжений при нагрузках 95 кН (547 кН/м²) и 225 кН (729 кН/м²). При максимальной нагрузке 335 кН наиболее эффективной оказывается балка ПБ-8, в которой напряжения составляют 631 кН/м², что на 17 % ниже по сравнению с ПБ-7 (764 кН/м²). Это подтверждает высокую эффективность плоской стенки с рёбрами жёсткости при распределённой нагрузке.

На рисунке 4.21 показано распределение поперечных сил в поясе балки при действии нагрузки от двух крановых колёс.

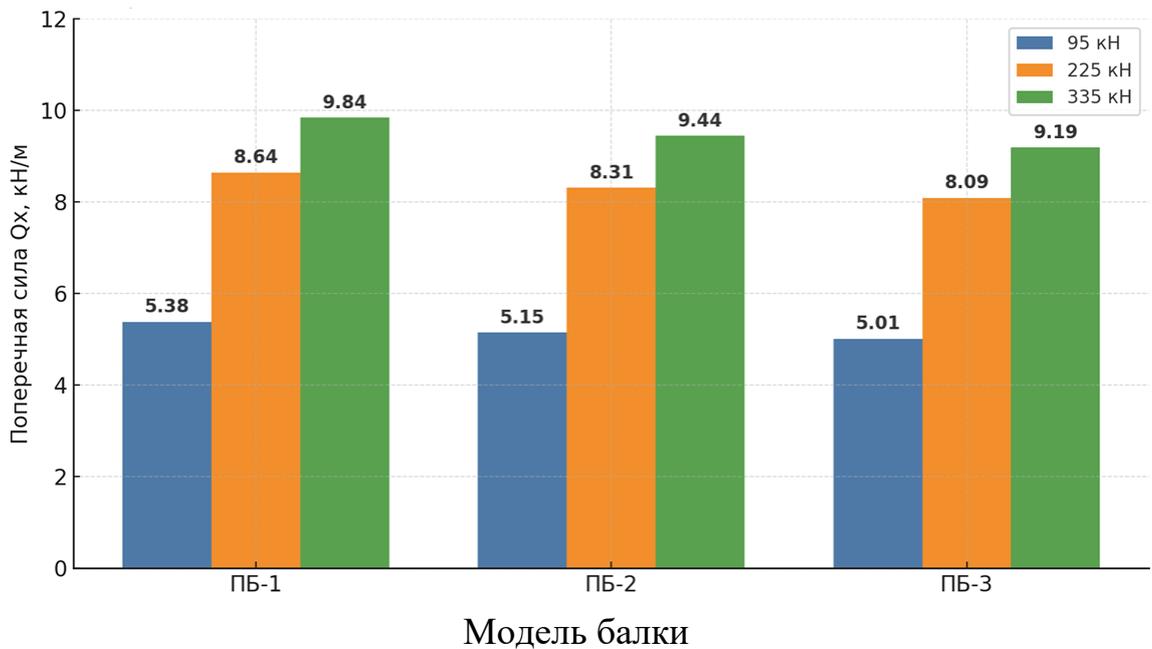


Рисунок 4.21 - Поперечные силы Q_x в верхнем поясе подкрановой балки

Как и в случае с одиночным нагружением, значения поперечных сил для всех трёх балок при действии двух крановых колёс остаются близкими, что указывает на схожий характер локальной работы пояса. Балка ПБ-3 стабильно демонстрирует наименьшие значения, например, 5,01 кН/м при нагрузке 95 кН против 5,38 кН/м у ПБ-1, что обусловлено более равномерной передачей усилий с пояса на гофрированную стенку.

На рисунке 4.22 представлено сравнение вертикальных прогибов балок при нагружении от двух крановых колёс.

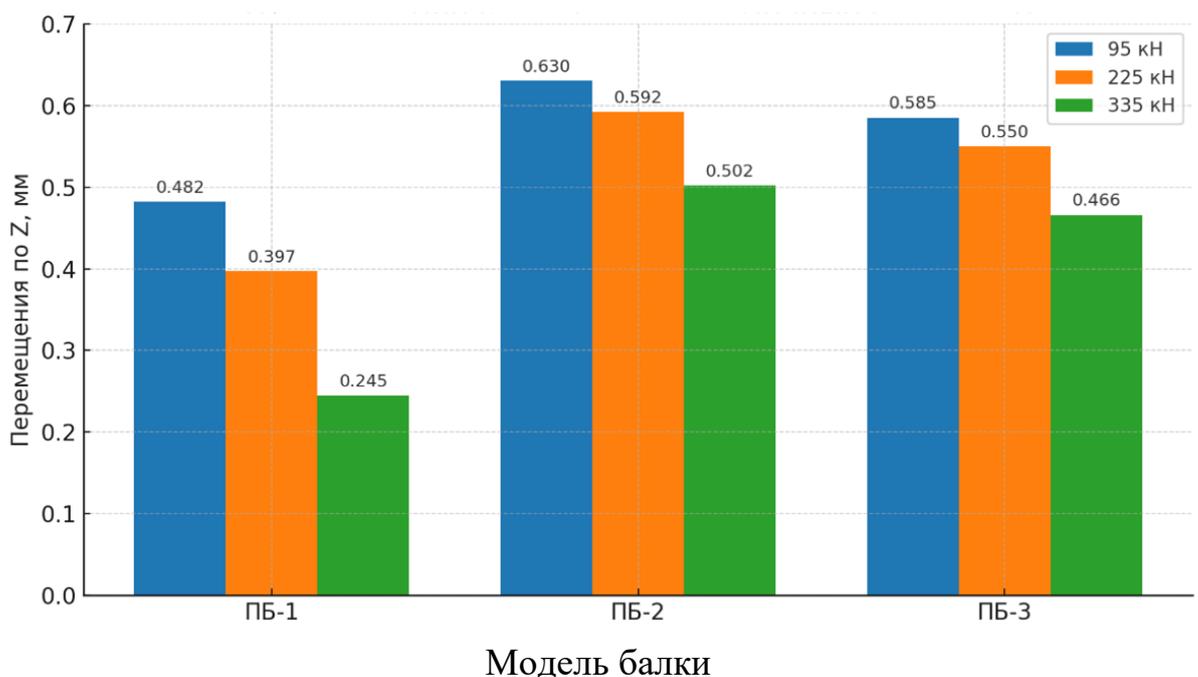


Рисунок 4.22 - Вертикальные перемещения по оси Z в середине пролёта балки

В рассматриваемом сценарии наименьшие прогибы демонстрирует балка ПБ-1, что подтверждает её наибольшую жёсткость. Однако уже при нагрузке 95 кН разница с ПБ-3 оказывается незначительной (0,482 мм против 0,585 мм). При последующем увеличении нагрузки (225 и 335 кН) рост прогиба ПБ-1 замедляется, что указывает на возможный специфический нелинейный эффект в расчётной модели. В то же время балки ПБ-2 и ПБ-3 демонстрируют последовательный, хотя и нелинейный, прирост деформаций с увеличением нагрузки.

Анализ подкрановых балок при нагрузке от двух колес и эксцентриситете в 15 мм. При нагружении от двух крановых колёс максимальные значения касательных напряжений в стенке, в соответствии с рисунком 4.23, фиксируются при минимальной нагрузке (95 кН) и снижаются с её увеличением до 335 кН. Такая тенденция может быть обусловлена перераспределением усилий и переходом конструкции в более равновесное напряжённое состояние.

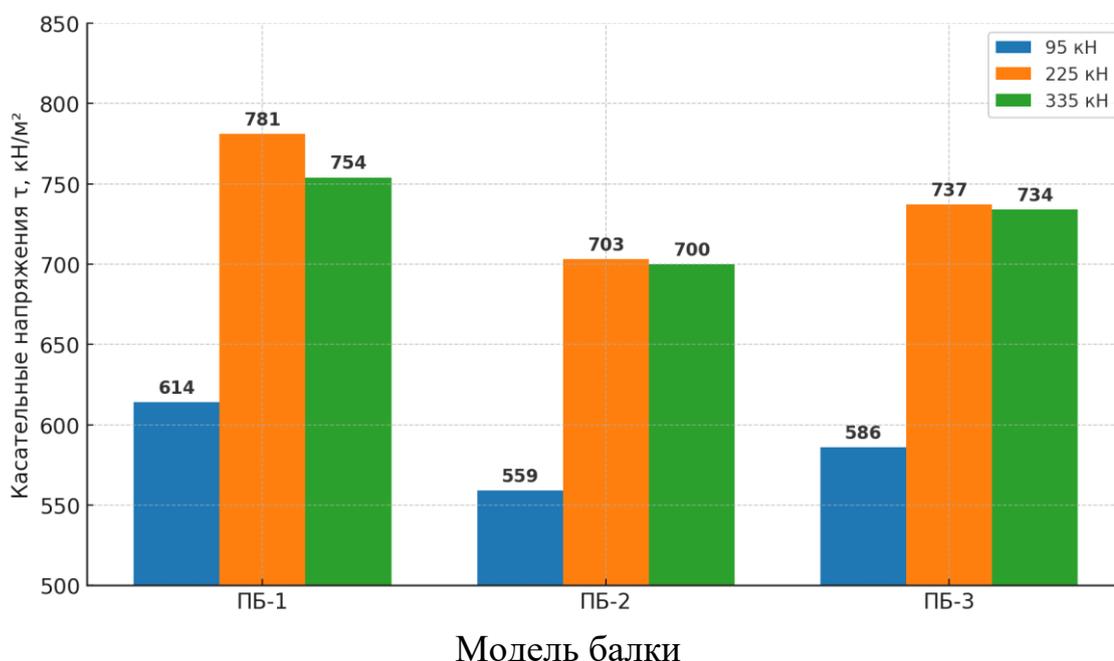


Рисунок 4.23 - Максимальные касательные напряжения τ в стенке подкрановых балок при различных уровнях нагрузки

Балка ПБ-1 демонстрирует наибольшие касательные напряжения во всём диапазоне нагружения, превышая значения других моделей на 8–10%. Характерной особенностью является инверсия типичной зависимости: максимальные напряжения наблюдаются при нагрузке 95 кН, а не при максимальной. Это может быть связано с особенностями распределения усилий от двух крановых колёс и изменением характера деформирования конструкции. Разброс значений между балками остаётся стабильным, находясь в пределах 7–9%.

Поперечные силы при нагружении от двух колёс, в соответствии с рисунком 4.24, характеризуются более сложной зависимостью по сравнению с

одиночным нагружением, с выраженным максимумом на среднем уровне нагрузки (225 кН).

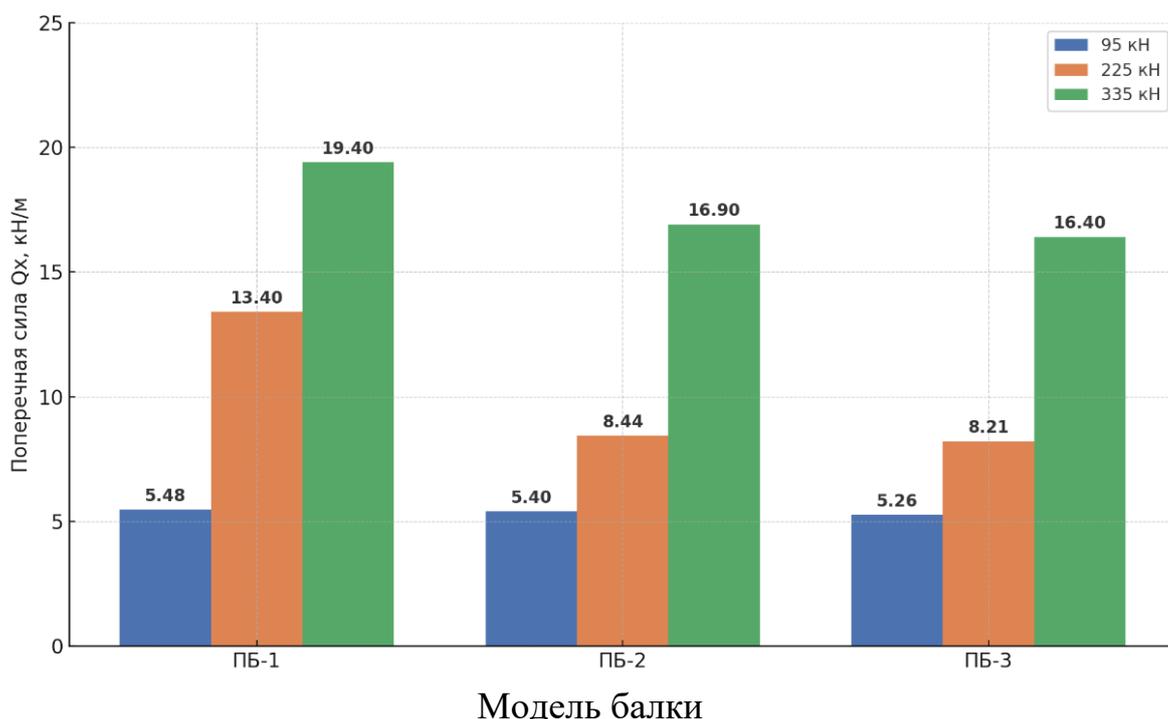


Рисунок - 4.24 Поперечные силы Q_x в верхнем поясе подкрановой балки

Балка ПБ-1 демонстрирует значительно более высокие значения поперечных сил, особенно при нагрузке 335 кН, где превышение по сравнению с другими моделями достигает 15–18%. Балки ПБ-2 и ПБ-3 показывают схожие результаты с разницей не более 3–4% в пределах всего диапазона нагрузок. Значение 13,4 кН/м для ПБ-1 при нагрузке 225 кН может быть связано с особенностями распределения усилий или локальными эффектами взаимодействия стенки и пояса. В целом, расчёты подтверждают более интенсивное воздействие двойной нагрузки на поперечные силы по сравнению с одиночной схемой.

Перемещения при нагружении от двух колёс, в соответствии с рисунком 4.25, демонстрируют иное поведение: с ростом нагрузки наблюдается тенденция к их снижению, что может указывать на перераспределение внутренних усилий и проявление геометрической нелинейности.

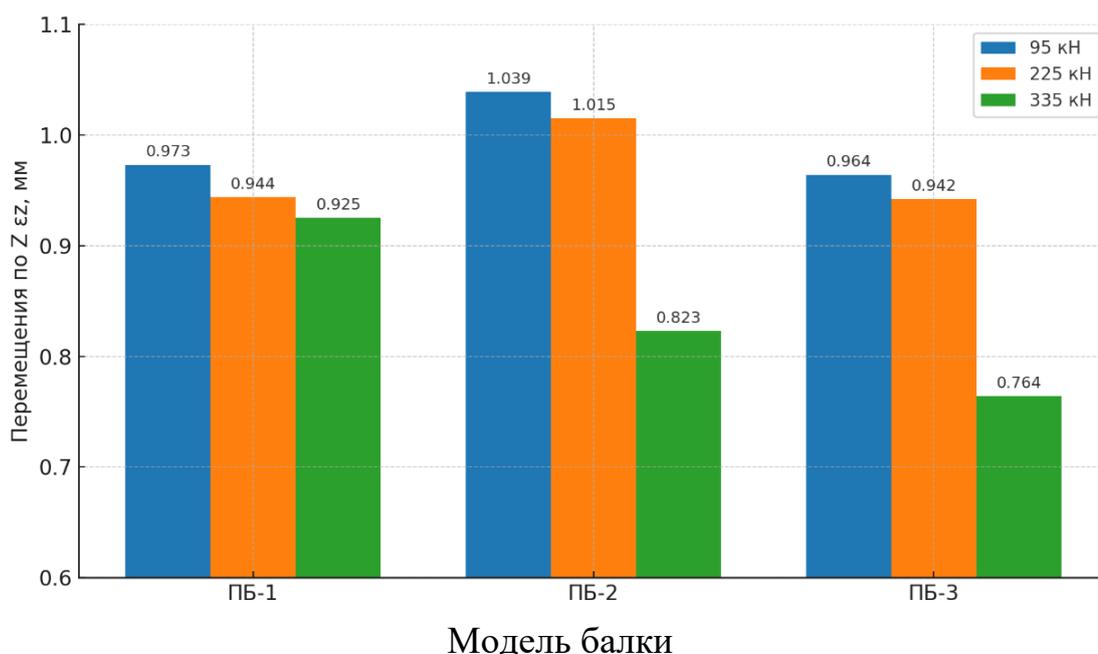


Рисунок 4.25 - Перемещения по оси Z в середине пролета

Балка ПБ-2 демонстрирует наибольшие перемещения во всём диапазоне нагрузок, превышая значения других моделей на 10–15 %. Минимальные перемещения зафиксированы у балки ПБ-3, особенно при максимальной нагрузке (0,764 мм). Инверсия тенденции роста прогибов может быть обусловлена изменением схемы деформирования конструкции под действием двух сосредоточенных нагрузок. Существенное снижение перемещений при нагрузке 335 кН для всех моделей указывает на перераспределение усилий и возможное усиление пространственной работы конструкции.

Проведённое численное моделирование позволило оценить влияние конструктивного исполнения стенки и характера внешнего нагружения на напряжённо-деформированное состояние подкрановой балки. Установлены следующие закономерности:

Балки с гофрированной стенкой (ПБ-2 и ПБ-3) при симметричном нагружении демонстрируют пониженные касательные напряжения по сравнению с балкой с плоской стенкой (ПБ-1), особенно в условиях высоких нагрузок.

При эксцентриситете ± 15 мм наблюдается рост касательных напряжений и вертикальных перемещений, наиболее выраженный у модели ПБ-1. Это подтверждает чувствительность конструкции с плоской стенкой к асимметрии нагружения.

Нагружение от двух крановых колёс позволило смоделировать более реалистичное распределение усилий. При этом вертикальные деформации оказались ниже, что свидетельствует о перераспределении нагрузки между зонами опирания и повышении пространственной жёсткости.

По результатам вертикальных перемещений балки с гофрированной стенкой обеспечивают лучшие жёсткостные характеристики по сравнению с плоской стенкой, особенно в условиях симметричной нагрузки.

4.6 Влияние смещения рельса на устойчивость стенки подкрановой балки по методу Хикса

Подкрановая балка с плоской стенкой ПБ-1. При смещении рельса относительно оси балки (эксцентриситет e) нагрузка вызывает не только продольное сжатие стенки, но и дополнительный крутящий момент. Это приводит к неравномерному распределению напряжений, увеличивает склонность панели к потере устойчивости (выпучиванию) и снижает критическую нагрузку, которую может выдержать стенка.

Расчёт по методу Хикса (Hicks) [152] применяется для оценки устойчивости панели между рёбрами жёсткости в наиболее критичном случае - когда нагрузка приложена на участок пояса, под которым отсутствуют дополнительные усиливающие элементы (например, поперечное ребро жёсткости). В таких условиях эксцентриситет вызывает наибольший крутящий момент, а устойчивость панели резко снижается.

В рамках настоящего исследования рассматривается случай, при котором нагрузка приложена в середине пролёта, непосредственно над поперечным ребром жёсткости. Вследствие этого:

- панель стенки, воспринимающая нагрузку, дополнительно подкреплена ребром жёсткости;
- устойчивость в этой зоне существенно повышена за счёт восприятия части усилий самим ребром;
- влияние эксцентриситета минимально, а расчёт по Хиксу становится избыточно консервативным.

Таким образом, при приложении сосредоточенной нагрузки непосредственно над ребром жёсткости, расчёт по Хиксу для промежуточной панели между рёбрами не требуется. Основной расчёт устойчивости должен выполняться для участков стенки между рёбрами, в которых нагрузка может быть передана с эксцентриситетом. В зоне расположения поперечного ребра устойчивость обеспечивается конструктивно, и влияние эксцентриситета существенно снижается.

Подкрановая балка с гофрированной стенкой ПБ-2. Для оценки влияния эксцентриситета сосредоточенной нагрузки на устойчивость панели гофрированной стенки подкрановой балки применяется методика Хикса. Подход аналогичен расчёту плоских стенок, однако включает поправки на форму гофра, отражающую особенности распределения напряжений.

Критическая сила панели без эксцентриситета рассчитывается по формуле (4.3):

$$N_{cr,0} = \tau_{o,cr} t_w a = 726,4 \text{ кН/см}^2, \quad (4.3)$$

где:

$\tau_{o,cr}$ - критическое касательное напряжение, соответствующее потере общей устойчивости гофрированной стенки, равно 47,856 кН/см² принято из раздела 3 по результатам расчёта для ПБ-2;

a – ширина панели гофрированной стенки, для ПБ-2 принимаем равной 252,98 мм.

$$N_{cr} = N_{cr,0} \left[1 - \left(\frac{e}{h_w} \right)^2 \right] = 46,73 \text{ кН/см}^2, \quad (4.4)$$

где:

$N_{cr,0}$ - критическая сила при центральном приложении нагрузки (без эксцентриситета);

$\left(\frac{e}{h_w} \right)^2$ - показатель влияния эксцентриситета на критическую силу потери устойчивости панели по методике Хикса, принимается равным 0,0234.

Таким образом, влияние эксцентриситета приводит к снижению критической силы примерно на 2,34 %, что следует учитывать при расчёте панелей без дополнительного подкрепления в зоне действия сосредоточенной нагрузки.

Вывод:

Подставленное в расчёте значение $\left(\frac{e}{h_w} \right)^2 = 0,0234$ отражает малую относительную величину эксцентриситета (менее 2,5 % от высоты стенки), что указывает на незначительное влияние эксцентриситета на критическую силу потери устойчивости панели по методике Хикса. Согласно расчётной формуле, снижение устойчивости составляет всего около 2,35 %, что подтверждает сохранение практически полной несущей способности гофрированной стенки при малых смещениях. Таким образом, при эксцентриситетах до 2–3 % от высоты панели дополнительное усиление не требуется. Вместе с тем следует учитывать, что влияние эксцентриситета возрастает квадратично, и при значительных отклонениях положения рельса этот эффект становится критичным. Расчёт по Хиксу для гофрированных стенок с малыми эксцентриситетами демонстрирует высокий запас устойчивости, что соответствует как нормативным положениям, так и современным исследованиям [123, с.112-114].

Выводы по разделу 4

1. Влияние параметров гофров на жесткость и прочность стенки. Установлено, что увеличение длины и глубины гофров приводит к существенному росту приведённого момента инерции и сопротивления на единицу массы. Максимальные значения $I_{red}=689,39 \text{ см}^4/\text{кг}$ и $W_{red}=154,53 \text{ см}^3/\text{кг}$ получены при толщине стенки 10 мм (гофр 640×80 мм); минимальные – для плоской стенки толщиной 6 мм: $I_{red}=3,82 \text{ см}^4/\text{кг}$ и $W_{red}=12,74 \text{ см}^3/\text{кг}$.

Гофрирование повышает жёсткостные характеристики при одинаковой массе конструкции.

2. Верификация математической модели в ПК Лира-САПР 2024. Численная модель показала высокую сходимость с экспериментом: при нагрузке $P = 150$ кН расхождение прогибов составило 2,9% ($f_{\text{расч}} 12,9$ мм против $f_{\text{эксп}} = 13,28$ мм). Сетка № 3 (5×5 мм) признана оптимальной - дальнейшее измельчение не улучшает точность более чем на 1%. Модель может быть использована для параметрических исследований гофрированных подкрановых балок.

3. Поведение подкрановых балок при центральном нагружении одной нагрузкой. При центральном приложении одиночной сосредоточенной нагрузки балка ПБ-2 с гофрированной стенкой демонстрирует снижение максимальных касательных напряжений τ_{max} в среднем на 10% о сравнению с балкой ПБ-1 с плоской стенкой во всём диапазоне нагрузок от 95 до 335 кН. Значения поперечных сил Q_x в верхних поясах исследуемых балок близки между собой, при этом минимальное значение зафиксировано у балки ПБ-3 $Q_{x,\text{min}} = 4,72$ кН/м при нагрузке 95 кН). Гофрированные балки (ПБ-2 и ПБ-3) характеризуются большей гибкостью: вертикальный прогиб f балки ПБ-2 превышает аналогичный показатель ПБ-1 на 20 %, что подчёркивает конструктивный компромисс между снижением массы и потерей жёсткости. Таким образом, при прочих равных условиях гофрированная стенка обеспечивает снижение напряжений, но требует дополнительного внимания к проверкам на прогиб и жёсткость.

4. Влияние эксцентриситета 15 мм при одиночном нагружении. Смещение нагрузки на $e = 15$ мм вызывает рост касательных напряжений τ до 1010 кН/м² при $P = 335$ кН, что указывает на приближение к пределу несущей способности. ПБ-1 показывает наибольшие напряжения τ при малых нагрузках (на 9–11% выше), подтверждая её чувствительность к эксцентриситету. Перемещения f ПБ-2 остаются максимальными во всём диапазоне (на 8–15% выше других балок).

5. Характеристики балок при нагружении двумя колесами с нулевым эксцентриситетом. Двухколёсное нагружение обеспечивает равномерное распределение усилий в конструкции. Балка ПБ-2 демонстрирует наименьшие касательные напряжения $\tau = 547$ и 729 кН/м² при нагрузках 95 и 225 кН соответственно. При 335 кН напряжения в ПБ-3 ($\tau = 631$ кН/м²) на 17% ниже, чем в ПБ-1 ($\tau = 764$ кН/м²), что подтверждает эффективность гофрированных стенок. Поперечные силы Q_x в ПБ-3 остаются минимальными на всех стадиях нагружения, указывая на равномерную передачу усилий от поясов к стенке.

6. Поведение балок при двухколёсном нагружении с эксцентриситетом 15 мм. При смещённой двухточечной нагрузке отмечается инверсия касательных напряжений: наибольшие значения фиксируются при 95 кН, а не при максимальной нагрузке. Балка ПБ-1 демонстрирует наивысшие напряжения во всём диапазоне (на 8–10% выше по сравнению с ПБ-2 и ПБ-3), что подчёркивает её чувствительность к асимметрии. Также ПБ-1 характеризуется повышенными поперечными силами – на 15–18% выше, тогда как гофрированные балки (ПБ-2

и ПБ-3) показывают близкие и более устойчивые значения с разбросом не более 3–4%.

7. Устойчивость стенки при смещении рельса (по методу Хикса). Анализ по методу Хикса подтвердил высокую устойчивость гофрированной стенки к эксцентричному нагружению. Для балки ПБ-2 отношение эксцентриситета e к высоте стенки h_w составило $e/h_w=0,0234$ (менее 2,5 %), что вызвало снижение критической продольной силы потери устойчивости лишь на 2,35%. Критическая сила панели составила $N_{cr}=46,73$ кН/см² против $N_{cr,0}=47,856$ кН/см² при отсутствии эксцентриситета. Таким образом, при малых значениях e гофрированная стенка сохраняет полную несущую способность по устойчивости без необходимости дополнительного усиления.

8. Выявленные исследовательские пробелы в области численного моделирования. Несмотря на достигнутые результаты, остаются нерешёнными задачи оптимизации параметров гофра под различные условия эксплуатации подкрановых балок. Не разработана единая методика учёта усталостных нагрузок, оказывающих влияние на долговечность конструкций при циклическом нагружении. Отсутствуют исследования влияния технологических факторов (радиусы закругления, точность геометрии, остаточные напряжения) на фактическую несущую способность гофрированных стенок. Актуальна разработка инженерных расчётных методов, альтернативных ресурсоёмким численным моделям, пригодных для практического применения.

9. Потребность в расширении экспериментальных исследований подкрановых балок. Экспериментальная база по гофрированным стенкам остаётся ограниченной: приведённые в работе данные получены для балки масштаба 1:1 с параметрами гофра 280×45×2/30 мм, что не охватывает широкий диапазон конструктивных вариантов под различные грузоподъёмности. Отсутствуют долговременные испытания на усталость, критически важные при многократном циклическом нагружении. Необходимо изучение влияния различных схем нагружения (эксцентриситет, неравномерность, динамика) на реальное поведение конструкций. Требуется проведение серии сравнительных испытаний с вариацией параметров гофра для валидации численных моделей и формирования прикладных проектных рекомендаций.

5 ПРОВЕДЕНИЕ ЛАБОРАТОРНЫХ ИСПЫТАНИЙ ПРИНЯТЫХ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ СВАРНЫХ ПОДКРАНОВЫХ ДВУТАВРОВЫХ БАЛОК С ГОФРИРОВАННОЙ СТЕНКОЙ

5.1 Планирование проведения эксперимента

Цель и программа исследования. Основной целью настоящей главы является экспериментальная верификация теоретических положений, расчётных зависимостей и результатов численного моделирования, представленных в главах 3 и 4, посредством натуральных испытаний модернизированных металлических подкрановых балок с гофрированными стенками.

Ввиду отсутствия в действующих нормативных документах методик расчёта и проектирования подкрановых балок с гофрированной стенкой, актуальной задачей остаётся разработка новых и совершенствование существующих подходов к оценке их характеристик прочности и устойчивости. Ранее в работе были обоснованы и исследованы варианты геометрии гофров треугольного очертания, однако их практическая реализация в конструкциях сварных подкрановых балок требует обязательной экспериментальной проверки.

Проведённые лабораторные испытания были направлены на количественную оценку влияния параметров гофра на напряжённо-деформированное состояние, несущую способность и устойчивость конструкций. В рамках экспериментальной программы решались следующие задачи:

1. Исследование особенностей предельных состояний балок, а также их поведения и деформативности при различных уровнях нагружения;
2. Оценка влияния геометрических параметров гофра на критические напряжения, соответствующие потере устойчивости стенки;
3. Анализ деформативных характеристик подкрановой балки с гофрированной стенкой на упругой и пластической стадиях работы;
4. Определение максимальной несущей способности исследуемых моделей и установление характера их разрушения либо потери устойчивости.

В связи с отсутствием прямых нормативных требований к испытаниям подкрановых балок с гофрированными стенками, экспериментальная программа была сформирована с учетом положений следующих стандартов:

– ГОСТ по испытанию железобетонных изделий [153], регламентирующего поэтапное нагружение конструкций, измерение прогибов и оценку предельных состояний;

– ГОСТ по испытанию стальных листовых профилей с трапециевидными гофрами [154], определяющего методы статических испытаний металлических профилей, включая элементы с гофрированными стенками, при приложении сосредоточенной нагрузки;

– стандарт по испытанию панелей на поперечный изгиб [155], устанавливающего правила приложения равномерно распределённой и сосредоточенной нагрузки, фиксации прогибов и определения несущей

способности панели - методически аналогично испытаниям стальных элементов на прогиб.

5.2 Принцип геометрического и физического подобия

Эксперимент проводился на конструкциях в масштабе 1:3, выбранном по технологическим соображениям: ширина испытательного стенда составляла 2,5 м, расстояние между опорными пластинами – 2,0 м. При проведении испытаний на масштабных моделях основой служит принцип геометрического и физического подобия. Согласно теории подобия, физическая модель должна быть геометрически подобна натурному объекту (в данном исследовании коэффициент масштабирования $\lambda = 3$) и подчиняться тем же физическим законам [156].

Это означает, что все линейные размеры модели уменьшены в 3 раза по сравнению с прототипом (включая ширину гофра, высоту профиля, длину пролёта и пр.), при этом форма поперечного сечения и расположение узловых точек – опор и приложений нагрузок – сохраняются без изменений. В рамках теории подобия вводятся постоянные отношения одноимённых физических величин между моделью и натурным объектом – так называемые константы подобия. Эти параметры не задаются произвольно, а вытекают из дифференциальных уравнений, описывающих условия равновесия и деформирования конструкции [157].

Для условий статического нагружения используется критерий механического подобия, согласно которому обеспечивается геометрическая идентичность формы и соответствующая корректировка силовых воздействий таким образом, чтобы сохранялось подобие напряжённо-деформированного состояния между моделью и прототипом [156, с.32]. На практике это означает, что нагрузка на модель подбирается так, чтобы в её наиболее нагруженных сечениях возникали напряжения и относительные деформации, пропорциональные соответствующим значениям в натурной конструкции.

При физическом эксперименте конструкций на поперечный изгиб должны соблюдаться следующие принципы:

Геометрическое подобие. Все линейные размеры конструкции (длина пролёта, размеры сечения, высота и шаг гофра) уменьшаются в соответствии с масштабом моделирования $\lambda = 1:3$. Площадь поперечного сечения масштабируется как λ^2 , а момент инерции – как λ^4 (при предположении однородного сечения). Соответственно, если натурный образец имеет площадь поперечного сечения A и момент инерции I , то для модели: $A_m = \frac{A}{\lambda^2}$ и $I_m = \frac{I}{\lambda^4}$. Например, при $\lambda = 3$: $A_m = \frac{A}{9}$, $I_m = \frac{I}{81}$.

Силовое (статическое) подобие. Для обеспечения равенства напряжений в модели и прототипе, при одинаковом модуле упругости E , внешние нагрузки должны масштабироваться пропорционально λ^2 [154, с.4]. В частности, сила

модели $F_m = \frac{F_n}{\lambda^2}$, где $F_n = 95$ кН – нагрузка в натуре. При $\lambda = 3$ получим $F_m \approx 95/9 \approx 10,6$ кН для эквивалентной для подobia напряжений нагрузки.

Масштабирование прогибов. Для линейной балки прогиб описывается выражением $\delta \approx \frac{FL^3}{EI}$. Отношение прогибов модели и натурального объекта будет (5.1):

$$\frac{\delta_m}{\delta_n} = \frac{F_m}{F_n} \times \left(\frac{L_m}{L_n}\right)^2 \times \frac{I_m}{I_n} \quad (5.1)$$

Подставляя $F_m = F_n/\lambda^2$, $l_m = l_n/\lambda$ и $I_m = I_n/\lambda^4$, получим $\frac{\delta_m}{\delta_n} = (1/\lambda^2) \times (1/\lambda^3) \times (\lambda^4) = 1/\lambda$. Следовательно, прогиб модели будет $\lambda = 3$ раза меньше прогиба натурной балки. При этом, если бы силы масштабировались как $1/\lambda$, то $\frac{\delta_m}{\delta_n} = 1/\lambda^0 = 1$, т.е. прогибы были бы равны, но напряжения не совпадали бы.

Сохраняемые параметры. условиях линейно-упругой работы сохраняются относительные деформации ε и напряжения σ , так как E одинаков для модели и прототипа. Это обеспечивает соблюдение подobia напряжённо-деформированного состояния. Константы материала – модуль упругости E , плотность ρ , коэффициент Пуассона ν и предел прочности – считаются инвариантными.

Соблюдение перечисленных условий гарантирует допустимость экстраполяции результатов модельных испытаний на натуральный объект в рамках предположения о линейно-упругом поведении материала [156, с.34].

Ограничения метода. При уменьшении масштаба до малых значений возрастает влияние технологических факторов (шероховатость поверхности, точность сварки, остаточные напряжения и т.п.), что может смещать критические состояния, особенно при внецентренном сжатии или местной потере устойчивости. В связи с этим масштаб $\lambda=1:3$ является компромиссным: он достаточно велик для минимизации масштабных эффектов и в то же время приемлем с точки зрения ресурсов. Следует отметить, что для динамических задач необходимо также учитывать параметры динамического подobia (масштабы времени, скорости и массы), однако в рамках статических испытаний балки это не требуется. Ниже приведена сводная таблица 5.1 основных параметров натуральных балок и их моделей при $\lambda = 3$. Отношения величин (например, уменьшение нагрузки в 9 раз, прогиба – в 3 раза) соответствуют сохранению линейного напряженно-деформированного состояния.

Ниже приведена сводная таблица 5.1 основных параметров натуральных балок и их моделей при $\lambda = 3$. Отношения величин (например, уменьшение нагрузки в 9 раз, прогиба – в 3 раза) соответствуют сохранению линейного напряженно-деформированного состояния.

Таблица 5.1 - Изменяемые показатели физического эксперимента по теории подобия

№	Параметр	Натурная балка	Модель (масштаб 1:3)	Коэффициент (константа)
1	Линейное масштабирование $\lambda = L_{\text{нат}} / L_{\text{мод}}$	–	1/3	3
2	Площадь поперечного сечения A	A	$A/9$	9
3	Момент инерции сечения I	I	$I/81$	81
4	Расчетная статическая нагрузка F	95 кН	$\approx 10,6$ кН	9
5	Изгибающие напряжения σ (макс.)	σ	σ	1
6	Прогиб под нагрузкой δ	δ	$\delta/3$	3
7	Относительная деформация ε	ε	ε	1
8	Модуль упругости E	E	E	1

Как следует из таблицы 5.1, при сохранении одинакового материала (модуль упругости E неизменен) и соответствующем масштабировании нагрузки обеспечивается равенство относительных напряжений и деформаций (σ и ε) в аналогичных зонах модели и натурального образца. При этом абсолютные значения прогибов и жёсткости изменяются в соответствии с масштабными соотношениями. Тем самым достигается подобие напряжённо-деформированного состояния, что является ключевым условием корректной интерпретации и переноса экспериментальных результатов с модели на реальную конструкцию.

5.3 Опытные образцы и методика проведения исследований

В лаборатории АО «КазНИИСА» на силовом полу были проведены стендовые испытания масштабных моделей балок, изготовленных в производственных условиях ТОО «СМФ «МОДУЛЬ» из конструкционной стали марки СтЗсп по ГОСТ 380–2005. Перед проведением испытаний в лаборатории был выполнен химический анализ и проведены механические испытания образцов, отобранных из натуральных элементов (см. Приложения И).

Испытания выполнялись по однопролётной схеме на поперечный изгиб с приложением сосредоточенной вертикальной нагрузки в середине пролёта. Опирались балки осуществлялось на шарнирные опоры, что обеспечивало геометрически определимую схему нагружения, в соответствии с рисунком 5.1.

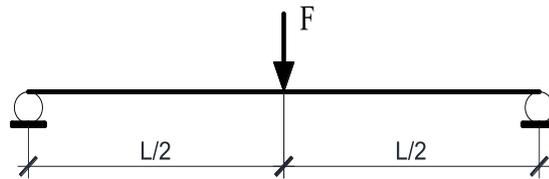


Рисунок 5.1 – Схема нагружения испытываемых моделей

При проведении эксперимента балки устанавливались на испытательный стенд, оснащённый силовой рамой и опорными устройствами, в соответствии с рисунком 5.2, обеспечивающими надёжную фиксацию и воспроизведение заданной схемы нагружения.



Рисунок 5.2 – Стенд для натурных испытаний

Нагружение балок осуществлялось с использованием гидравлического домкрата Larzer SM05016, управляемого вручную через гидравлический насос Larzer W22307. Усилие передавалось на конструкцию через стальную нагрузочную пластину размерами 90×40×30 мм [Приложение Ж], имитирующую железнодорожный рельс и обеспечивающую передачу давления на верхний пояс балки по ширине 40 мм.

Величина прикладываемой нагрузки контролировалась электронным динамометром, предварительно прошедшим государственную поверку [см. Приложение К].

В процессе испытаний регистрировались вертикальные перемещения (прогибы) с использованием электронных прогибомеров с ценой деления 0,01 мм. При этом учитывалось и компенсировалось возможное влияние податливости элементов установки (в том числе обмятия контактных поверхностей), способных исказить фактические значения прогиба.

Прогибомеры устанавливались в ключевых сечениях балки – в зоне приложения нагрузки и в районе опор. Расчётное значение нагрузки на модель балки принималось равным $F_p=10,6$ кН. Нагружение осуществлялось ступенчато, с шагом 0,5 кН. После каждой ступени выдерживалась пауза для стабилизации, затем фиксировались показания прогибомеров [153].

Учитывая уменьшение масштаба эксперимента в 3 раза, толщина и высота стенок моделей приняты соответственно $h_w = 213$ мм и $t_w = 2$ мм (с сохранением гибкости стенки $\lambda_w = 106,7$). Сечение верхнего пояса принято равным $b_{f1} \times t_{f1} = 83 \times 3$ мм, а нижнего пояса равным $b_{f2} \times t_{f2} = 67 \times 3$ мм. Опорное ребро шириной 67 мм, толщиной 3 мм, высотой 226 мм. Расстояние от нижней грани нижней полки до края опорного ребра 7 мм.

В соответствии с программой экспериментального исследования было изготовлено три модели сварных подкрановых балок, включая две модели с гофрированной стенкой. На этих образцах проводилось исследование влияния длины гофра на несущую способность и деформативность конструкций.

Геометрические параметры всех испытанных образцов приведены в таблице 5.2.

Таблица 5.2 – Геометрические характеристики испытанных моделей подкрановых балок

Модель балки	Размеры профиля, см					Шаг ребра жесткости, см	Параметры гофров, L_r см	Параметры гофров, f_r см	Расстояние до ближайшей силы, «F», см	Длина модели l , см
	h	b	s	t	h_w					
ПБ-1	22,6	8,3	0,2	0,3	21,3	100	-	-	100	200
ПБ-2	то же	то же	то же	то же	то же	-	16	то же	то же	то же
ПБ-3	«»	«»	«»	«»	«»	-	21,3	«»	«»	«»

Для исследуемых образцов подкрановых балок были получены экспериментальные зависимости «нагрузка – перемещение» в середине пролёта, отражающие влияние геометрии гофра, в частности его шага и глубины, на деформативные характеристики конструкций. Эти зависимости позволяют оценить жёсткостные параметры и общую работоспособность балок различных типов (ПБ-1, ПБ-2, ПБ-3) при эксплуатационных нагрузках.

Экспериментальные значения вертикальных прогибов в пределах упругой работы материала были сопоставлены с расчётными данными (теоретическими и численно полученными), полученными по расчётной модели подкрановой балки. При этом в модели учитывались реальные геометрические параметры и граничные условия, идентичные условиям испытаний.

Определение экспериментальных значений вертикальных перемещений в каждом характерном сечении балки осуществлялось по следующей расчётной формуле (5.2):

$$y_i = \frac{A_{п-3} + A_{п-4}}{2} - \left[\left(\frac{A_{п-1} + A_{п-2}}{2} + \frac{A_{п-5} + A_{п-6}}{2} \right) / 2 \right], \quad (5.2)$$

где:

$A_{п-3}, A_{п-4}$ – разность по прогибомерам, установленным в сечении, где вычислялись перемещения;

$A_{п-1}, A_{п-2}$ – разность по прогибомерам, на левой опоре балки;

$A_{п-5}, A_{п-6}$ – разность по прогибомерам, на правой опоре балки.

Испытания моделей ПБ–1, ПБ–2 и ПБ–3 проводились до момента истощения их несущей способности, обусловленной потерей устойчивости верхней полки.

Перед началом основного этапа каждая балка проходила предварительное нагружение: цикл из пяти повторений с нагрузкой до 5 кН (50 % расчётной нагрузки). Нагружение осуществлялось ступенями по 0,5 кН с выдержкой на каждой ступени.

Экспериментальная программа включала два этапа:

Первый этап – нагружение моделей без эксцентриситета и с эксцентриситетом ± 15 мм до достижения предела пропорциональности. За критерий принят последний шаг, при котором прирост деформации превышал среднее значение прироста на трёх предыдущих ступенях нагружения.

Второй этап – нагружение модели без эксцентриситета до предельного состояния, сопровождающегося потерей прочности или общей/местной устойчивости.

Для исследуемых моделей подкрановых балок длиной $l = 2000$ мм предельно допустимое значение вертикального прогиба определено по предельному относительному прогибу $\delta_{доп} = l/400$, что составляет 5 мм.

Программа физического эксперимента

Цель: определить поведение подкрановой балки с гофрированной стенкой под действием сосредоточенной нагрузки, при различных вариантах эксцентриситета, на основе сопоставления результатов теоретического, численного и физического экспериментов.

Структурированная таблица 5.3, отражают этапы экспериментального исследования.

Таблица 5.3 - Программа физического эксперимента по исследованию работы подкрановой балки с гофрированной стенкой

№	Этап	Условия	Действия	Цель
0	Исходные данные	<ul style="list-style-type: none"> – Расчётная нагрузка $F_p \approx 10,6$ кН – Шаг нагрузки: 0,5 кН – Время выдержки: 5–10 мин 	<ul style="list-style-type: none"> – Использование домкрата LARZEP SM05016 – Прогибомеры с точностью 0,01 мм – Поверка оборудования (Приложения К, Л, М) 	Задание исходных параметров эксперимента

I	Центральное нагружение	Эксцентриситет $e = 0$ мм	<ul style="list-style-type: none"> – Установка прогибомеров – 5 циклов по 5 кН – Последующее пошаговое нагружение по 0,5 кН – Видео- и фотофиксация – После каждого шага: <ul style="list-style-type: none"> ◦ Выдержка 5–10 мин ◦ Снятие показаний ◦ Построение графика ◦ Сравнение с расчётом (Ли́ра-САПР) – Остановка при выявлении предела пропорциональности – Снятие остаточного прогиба 	Анализ поведения балки в упругой стадии при симметричной нагрузке
II	Нагружение с эксцентриситетом +5+5 мм	Смещение нагрузки на 5 мм вправо	<ul style="list-style-type: none"> – Перемещение контактной зоны нагружения – Повторение схемы этапа I – Фиксация деформаций – Контроль за нелинейным откликом – Снятие остаточного прогиба 	Анализ влияния положительного эксцентриситета на НДС
III	Нагружение с эксцентриситетом –5–5 мм	Смещение нагрузки на 5 мм влево	<ul style="list-style-type: none"> – Повторение этапа II – Фиксация асимметрии деформаций – Сравнение с предыдущими этапами 	Сравнение влияния знака эксцентриситета
IV	Разрушение при центральном нагружении	Эксцентриситет $e=0$	<ul style="list-style-type: none"> – Возврат к центральной схеме – Постепенное нагружение с шагом 0,25 кН – До потери прочности или устойчивости – Видеофиксация момента разрушения – Описание характера разрушения 	Определение предельной несущей способности
V	Обработка и анализ данных	–	<ul style="list-style-type: none"> – Построение графиков «нагрузка – прогиб» для: <ul style="list-style-type: none"> ◦ Расчётной модели (теория) ◦ Численной модели (Ли́ра-САПР) ◦ Экспериментальных данных – Выделение точки перегиба, границы упругости, остаточных деформаций 	Сравнительный анализ расчётных и фактических результатов

5.4 Оценка влияния длины гофров на несущую способность подкрановых балок

Проведённые натурные испытания моделей подкрановых балок с различной геометрией гофрированных стенок позволили установить ключевые параметры их несущей способности, а также зафиксировать характерные особенности деформативного поведения и потери устойчивости как поясов, так и стенок при изменении шага гофра.

В таблице 5.4 приведены теоретически рассчитанные, численно смоделированные [144, с.143] и экспериментально полученные значения вертикальных прогибов исследуемых балок. Дополнительно представлены соответствующие значения относительных прогибов, определённых при нагружении до предполагаемого предела пропорциональности в условиях центрального приложения нагрузки (при эксцентриситете, равном нулю).

Аналитическая интерпретация и сопоставление полученных данных представлены в таблице 5.5, где дана оценка расхождений между расчётными и экспериментальными результатами, а также выявлены закономерности влияния геометрических параметров гофра на напряжённо-деформированное состояние конструкции.

Таблица 5.4 – Полученные теоретические, компьютерные и экспериментальные значения прогибов

Экспериментальная нагрузка F_3 от F_p ,	Нагрузка F_p в кН	ПБ-1				ПБ-2				ПБ-3			
		Теорет.	Комп.	Экспер	Деформ	Теорет.	Комп.	Экспер	Деформ	Теорет.	Комп.	Экспер	Деформ
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
$0,047F_p$	0,5	0,059	0,0649	0,0775	$l/25806$	0,071	0,06416	0,0525	$l/38095$	0,079	0,079	0,0525	$l/38095$
$0,094F_p$	1	0,119	0,13	0,11	$l/18182$	0,143	0,1272	0,1475	$l/13559$	0,159	0,157	0,1075	$l/18605$
$0,142F_p$	1,5	0,178	0,196	0,1575	$l/12698$	0,214	0,1888	0,2125	$l/9412$	0,238	0,233	0,2175	$l/9195$
$0,189F_p$	2	0,237	0,262	0,215	$l/9302$	0,286	0,252	0,2825	$l/7080$	0,317	0,309	0,2725	$l/7339$
$0,236F_p$	2,5	0,296	0,328	0,245	$l/8163$	0,357	0,3144	0,345	$l/5797$	0,397	0,385	0,315	$l/6349$
$0,283F_p$	3	0,356	0,394	0,3725	$l/5369$	0,429	0,3784	0,415	$l/4819$	0,476	0,461	0,4	$l/5000$
$0,330F_p$	3,5	0,415	0,462	0,4325	$l/4624$	0,500	0,4432	0,475	$l/4211$	0,555	0,539	0,4475	$l/4469$
$0,377F_p$	4	0,474	0,529	0,5	$l/4000$	0,572	0,5088	0,545	$l/3670$	0,635	0,619	0,52	$l/3846$
$0,425F_p$	4,5	0,533	0,598	0,5475	$l/3653$	0,643	0,5752	0,595	$l/3361$	0,714	0,698	0,6125	$l/3265$
$0,472F_p$	5	0,593	0,666	0,6125	$l/3265$	0,715	0,6432	0,665	$l/3008$	0,793	0,779	0,67	$l/2985$
$0,519F_p$	5,5	0,652	0,735	0,66	$l/3030$	0,786	0,7112	0,7125	$l/2807$	0,873	0,864	0,775	$l/2581$
$0,566F_p$	6	0,711	0,804	0,73	$l/2740$	0,858	0,7808	0,7725	$l/2589$	0,952	0,946	0,885	$l/2260$
$0,613F_p$	6,5	0,771	0,874	0,8	$l/2500$	0,929	0,848	0,8425	$l/2374$	1,031	1,031	1,0125	$l/1975$
$0,660F_p$	7	0,830	0,944	0,8675	$l/2305$	1,001	0,92	0,905	$l/2210$	1,111	1,115	1,1625	$l/1720$
$0,708F_p$	7,5	0,889	1,01	0,925	$l/2162$	1,072	0,992	0,98	$l/2041$	1,19	1,2	1,32	$l/1515$
$0,755F_p$	8	0,948	1,09	0,975	$l/2051$	1,143	1,064	1,0475	$l/1909$				
$0,802F_p$	8,5	1,008	1,16	1,0525	$l/1900$	1,215	1,136	1,115	$l/1794$				
$0,849F_p$	9	1,067	1,23	1,115	$l/1794$	1,286	1,208	1,185	$l/1688$				
$0,896F_p$	9,5	1,126	1,3	1,19	$l/1681$	1,358	1,28	1,25	$l/1600$				
$0,943F_p$	10	1,186	1,38	1,2475	$l/1603$	1,429	1,36	1,3225	$l/1512$				
$0,991F_p$	10,5	1,245	1,45	1,3275	$l/1507$								

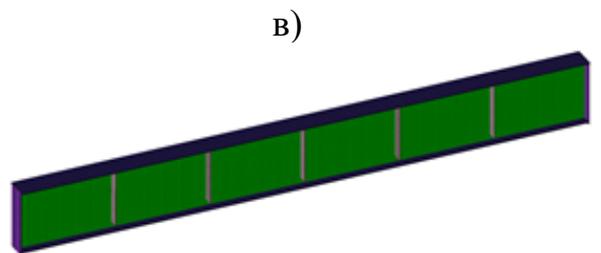
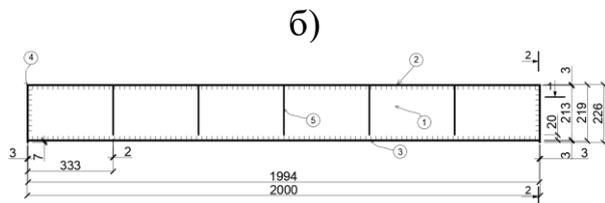
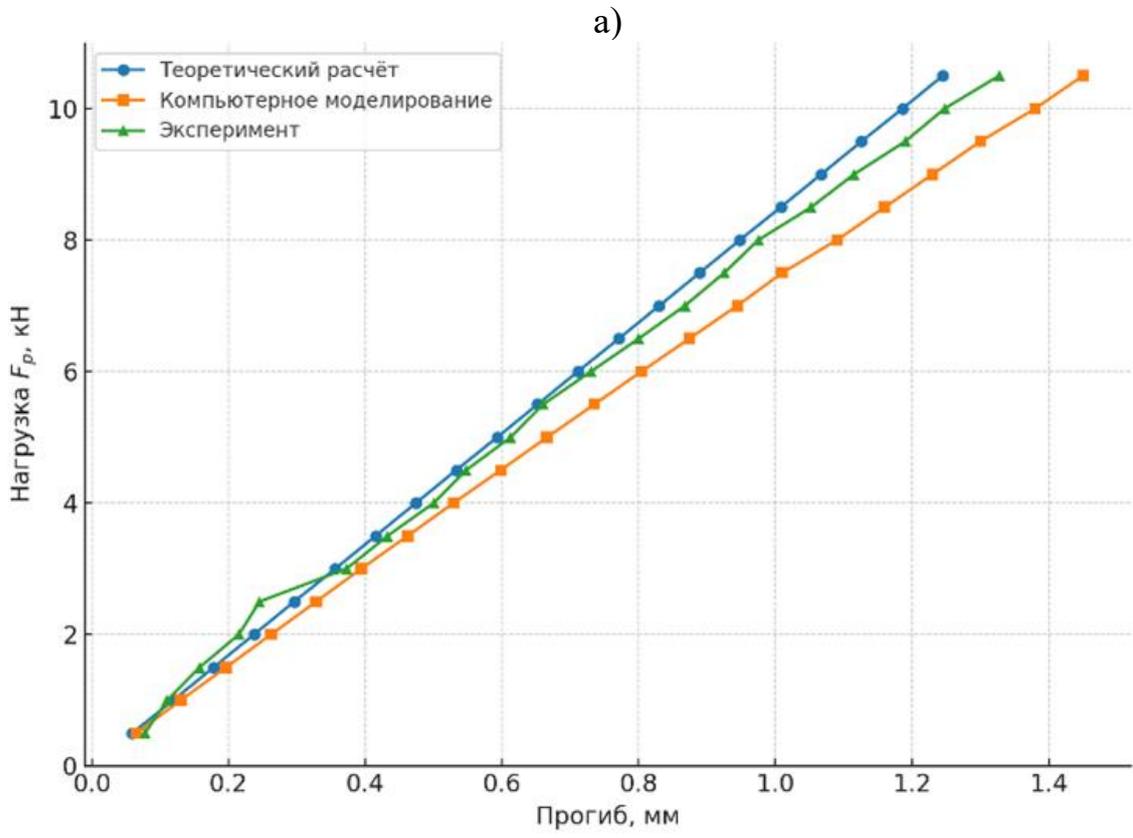
Таблица 5.5 – Результаты анализа полученных данных

Обозначение модели	Расчетная нагрузка, F_p тс/кН	Предельная достигнутая экспериментальная нагрузка $F_{э,мах}$ тс/кН	Прогиб в середине пролета по данным теоретического расчета, мм	Прогиб в середине пролета по данным компьютерного моделирования, мм	Прогиб в середине пролета по экспериментальным данным, мм	Разница теоретических, компьютерных и экспериментальных данных прогибов, %			Остаточный прогиб после данного эксперимента, мм
			U_T от $F_{э,мах}$	$U_{к,мах}$ от $F_{э,мах}$	$U_{э,мах}$ от $F_{э,мах}$	U_K/U_T	$U_э/U_T$	$U_э/U_K$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ПБ-1	1,06/10,6	1,05/10,5	1,245	1,45	1,33	14,1	6,8	8,4	0,095
ПБ-2	то же	1/10	1,429	1,36	1,3225	5,1	7,5	2,6	0,025
ПБ-3	«»	0,75/7,5	1,19	1,2	1,32	0,8	10,5	9,9	0,08

В таблице 5.5 представлены значения вертикальных прогибов $U_{\text{э}}$, зафиксированных при предельной достигнутой нагрузке в пределах упругой стадии работы материала $F_{\text{э},\text{max}}$ для экспериментальных моделей, нагружаемых без эксцентриситета. Также приведены значения прогибов $U_{\text{к}}$., полученные в результате численного моделирования в программном комплексе ЛИРА-САПР 2024, и теоретические расчётные значения прогибов в середине пролёта

Кроме того, в таблице представлены относительные расхождения между различными методами оценки деформативности: $U_{\text{к}}/U_{\text{т}}$, $U_{\text{э}}/U_{\text{т}}$, $U_{\text{э}}/U_{\text{к}}$.

При испытании модели ПБ-1, в соответствии с рисунком 5.3(б, в), до достижения уровня нагрузки $0,943F_p$ наблюдалась чётко выраженная линейная зависимость между нарастающей нагрузкой и прогибом в середине пролёта (график $F-U$), в соответствии с рисунком 5.3(а), что свидетельствует о сохранении упругого режима работы конструкции.



г)



Рисунок 5.3 – Испытание модели ПБ–1

а) графики «нагрузка – перемещение» для теоретических, компьютерных и экспериментальных данных; б) чертеж балки ПБ–1; в) компьютерная модель балки ПБ–1; г) общий вид установки для испытания балки ПБ–1

Анализ таблицы 5.5. показывает, что расхождение между экспериментальными и теоретическими значениями прогибов в пределах упругой стадии составляет от 6,8% до 10,5% по всем исследованным моделям.

Отклонения между экспериментальными и численно полученными значениями прогибов варьируются в пределах от 2,6% до 9,9%.

При достижении нагрузки 10,5 кН ($0,991F_p$) зависимость стала нелинейной, в соответствии с рисунком 5.3(а), после чего была снята нагрузка и зафиксирован остаточный прогиб. Видимых деформаций не выявлено.

При испытании модели ПБ–2, в соответствии с рисунками 5.4(б, в, г), до нагрузки $0,896F_p$ наблюдалась прямая пропорциональная зависимость между приращением силы и прогибом середины модели ($F-Y$), в соответствии с рисунком 5.4(а).

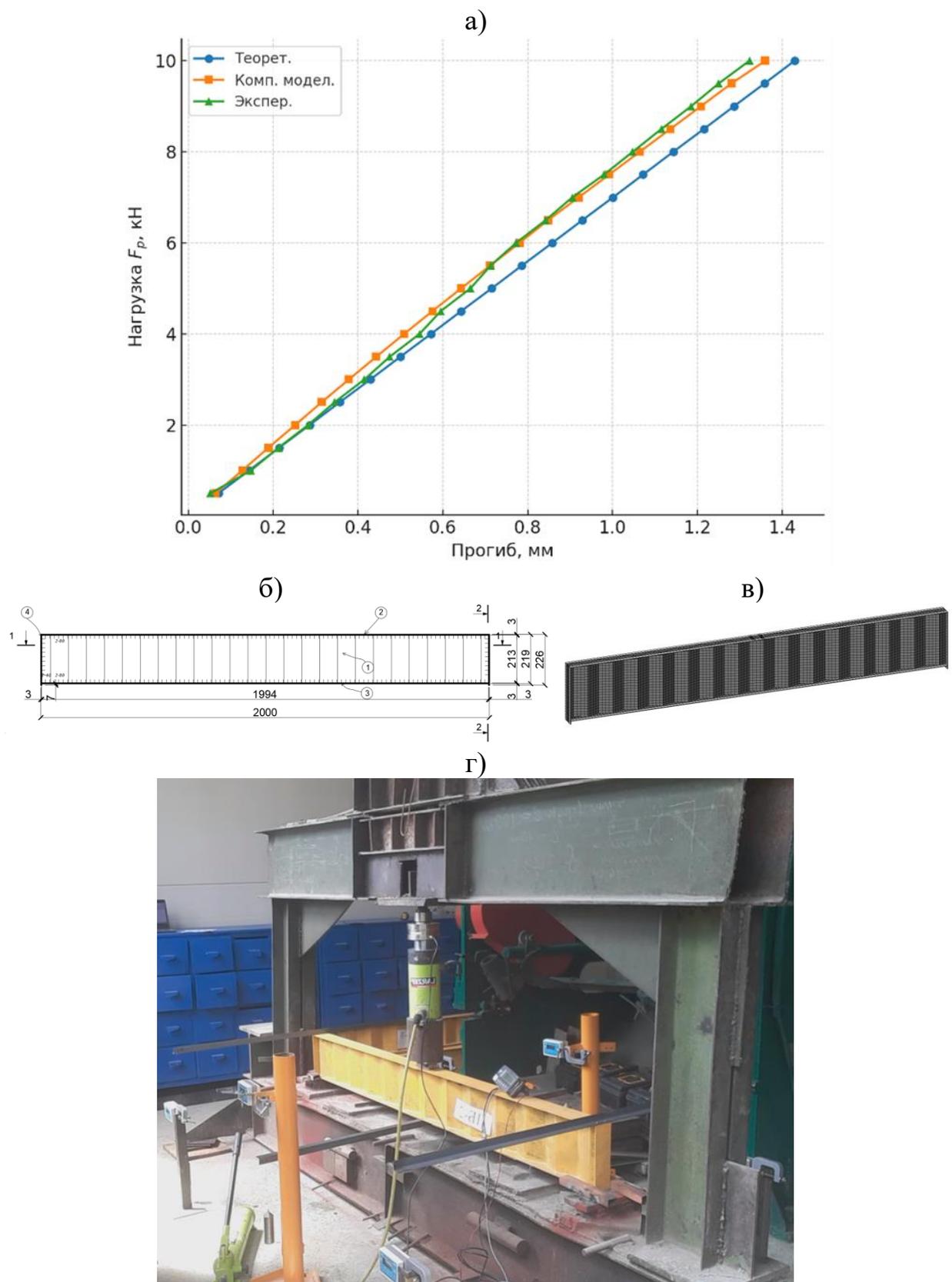
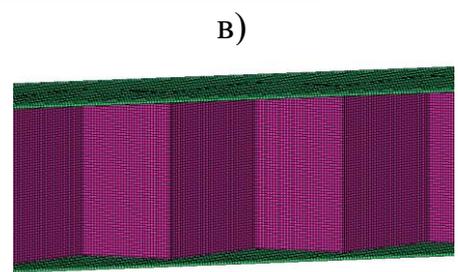
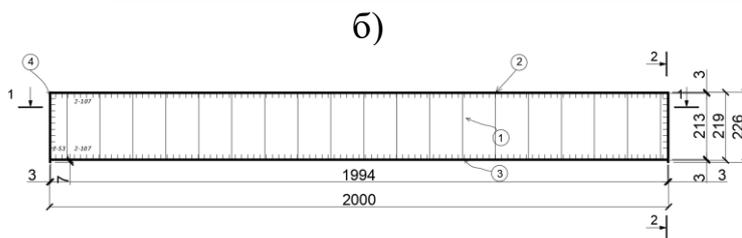
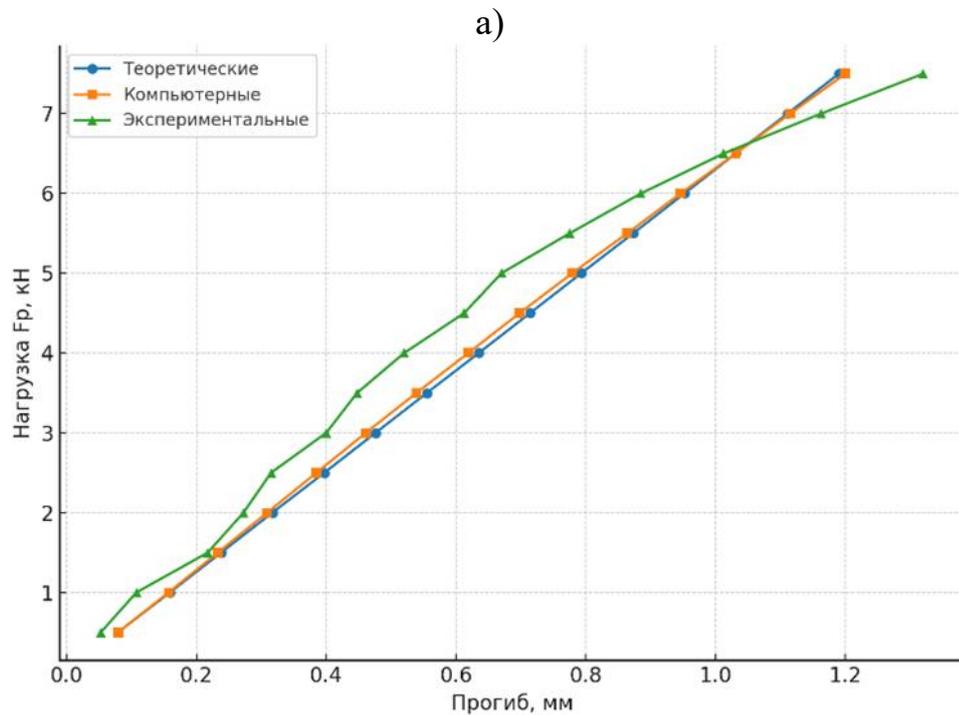


Рисунок 5.4 – Испытание модели ПБ–2

а) графики «нагрузка – перемещение» теоретических, компьютерных и экспериментальных данных; б) чертёж балки ПБ–2; в) компьютерная модель балки ПБ–2; г) общий вид установки для испытания балки ПБ–2

При достижении нагрузки 10 кН ($0,943F_p$) зависимость «нагрузка – прогиб», в соответствии с рисунком 5.4(а), отклонилась от линейной, что указывает на начало перехода балки в нелинейную стадию деформирования. После снятия нагрузки был зафиксирован остаточный прогиб. Видимых остаточных деформаций конструкции не зафиксировано.

В ходе испытаний модели ПБ–3, в соответствии с рисунком 5.5(б, в) до уровня $0,613F_p$ наблюдалась линейная зависимость между увеличением приложенной нагрузки и прогибом в средней части пролёта (график $F–U$), в соответствии с рисунком 5.5(а), что свидетельствует о сохранении упругой работы конструкции в этом диапазоне нагрузок.



г)



Рисунок 5.5 – Испытание модели ПБ–3

а) графики «нагрузка–перемещение» теоретических, компьютерных и экспериментальных данных; б) чертеж балки ПБ–3; в) компьютерная модель балки ПБ–3; г) общий вид установки для испытания балки ПБ–3

При достижении нагрузки 7 кН ($0,66F_p$) зависимость между приложенной нагрузкой и прогибом в средней части пролёта, в соответствии с рисунком 5.5(а), приобрела нелинейный характер, что указывает на выход конструкции из упругой стадии. После разгрузки был зафиксирован остаточный прогиб. Видимых остаточных деформаций в конструкции не наблюдалось.

В таблице 5.6 представлены теоретические, численные [144] и экспериментальные значения вертикальных прогибов исследуемых моделей подкрановых балок, а также соответствующие величины относительных прогибов, полученные при нагружении до предполагаемого предела пропорциональности при эксцентриситете 5 мм.

В таблице 5.7 приведён сравнительный анализ полученных данных, отражающий степень расхождения между расчётными и экспериментальными результатами, а также тенденции влияния эксцентричного нагружения на деформативные характеристики балок.

Таблица 5.6 - Полученные теоретические, компьютерные и экспериментальные значения прогибов

Экспериментальная нагрузка F_3 от F_p ,	Нагрузка F_p в кН	ПБ-1				ПБ-2				ПБ-3			
		Теорет.	Комп.	Экспер	Деформ	Теорет.	Комп.	Экспер	Деформ	Теорет.	Комп.	Экспер	Деформ
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
$0,047F_p$	0,5	0,060	0,052	0,0575	$l/34783$	0,072	0,063	0,095	$l/21053$	0,078	0,0815	0,085	$l/23529$
$0,094F_p$	1	0,119	0,103	0,1175	$l/17021$	0,144	0,125	0,1325	$l/15094$	0,156	0,161	0,1575	$l/12698$
$0,142F_p$	1,5	0,179	0,155	0,1725	$l/11594$	0,216	0,186	0,1975	$l/10127$	0,232	0,238	0,325	$l/6154$
$0,189F_p$	2	0,239	0,207	0,2125	$l/9412$	0,288	0,247	0,34	$l/5882$	0,310	0,315	0,41	$l/4878$
$0,236F_p$	2,5	0,299	0,260	0,2725	$l/7339$	0,360	0,309	0,41	$l/4878$	0,388	0,394	0,515	$l/3883$
$0,283F_p$	3	0,358	0,314	0,315	$l/6349$	0,432	0,371	0,445	$l/4494$	0,466	0,473	0,5975	$l/3347$
$0,330F_p$	3,5	0,418	0,369	0,3825	$l/5229$	0,504	0,436	0,51	$l/3922$	0,544	0,554	0,7025	$l/2847$
$0,377F_p$	4	0,478	0,425	0,445	$l/4494$	0,576	0,502	0,5725	$l/3493$	0,621	0,636	0,815	$l/2454$
$0,425F_p$	4,5	0,537	0,480	0,51	$l/3922$	0,648	0,568	0,6325	$l/3162$	0,698	0,72	0,88	$l/2273$
$0,472F_p$	5	0,597	0,537	0,55	$l/3636$	0,720	0,636	0,68	$l/2941$	0,776	0,806	1	$l/2000$
$0,519F_p$	5,5	0,657	0,595	0,6	$l/3333$	0,792	0,705	0,7425	$l/2694$	0,854	0,894	0,9425	$l/2122$
$0,566F_p$	6	0,717	0,653	0,6525	$l/3065$	0,863	0,774	0,7975	$l/2508$	0,931	0,983	1,0075	$l/1985$
$0,613F_p$	6,5	0,776	0,712	0,7125	$l/2807$	0,935	0,846	0,8575	$l/2332$	1,009	1,07	1,06	$l/1887$
$0,660F_p$	7	0,836	0,771	0,7625	$l/2623$	1,007	0,917	0,91	$l/2198$	1,086	1,17	1,175	$l/1702$
$0,708F_p$	7,5	0,896	0,835	0,8075	$l/2477$	1,079	0,987	0,96	$l/2083$				
$0,755F_p$	8	0,956	0,890	0,8675	$l/2305$	1,151	1,058	1,03	$l/1942$				
$0,802F_p$	8,5	1,015	0,954	0,93	$l/2151$								

Таблица 5.7 – Результаты анализа полученных данных

Обозначение модели	Расчетная нагрузка, F_p тс/кН	Предельная достигнутая экспериментальная нагрузка $F_{э,мах}$ тс/кН	Прогиб в середине пролета по данным теоретического расчета, мм	Прогиб в середине пролета по данным компьютерного моделирования, мм	Прогиб в середине пролета по экспериментальным данным, мм	Разница теоретических, компьютерных и экспериментальных данных прогибов, %			Остаточный прогиб после данного эксперимента, мм
			U_T от $F_{э,мах}$	$U_{к,мах}$ от $F_{э,мах}$	$U_{э,мах}$ от $F_{э,мах}$	$U_к/U_T$	$U_э/U_T$	$U_э/U_к$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ПБ-1	1,06/10,6	0,85/8,5	1,015	0,954	0,93	6,4	8,4	2,6	0,075
ПБ-2	то же	0,8/8	1,151	1,058	1,03	8,8	10,5	2,7	0,0825
ПБ-3	«»	0,7/7	1,086	1,17	1,175	7,2	7,6	0,4	0,0475

В таблице 5.7 приведены значения вертикальных прогибов U_3 , зафиксированных при предельной достигнутой нагрузке стали $F_{3,max}$ в пределах упругой стадии работы материала для экспериментальных моделей, нагружаемых без эксцентриситета. Также представлены значения прогибов U_k , полученные в результате численного моделирования в программном комплексе ЛИРА-САПР 2024, а также расчётные теоретические значения прогибов в середине пролёта.

Кроме того, в таблице приведены относительные расхождения между различными подходами к оценке деформативности: U_k/U_T , U_3/U_T и U_3/U_k , что позволяет оценить точность расчётных и численных методов по сравнению с натурными результатами.

При испытании модели ПБ-1 (рисунок 5.3, б, в) до уровня нагрузки $0,943 \cdot F_p$ наблюдалась выраженная линейная зависимость между нарастающей нагрузкой и прогибом в средней части пролёта (график $F-U$, рисунок 5.3, а), что подтверждает работу конструкции в упругом режиме.

При испытании модели ПБ-1, в соответствии с рисунком 5.6(б, в, г) до нагрузки 8 кН ($0,755F_p$) наблюдалась прямая пропорциональная зависимость между приращением силы и прогибом середины модели ($F-U$), в соответствии с рисунком 5.6.

При испытании модели ПБ-1, в соответствии с рисунком 5.3(б, в, г) до нагрузки 8 кН ($0,755F_p$) наблюдалась прямая пропорциональная зависимость между приращением силы и прогибом середины модели ($F-U$), в соответствии с рисунком 5.6.

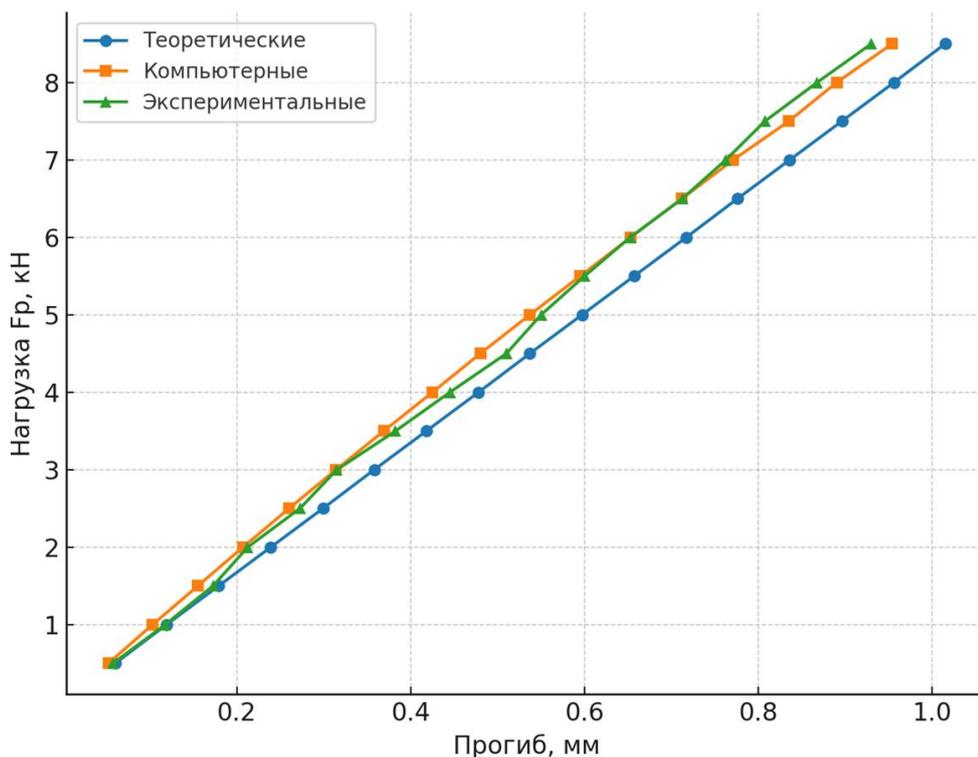


Рисунок 5.6 – График «нагрузка – перемещение» для теоретических, компьютерных и экспериментальных данных ПБ-1

При достижении уровня нагрузки 8,5 кН ($0,802F_p$) зависимость между нагрузкой и прогибом в середине пролёта (рисунок 5.6, а) приобрела нелинейный характер, что свидетельствует о выходе за предел пропорциональности. После снятия нагрузки был зафиксирован остаточный прогиб; визуально различимых деформаций не наблюдалось.

При испытании модели ПБ–2, в соответствии с рисунком 5.7(б, в), до нагрузки 7,5 кН ($0,708F_p$) сохранялась чёткая линейная зависимость между приращением нагрузки и соответствующим увеличением прогиба в средней части пролёта (график $F-Y$), в соответствии с рисунком 5.7(а), что указывает на сохранение упругой работы конструкции в указанном диапазоне нагружения.

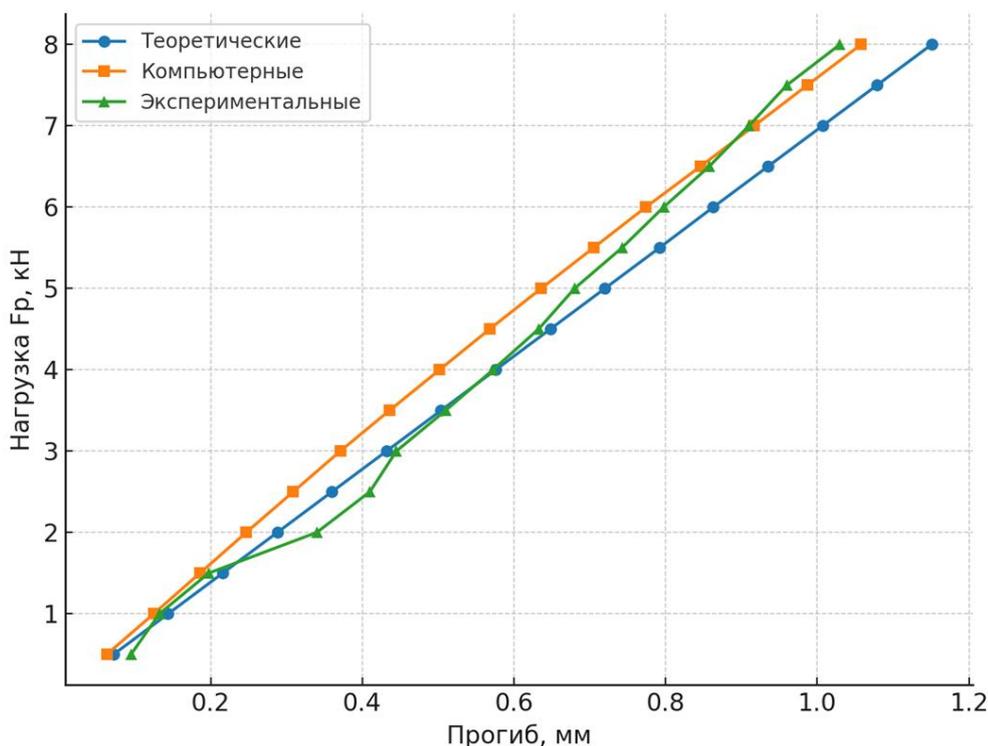


Рисунок 5.7 – График «нагрузка – перемещение» теоретических, компьютерных и экспериментальных данных ПБ-2

При достижении нагрузки 8 кН ($0,755F_p$) график зависимости нагрузки от прогиба, в соответствии с рисунком 5.7, утратил линейный характер, что указывает на переход в стадию нелинейной деформации. После разгрузки был зафиксирован остаточный прогиб. Визуальных признаков остаточной деформации или повреждения не выявлено.

При испытании модели ПБ–3, в соответствии с рисунком 5.8(б, в) до уровня 5 кН ($0,472F_p$) наблюдалась отчётливая линейная зависимость между приращением усилия и соответствующим прогибом в середине пролёта (график $F - Y$, в соответствии с рисунком 5.8(а), что подтверждает упругий режим работы конструкции. При дальнейшем нагружении до 5,5 кН зафиксировано отклонение балки в сторону (вправо), обусловленное локальной потерей устойчивости или асимметрией напряжённого состояния.

После повышения нагрузки до 6 кН линейность графика восстановилась, что может свидетельствовать о перераспределении внутренних усилий и стабилизации формы конструкции в новом деформированном состоянии.

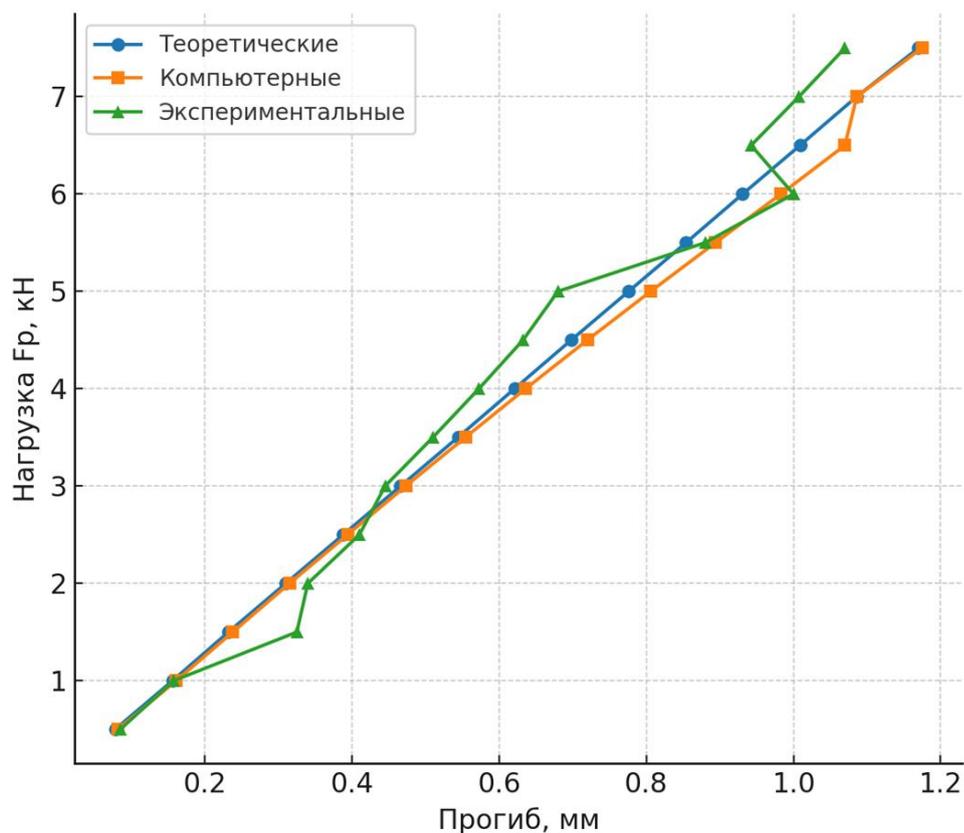


Рисунок 5.8 – график «нагрузка–перемещение» теоретических, компьютерных и экспериментальных данных для ПБ-3

При достижении нагрузки 6,5 кН ($\approx 0,613F_p$) зависимость между прикладываемой нагрузкой и прогибом утратила линейный характер, в соответствии с рисунком 5.8, что свидетельствует о переходе конструкции в стадию нелинейной деформации. После разгрузки был зафиксирован остаточный прогиб. Видимых повреждений, свидетельствующих о пластических или локальных остаточных деформациях, не зафиксировано.

В таблице 5.8 представлены теоретически рассчитанные, численно определённые [144] и экспериментально полученные значения вертикальных прогибов исследуемых моделей подкрановых балок при нагружении с эксцентриситетом – 5 мм. Также приведены соответствующие значения относительных прогибов, зафиксированных при достижении условного предела пропорциональности.

В таблице 5.9 приведён сравнительный анализ полученных результатов, включая относительные отклонения между теоретическими, численными и натурными значениями прогибов, что позволяет оценить степень соответствия расчётных моделей реальному поведению конструкций с различной геометрией гофра.

Таблица 5.8 - Полученные теоретические, компьютерные и экспериментальные значения прогибов

Экспериментальная нагрузка F_3 от F_p ,	Нагрузка F_p в кН	ПБ-1				ПБ-2				ПБ-3			
		Теорет.	Комп.	Экспер	Деформ	Теорет.	Комп.	Экспер	Деформ	Теорет.	Комп.	Экспер	Деформ
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
$0,047F_p$	0,5	0,060	0,052	0,0575	$l/34783$	0,071	0,065	0,0575	$l/34783$	0,071	0,067	0,05	$l/40000$
$0,094F_p$	1	0,119	0,103	0,1175	$l/17021$	0,142	0,128	0,12	$l/16667$	0,142	0,131	0,1925	$l/10390$
$0,142F_p$	1,5	0,179	0,155	0,1725	$l/11594$	0,213	0,192	0,1875	$l/10667$	0,213	0,196	0,195	$l/10256$
$0,189F_p$	2	0,239	0,207	0,2125	$l/9412$	0,284	0,254	0,2625	$l/7619$	0,283	0,260	0,2725	$l/7339$
$0,236F_p$	2,5	0,299	0,260	0,2725	$l/7339$	0,355	0,318	0,3425	$l/5839$	0,354	0,325	0,3575	$l/5594$
$0,283F_p$	3	0,358	0,314	0,315	$l/6349$	0,426	0,384	0,405	$l/4938$	0,425	0,391	0,45	$l/4444$
$0,330F_p$	3,5	0,418	0,369	0,3825	$l/5229$	0,497	0,450	0,49	$l/4082$	0,496	0,458	0,5125	$l/3902$
$0,377F_p$	4	0,478	0,425	0,445	$l/4494$	0,568	0,517	0,5475	$l/3653$	0,567	0,526	0,61	$l/3279$
$0,425F_p$	4,5	0,537	0,480	0,51	$l/3922$	0,639	0,585	0,6175	$l/3239$	0,638	0,596	0,5925	$l/3376$
$0,472F_p$	5	0,597	0,537	0,55	$l/3636$	0,710	0,654	0,685	$l/2920$	0,708	0,667	0,675	$l/2963$
$0,519F_p$	5,5	0,657	0,595	0,6	$l/3333$	0,781	0,723	0,755	$l/2649$	0,779	0,738	0,7825	$l/2556$
$0,566F_p$	6	0,717	0,653	0,6525	$l/3065$	0,852	0,795	0,8125	$l/2462$	0,850	0,812	0,8625	$l/2319$
$0,613F_p$	6,5	0,776	0,712	0,7125	$l/2807$	0,923	0,869	0,865	$l/2312$	0,921	0,886	0,955	$l/2094$
$0,660F_p$	7	0,836	0,771	0,7625	$l/2623$	0,994	0,942	0,925	$l/2162$	0,992	0,96	0,93	$l/2151$
$0,708F_p$	7,5	0,896	0,835	0,8075	$l/2477$	1,065	1,015	0,9925	$l/2015$				
$0,755F_p$	8	0,956	0,890	0,8675	$l/2305$	1,136	1,088	1,0625	$l/1882$				
$0,802F_p$	8,5	1,015	0,954	0,93	$l/2151$								

Таблица 5.9 – Результаты анализа полученных данных

Обозначение модели	Расчетная нагрузка, F_p тс/кН	Предельная достигнутая экспериментальная нагрузка $F_{э,мах}$ тс/кН	Прогиб в середине пролета по данным теоретического расчета, мм	Прогиб в середине пролета по данным компьютерного моделирования, мм	Прогиб в середине пролета по экспериментальным данным, мм	Разница теоретических, компьютерных и экспериментальных данных прогибов, %			Остаточный прогиб после данного эксперимента, мм
			U_T от $F_{э,мах}$	$U_{к,мах}$ от $F_{э,мах}$	$U_{э,мах}$ от $F_{э,мах}$	U_K/U_T	$U_э/U_T$	$U_э/U_K$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ПБ-1	1,06/10,6	0,85/8,5	1,015	0,954	0,93	6,4	8,4	2,6	0,075
ПБ-2	то же	0,8/8	1,136	1,088	1,0625	4,4	6,5	2,4	0,0825
ПБ-3	«»	0,7/7	0,992	0,96	0,93	6,67	6,3	3,3	0,1175

В таблице 5.9 приведены значения вертикальных прогибов $U_э$, зафиксированных при предельной достигнутой нагрузке в пределах упругой стадии работы материала $F_{э,мах}$, при нагружении с эксцентриситетом -5 мм. Также представлены расчётные значения прогибов в середине пролёта, полученные путём численного моделирования в программном комплексе ЛИРА-САПР 2024 ($U_к$), и теоретические значения ($U_т$).

Дополнительно даны относительные соотношения между данными различных методов расчёта и эксперимента: $U_к/U_т$, $U_э/U_т$ и $U_э/U_к$.

Отклонения между экспериментальными и теоретическими значениями прогибов в упругой стадии составляют от 6,3 % до 8,4 % для всех исследованных моделей. Различия между экспериментальными и численными результатами более существенны – от 20,7 % до 28,5 %, что свидетельствует о недостаточной точности численных моделей в учёте эксцентрично приложенной нагрузки и её влияния на деформативность подкрановых балок с гофрированной стенкой.

При испытании модели ПБ–1, в соответствии с рисунком 5.9, до уровня нагрузки 8 кН ($0,755F_p$) наблюдалась выраженная линейная зависимость между нарастающей нагрузкой и вертикальным прогибом в середине пролёта (график $F-U$), что указывает на упругий характер работы конструкции в указанном диапазоне.

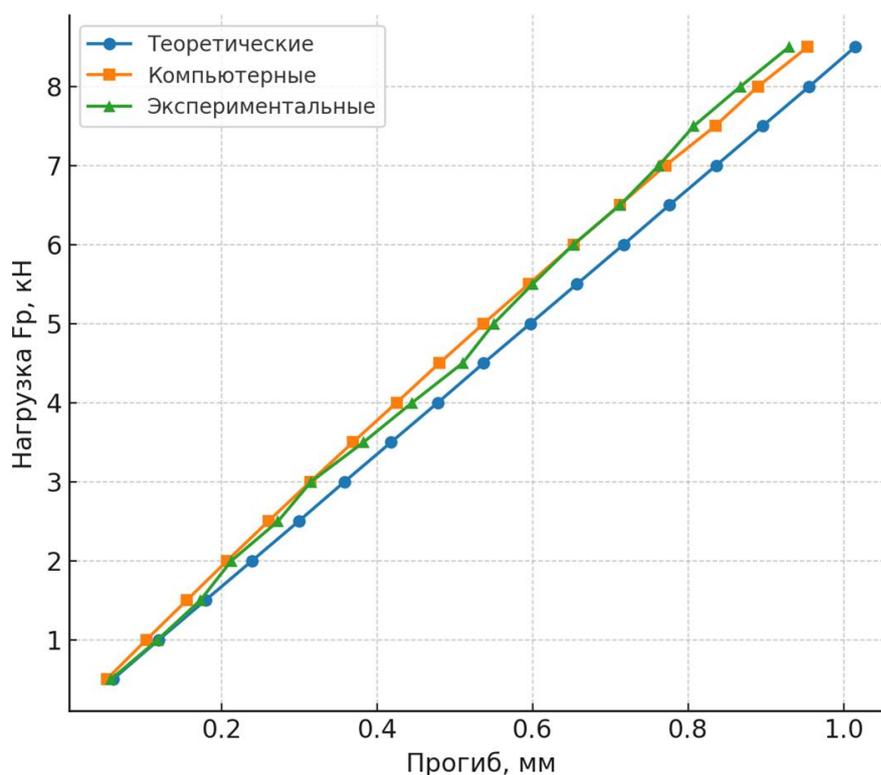


Рисунок 5.9 – График «нагрузка – перемещение» для теоретических, компьютерных и экспериментальных данных ПБ-1

При достижении уровня нагрузки 8,5 кН ($0,802F_p$) зависимость между нагрузкой и прогибом (график $F-U$), в соответствии с рисунком 5.9, стала

выраженно нелинейной, что свидетельствует о выходе конструкции из упругой стадии работы. После разгрузки был зафиксирован остаточный прогиб. Видимых пластических деформаций или нарушений целостности конструкции не обнаружено.

В ходе испытания модели ПБ–2, в соответствии с рисунком 5.10, до нагрузки 7,5 кН ($0,708F_p$) наблюдалась устойчивая линейная зависимость между величиной приращения нагрузки и вертикальным прогибом в середине пролёта, что подтверждает сохранение упругого режима работы конструкции на данном этапе нагружения.

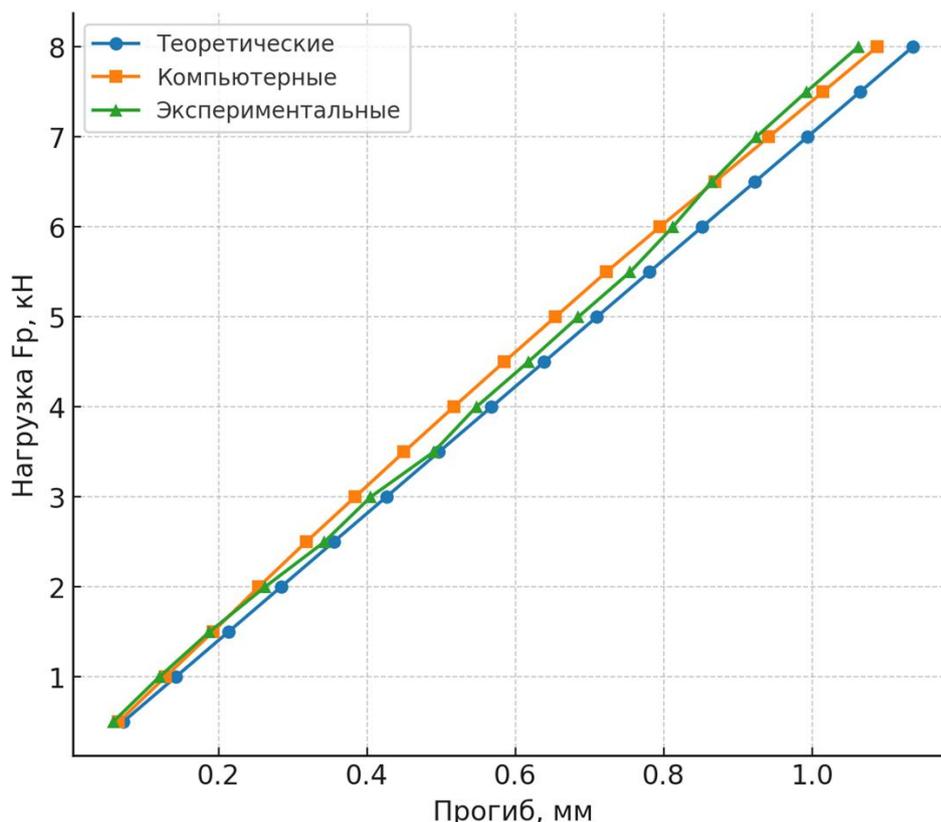


Рисунок 5.10 – График «нагрузка – перемещение» теоретических, компьютерных и экспериментальных данных ПБ-2

При достижении нагрузки 8 кН ($0,755F_p$) для модели ПБ–2, в соответствии с рисунком 5.7, зависимость между нагрузкой и прогибом утратила линейный характер, что свидетельствует о выходе конструкции из упругой стадии работы. После снятия нагрузки был зафиксирован остаточный прогиб. Видимых остаточных деформаций или повреждений не зафиксировано.

При испытании модели ПБ–3, в соответствии с рисунком 5.11, до уровня нагрузки 3,5 кН наблюдалась чёткая линейная зависимость между величиной приращения нагрузки и вертикальным прогибом в середине пролёта балки (график $F-U$). При дальнейшем увеличении нагрузки до 4 кН была зафиксирована асимметричная деформация - изгиб балки в сторону (вправо), однако при 4,5 кН линейный характер деформации временно восстановился.

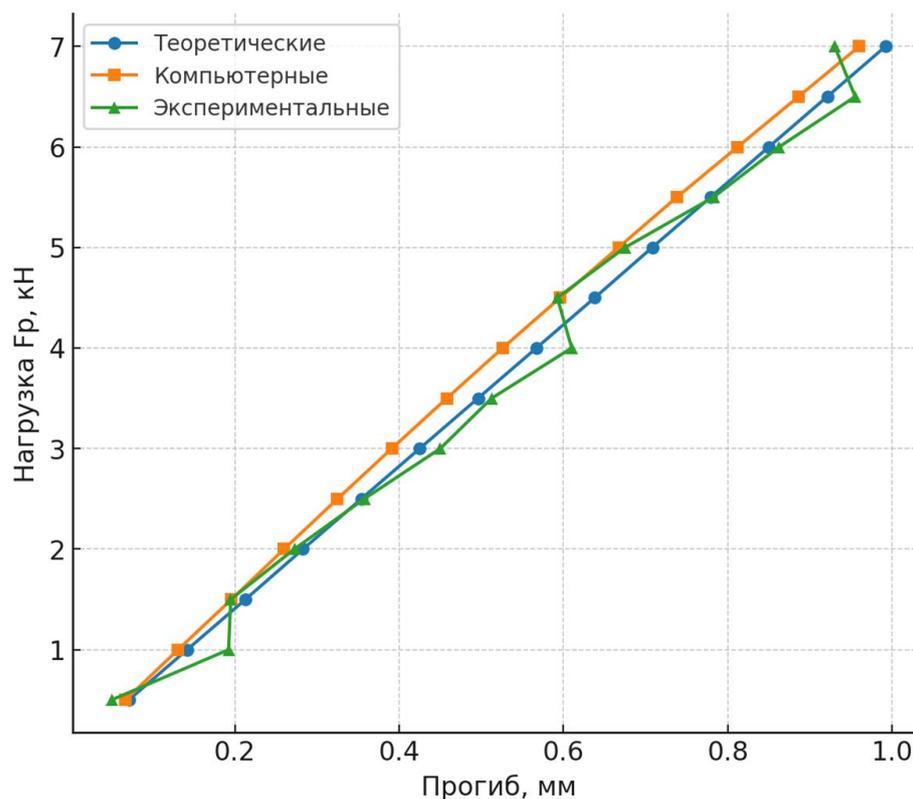


Рисунок 5.11 – график «нагрузка–перемещение» теоретических, компьютерных и экспериментальных данных для ПБ-3

При достижении уровня нагрузки 7 кН модель балки ПБ–3 испытала заметное отклонение - наблюдался поперечный изгиб в сторону (вправо), в соответствии с рисунком 5.11. После этого нагрузка была снята, и был зафиксирован остаточный прогиб. Видимых остаточных деформаций или повреждений поверхности конструкции не выявлено.

В таблице 5.10 представлены полученные значения вертикальных прогибов исследуемых подкрановых балок, определённые тремя методами: теоретическим расчётом, численным моделированием в программном комплексе ЛИРА-САПР 2024 [144], а также в ходе экспериментальных испытаний. Также приведены величины относительных прогибов, зафиксированных при нагружении до предельного состояния (потери прочности или устойчивости) при центральном приложении нагрузки (без эксцентриситета).

Аналитический обзор полученных данных, включая сравнение расчётных и натурных результатов и оценку влияния гофра на деформативность конструкции, приведён в таблице 5.11.

Таблица 5.10 - Полученные теоретические, компьютерные и экспериментальные значения прогибов

Экспериментальная нагрузка F_3 от F_p ,	Нагрузка F_p в кН	ПБ-1				ПБ-2				ПБ-3			
		Теорет.	Комп.	Экспер	Деформ	Теорет.	Комп.	Экспер	Деформ	Теорет.	Комп.	Экспер	Деформ
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
$0,755F_p$	8	таб. 5.3	1,141	1,121	1,105	$l/1810$							
$0,802F_p$	8,5	таб. 5.3	1,213	1,196	1,19	$l/1681$							
$0,849F_p$	9	таб. 5.3	1,284	1,272	1,2975	$l/1541$							
$0,896F_p$	9,5	таб. 5.3	1,355	1,35	1,445	$l/1384$							
$0,943F_p$	10	таб. 5.3											
$0,991F_p$	10,5	таб. 5.3	таб. 5.3	таб. 5.3	таб. 5.3	1,655	1,563	1,4375	$l/1391$				
$1,038F_p$	11	1,478	1,52	1,2975	$l/1541$	1,734	1,650	1,5025	$l/1331$				
$1,085F_p$	11,5	1,545	1,6	1,345	$l/1487$	1,813	1,729	1,55	$l/1290$				
$1,132F_p$	12	1,613	1,67	1,4025	$l/1426$	1,891	1,816	1,615	$l/1238$				
$1,179F_p$	12,5	1,680	1,75	1,47	$l/1361$	1,971	1,903	1,68	$l/1190$				
$1,226F_p$	13	1,747	1,82	1,51	$l/1325$	2,049	1,991	1,795	$l/1114$				
$1,274F_p$	13,5	1,814	1,9	1,6	$l/1250$	2,129	2,078	1,8575	$l/1077$				
$1,321F_p$	14	1,882	1,98	1,725	$l/1159$	2,207	2,165	1,9325	$l/1035$				
$1,368F_p$	14,5	1,949	2,06	1,775	$l/1127$	2,285	2,261	2,0175	$l/991$				
$1,415F_p$	15	2,015	2,13	1,8275	$l/1094$	2,365	2,349	2,0825	$l/960$				
$1,462F_p$	15,5	2,083	2,21	1,9	$l/1053$	2,443	2,436	2,15	$l/930$				
$1,509F_p$	16	2,150	2,29	1,9925	$l/1004$	2,522	2,532	2,2075	$l/906$				
$1,557F_p$	16,5	2,217	2,37	2,0875	$l/958$	2,601	2,628	2,2775	$l/878$				
$1,604F_p$	17	2,284	2,45	2,145	$l/932$	2,680	2,724	2,355	$l/849$				
$1,651F_p$	17,5	2,352	2,53	2,24	$l/893$	2,758	2,820	2,4475	$l/817$				
$1,698F_p$	18	2,419	2,62	2,3025	$l/869$	2,838	2,916	2,525	$l/792$				
$1,745F_p$	18,5	2,486	2,7	2,3825	$l/839$	2,916	3,012	2,625	$l/762$				
$1,792F_p$	19	2,554	2,78	2,5075	$l/798$	2,995	3,108	2,73	$l/733$				

Продолжение таблицы 5.9

1,840F _p	19,5	2,621	2,86	2,7275	l/733	3,074	3,213	2,855	l/701				
1,887F _p	20	2,688	2,95	2,7025	l/740	3,153	3,318	3,0275	l/661				
1,934F _p	20,5	2,755	3,03	2,7625	l/724	3,231	3,422	3,0225	l/662				
1,981F _p	21	2,823	3,12	2,875	l/696	3,311	3,527	3,3425	l/598				
2,028F _p	21,5	2,889	3,21	2,9825	l/671	3,389	3,632	3,4025	l/588				
2,075F _p	22	2,956	3,29	3,0725	l/651	3,467	3,737	3,48	l/575				
2,123F _p	22,5	3,023	3,38	3,1775	l/629	3,547	3,850	3,5975	l/556				
2,170F _p	23	3,091	3,47	3,2675	l/612	3,625	3,955	3,7525	l/533				
2,217F _p	23,5	3,158	3,56	3,36	l/595	3,705	4,069	3,84	l/521				
2,264F _p	24	3,225	3,65	3,785	l/528	3,783	4,182	4,025	l/497				
2,311F _p	24,5					3,862	4,296	4,14	l/483				
2,358F _p	25					3,941	4,418	4,3275	l/462				
2,406F _p	25,5					4,02	4,54	4,4675	l/448				

Таблица 5.11 – Результаты анализа полученных данных

Обозначение модели	Расчетная нагрузка, F_p тс/кН	Предельная достигнутая экспериментальная нагрузка $F_{э,мах}$ тс/кН	Прогиб в середине пролета по данным теоретического расчета, мм	Прогиб в середине пролета по данным компьютерного моделирования, мм	Прогиб в середине пролета по экспериментальным данным, мм	Разница теоретических, компьютерных и экспериментальных данных прогибов, %			Характер разрушения образцов
			U_T от $F_{э,мах}$	$U_{к,мах}$ от $F_{э,мах}$	$U_{э,мах}$ от $F_{э,мах}$	U_K/U_T	$U_э/U_T$	$U_э/U_K$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ПБ–1	1,06/10,6	2,4/24	3,225	3,65	3,785	11,6	14,8	3,7	Потеря общей устойчивости поясов
ПБ–2	то же	2,55/25,5	4,02	4,54	4,468	11,45	10,1	1,6	Потеря местной устойчивости сжатого пояса
ПБ–3	«»	1/10	1,355	1,35	1,445	0,37	6,6	6,6	Потеря общей устойчивости поясов

В таблице 5.11 приведены значения вертикальных прогибов $U_{\text{э}}$, зафиксированных при достижении предельной нагрузки $F_{\text{э, max}}$, для экспериментальных моделей в упругопластической стадии работы материала (без эксцентриситета). Также представлены соответствующие значения прогибов, полученные в результате численного моделирования в программном комплексе ЛИРА-САПР 2024, и теоретически рассчитанные значения прогибов в середине пролёта.

Наряду с абсолютными значениями в таблице представлены относительные отклонения между тремя подходами: $U_{\text{к}}/U_{\text{т}}$, $U_{\text{э}}/U_{\text{т}}$ и $U_{\text{э}}/U_{\text{к}}$, позволяющие количественно оценить точность моделирования и степень достоверности расчётных методик.

Разброс между экспериментальными и теоретическими значениями прогибов в условиях упругопластической работы материала составляет от 6,6 % до 14,8 % по всем исследованным моделям.

Отклонения между экспериментальными и численными данными составляют от 1,6 % до 6,6%.

При испытании модели ПБ–1, в соответствии с рисунком 5.3(б, в), до уровня нагрузки 23,5 кН наблюдалась устойчивая линейная зависимость между увеличением нагрузки и прогибом в середине пролёта (график $F-U$), за исключением небольшого локального отклонения (скачка) на уровне 19,5 кН, в соответствии с рисунком 5.11, что может свидетельствовать о начальной стадии локальной потери устойчивости.

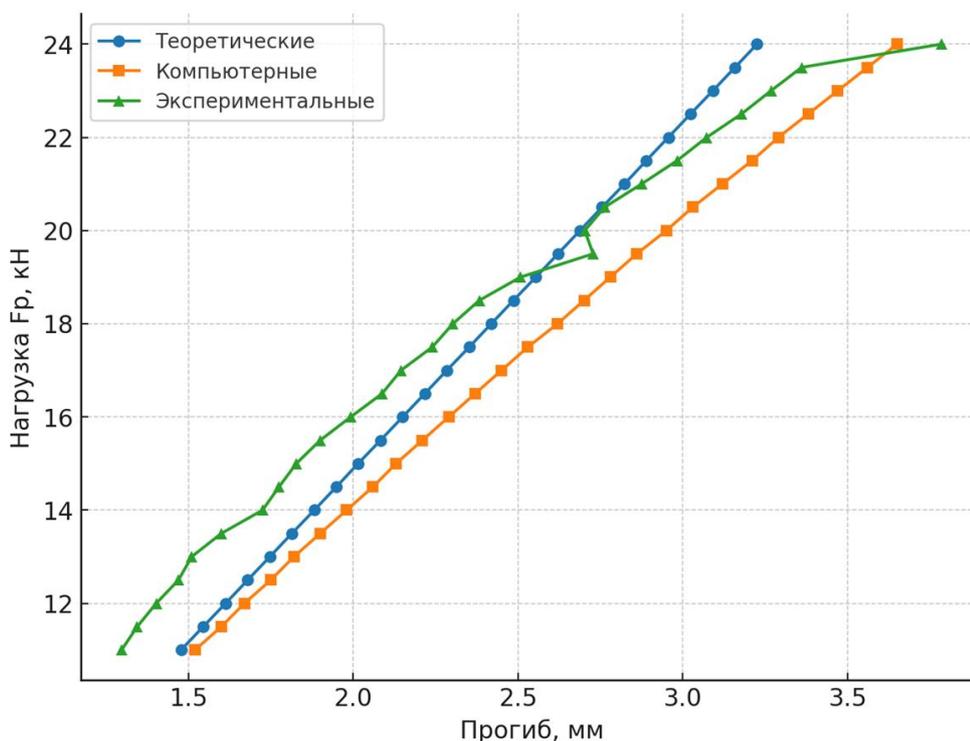


Рисунок 5.11 – график «нагрузка – перемещение» для теоретических, компьютерных и экспериментальных данных для ПБ-1

При достижении нагрузки 24 кН зависимость стала нелинейной, в соответствии с рисунком 5.11. Был замечен горизонтальный прогиб балки, который остался и после снятия нагрузки, в соответствии с рисунком 5.12.

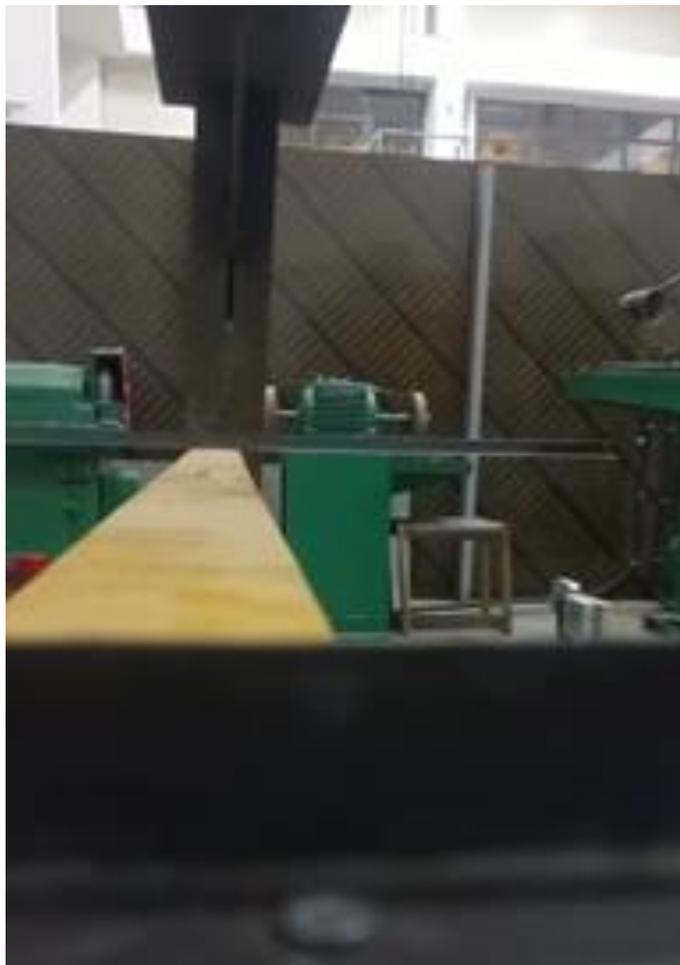


Рисунок 5.12 – Потеря общей устойчивости ПБ-1

При испытании модели ПБ–2, в соответствии с рисунком 5.4(б, в, г), до нагрузки 25,5 кН наблюдалась прямая пропорциональная зависимость между приращением силы и прогибом середины модели ($F-U$), в соответствии с рисунком 5.13. При испытании модели ПБ–2, в соответствии с рисунком 5.4(б, в), до уровня нагрузки 25,5 кН фиксировалась выраженная линейная зависимость между нарастающей нагрузкой и вертикальным прогибом в середине пролёта (график $F-U$), в соответствии с рисунком 5.13, что указывает на устойчивую работу конструкции в пределах упругопластического режима. Существенных отклонений от пропорционального характера деформирования до указанного уровня нагрузки не выявлено.

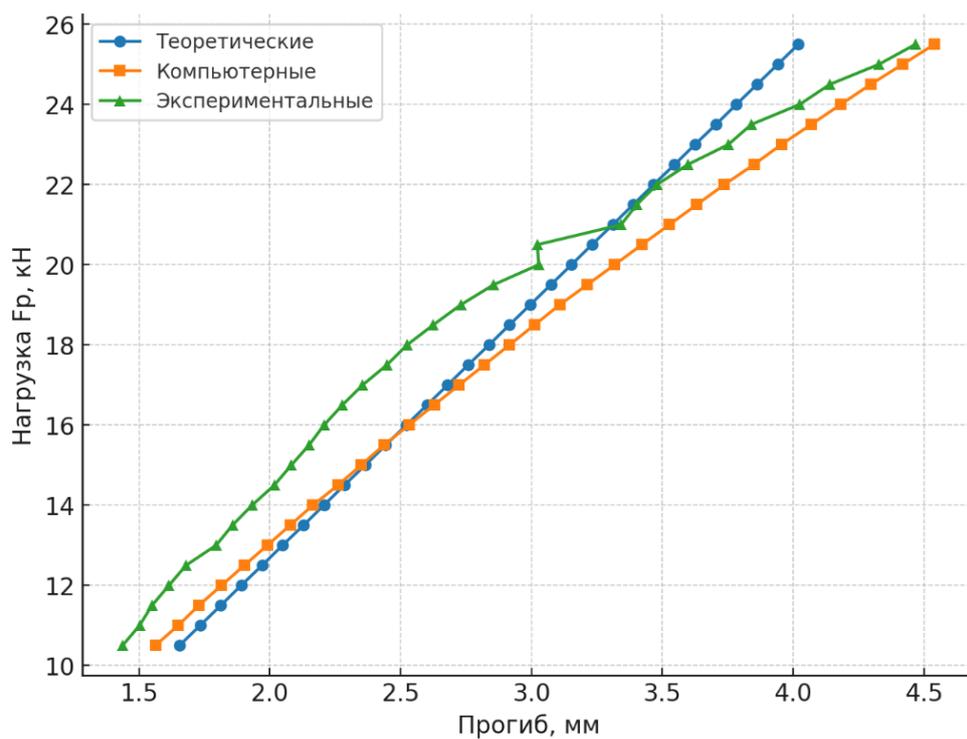


Рисунок 5.13 – график «нагрузка – перемещение» теоретических, компьютерных и экспериментальных данных для ПБ-2

При достижении уровня нагрузки 25,5 кН зафиксировано начало деформирования участка верхней полки, расположенного на удалённой от гофра стороне, в зоне приложения сосредоточенной нагрузки, в соответствии с рисунком 5.14.

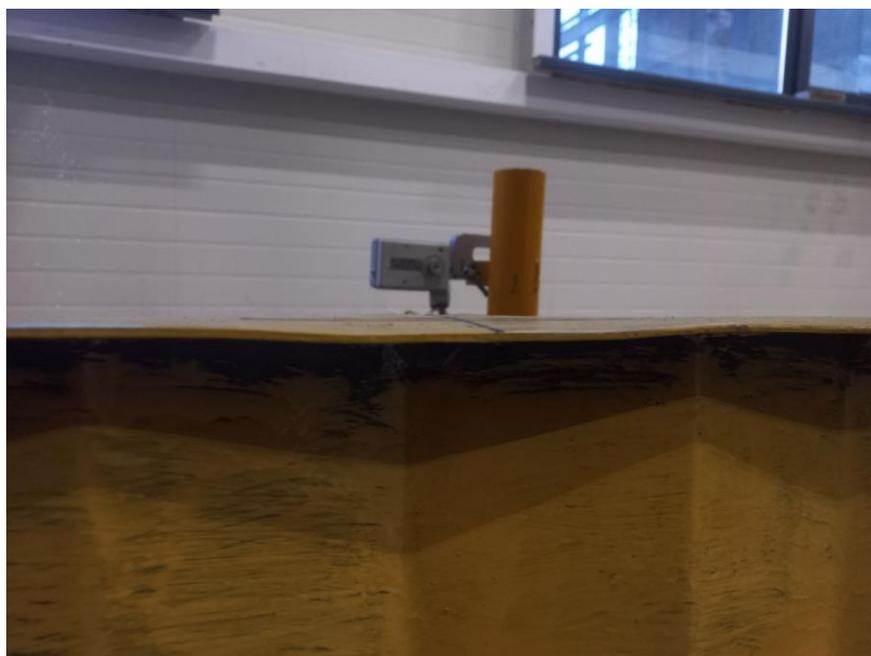


Рисунок 5.14 – Потеря местной устойчивости ПБ-2

При испытании модели ПБ-3, в соответствии с рисунком 5.5(б, в), до уровня нагрузки 9 кН наблюдалась выраженная линейная зависимость между приращением приложенной силы и вертикальным прогибом в середине пролёта балки (график F–У), в соответствии с рисунком 5.15, что свидетельствует о сохранении упругого режима деформирования.

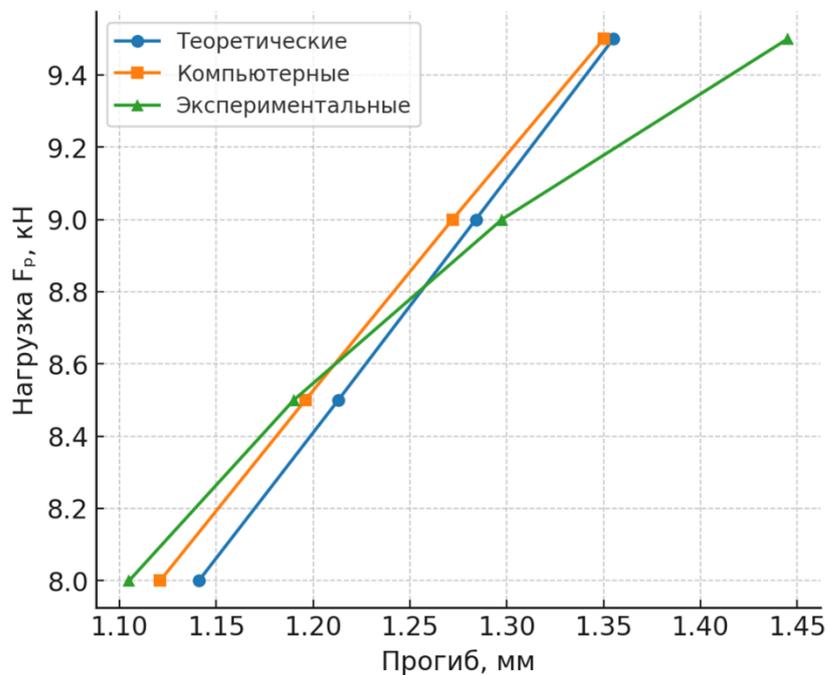


Рисунок 5.15 – график «нагрузка–перемещение» теоретических, компьютерных и экспериментальных данных для ПБ-3

При достижении нагрузки 9 кН была замечен горизонтальный прогиб балки, в соответствии с рисунком 5.16.



Рисунок 5.16 – Потеря общей устойчивости ПБ-3

5.5 Влияние геометрии гофра на устойчивость стенки и несущую способность балки по методу Хикса

Для оценки устойчивости стенок двутавровых подкрановых балок с гофрированными стенками в настоящем исследовании применён метод Хикса [152, с.538-542], позволяющий определить критическое напряжение потери устойчивости прямоугольных панелей при различных вариантах закрепления.

Расчёты выполнены в натурном масштабе, что обеспечивает сопоставимость результатов с реальными условиями эксплуатации. В конструктивной схеме балок стенки жёстко приварены к верхнему и нижнему поясам, а также к опорным пластинам, что моделирует двустороннее защемление панели - наиболее жёсткий тип граничных условий, благоприятный с точки зрения повышения устойчивости.

Целью данного подраздела является количественная оценка влияния длины гофра l_r и глубины гофра f на критическое напряжение потери устойчивости панели стенки σ_{cr} , определённое по методике Хикса. Кроме того, выполнено сравнение эффективности конструкций по критерию «устойчивость/масса», что позволяет выявить наиболее рациональные геометрические конфигурации.

Методика расчёта (метод Хикса)

Критическое напряжение потери устойчивости панели определялось по формуле (5.3):

$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t_w}{l_r} \right)^2 \quad (5.3)$$

где:

σ_{cr} – критическое напряжение потери устойчивости панели, МПа;

k – коэффициент формы (по типу закрепления и форме панели);

E – модуль упругости материала, МПа;

ν – коэффициент Пуассона (для стали принято $\nu=0,3$);

t_w – толщина стенки, мм;

l_r – длина гофра (расчётной панели между гофрами), мм,

a – шаг ребер жесткости, мм.

Значения коэффициента k в зависимости от конструктивной схемы балки приняты по литературным данным и представлены в таблице 5.12:

Таблица 5.12 - Коэффициент формы по типу закрепления и форме панели

Обозначение балки	Коэффициент k
ПБ-1	5,0
ПБ-2	8,5
ПБ-3	6,5

В таблице 5.13 приведены результаты расчёта критических напряжений σ_{cr} , полученных по методу Хикса, с учётом геометрических параметров

соответствующих моделей. Кроме того, в таблице выполнено сравнение эффективности вариантов по удельному критерию σ_{cr}/m , где m – масса одного погонного метра балки.

Таблица 5.13 - Расчёт критического напряжения

Балка	Глубина гофра f , мм	Длина гофра l_r , мм	Шаг ребер жесткости a , мм	Масса, кг	Коэфф. k	σ_{cr} , МПа
ПБ-1	0	–	1000	445,3	5,0	33,48
ПБ-2	80	480	–	427,9	8,5	247,03
ПБ-3	80	640	–	423,5	6,5	106,26

Анализ результатов

– Балка ПБ-1 с плоской стенкой демонстрирует наименьшее критическое напряжение потери устойчивости (115 МПа) и наибольшую массу (445,3 кг), что делает её наименее эффективной по критерию «устойчивость/масса»;

– Балка ПБ-2, выполненная с гофрированной стенкой глубиной 80 мм и длиной панели 480 мм, показала наивысшее значение критического напряжения – 247,03 МПа при сниженной массе (427,9 кг), что указывает на её оптимальность с инженерной и эксплуатационной точек зрения;

– Балка ПБ-3 с аналогичной глубиной гофра, но увеличенной длиной панели (640 мм), демонстрирует понижение устойчивости до 106,26 МПа, несмотря на небольшое дополнительное снижение массы. Это подтверждает негативное влияние увеличения шага гофра на устойчивость панели. Таким образом, увеличение длины гофра при той же глубине снижает устойчивость панели из-за увеличения гибкости участка между точками стабилизации.

Таким образом, увеличение длины панели гофра при постоянной глубине и толщине стенки приводит к снижению устойчивости вследствие роста гибкости и склонности к локальной потере устойчивости между точками заземления.

Выводы

1. Методика Хикса подтверждает надёжность при оценке устойчивости гофрированных стенок в условиях жёсткого двухстороннего заземления.

2. Увеличение длины гофра при неизменной глубине и толщине стенки приводит к снижению критического напряжения потери устойчивости панели.

3. При проектировании гофрированных стенок следует обеспечивать оптимальное соотношение между глубиной и длиной гофра, минимизируя гибкость панели при сохранении массы.

4. Балка ПБ-2 продемонстрировала наилучший показатель устойчивости на единицу массы, что делает её предпочтительной конфигурацией для применения в подкрановых конструкциях.

5. Применение плоской стенки (ПБ-1) в условиях пространственной работы балки неэффективно: её устойчивость более чем в 7 раз ниже, чем у балки с рациональным гофром (ПБ-2), при этом масса конструкции выше.

Выводы по разделу 5

1. При нагружении без эксцентриситета модель ПБ-2 продемонстрировала наименьшие значения вертикальных прогибов при эквивалентной нагрузке по сравнению с ПБ-1 и ПБ-3. Это свидетельствует о повышенной жёсткости конструкции с гофрированной стенкой глубиной 80 мм и длиной гофра 480 мм, а также о рациональности выбранной геометрии гофра.

2. Сопоставление расчётных и экспериментальных данных при нагружении с эксцентриситетом ± 5 мм показало, что численные модели несколько переоценивают жёсткость, особенно в случае ПБ-3. Однако общая тенденция деформирования сохраняется, что подтверждает достоверность выбранной расчётной схемы и применённых допущений.

3. При эксцентриситете -5 мм прогибы в модели ПБ-1 возрастают с выраженной нелинейностью, указывая на приближение к пределу пропорциональности. В моделях ПБ-2 и ПБ-3 зависимость между нагрузкой и прогибом остаётся ближе к линейной вплоть до более высоких уровней нагружения, что указывает на больший запас устойчивости.

4. Распределение деформаций по точкам контроля показало наличие крутильной составляющей в работе балок, особенно в модели ПБ-3. Здесь наблюдаются выраженные асимметрии прогибов, вызванные локальными крутильными эффектами, возникающими при взаимодействии гофрированной стенки и поясов.

5. Расчёты устойчивости стенок по методу Хикса для условий двустороннего защемления показали, что при фиксированной толщине стенки $t_t = 3$ мм и глубине гофра $f = 80$ мм, оптимальной по критерию «устойчивость/масса» является длина гофра $l_r = 480$ мм. Увеличение длины гофра до 640 мм привело к снижению критического напряжения потери устойчивости почти на 37%, при незначительном снижении массы.

6. Сравнительный анализ показал, что балка ПБ-2 обеспечивает наилучшее сочетание характеристик «жёсткость – устойчивость – масса». Модель ПБ-1, несмотря на большую массу, обладает низкой устойчивостью стенки. Модель ПБ-3, при минимальном снижении массы, демонстрирует заметное снижение устойчивости и увеличение крутильных деформаций.

7. Настоящее исследование охватывало модели с фиксированной толщиной стенки (3 мм) и треугольной формой гофра. Перспективным направлением дальнейших работ является изучение влияния других геометрий (синусоидальной, трапецеидальной и др.), переменной толщины стенки, а также оценка влияния сварных соединений и остаточных напряжений на устойчивость панели. Особое значение имеют исследования при циклическом и динамическом (ударном) нагружении.

8. Полученные результаты подтверждают, что треугольный гофр обеспечивает направленное рассеивание напряжений и повышает критическое напряжение потери устойчивости при сохранении массы на приемлемом уровне. Это делает его эффективным решением для повышения пространственной работы стенки.

9. Разработанные расчётные подходы, а также полученные зависимости между геометрическими параметрами и критическими характеристиками, могут быть использованы для оптимизации геометрии стенок подкрановых балок. Это особенно актуально при проектировании в условиях ограниченной массы, высоких требований к устойчивости и экономической эффективности изготовления.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Проведено всестороннее экспериментально-теоретическое исследование работы подкрановых балок с гофрированной стенкой треугольного очертания при воздействии сосредоточенных и эксцентрично приложенных нагрузок от мостовых кранов общего назначения. Полученные результаты позволили выявить ключевые особенности напряжённо-деформированного состояния и устойчивости таких конструкций, а также подтвердить эффективность применения гофрированной стенки в реальных эксплуатационных условиях.

2. Обосновано преимущество треугольной формы гофра по сравнению с плоской стенкой, заключающееся в обеспечении повышенной устойчивости панели, более равномерного распределения напряжений по сечению и снижении массы конструкции. Такая конфигурация способствует уменьшению локальных концентраций напряжений и увеличению общего запаса устойчивости при минимальных дополнительных затратах металла.

3. Разработана инженерная методика расчёта, учитывающая пространственную работу балки с гофрированной стенкой, включая влияние эксцентриситета приложенной нагрузки и особенностей геометрии профиля гофра. Методика предусматривает использование численных моделей, адаптированных под реальные условия, и может быть применена при проектировании и оптимизации подкрановых балок в промышленном строительстве.

4. Выполнен расчёт устойчивости стенки по методу Хикса с модификацией для учёта треугольного профиля гофра и жёсткого защемления панели по верхнему и нижнему поясам. Это позволило установить рациональные параметры гофра, обеспечивающие максимальное значение критического напряжения при минимальной массе и высокой эффективности пространственной работы стенки.

5. Экспериментальные исследования, проведённые на полноразмерных моделях балок, подтвердили достоверность численных расчётов и теоретических предпосылок. Зафиксированы характерные формы деформации, включая изгиб, кручение и локальные потери устойчивости, особенно выраженные при увеличении длины гофра и приложении эксцентричной нагрузки.

6. Балка ПБ-2, выполненная с гофром размером 480×80 мм, показала наилучшие прочностные и деформационные характеристики при наименьшем значении массы среди исследованных вариантов. Такая конфигурация обеспечивает оптимальный баланс между жёсткостью, устойчивостью и экономичностью конструкции, что делает её наиболее предпочтительной с инженерной точки зрения.

7. Модель ПБ-3, имеющая ту же глубину гофра (80 мм), но увеличенную длину панели (640 мм), продемонстрировала ухудшение устойчивости и увеличение крутильных деформаций. Это подтверждает критическое значение соотношения длины и глубины гофра, определяющего

пространственную устойчивость стенки и её способность воспринимать сложное напряжённое состояние.

8. Сравнительный анализ расчётных и экспериментальных данных по прогибам показал высокую степень совпадения, с расхождениями, не превышающими 15%. Это свидетельствует о высокой точности численной модели и возможности её использования в инженерной практике для оценки жёсткости и деформативности гофрированных конструкций.

9. Установлено, что при увеличении длины гофра (при постоянной глубине и толщине стенки) происходит снижение критического напряжения потери устойчивости панели на 35–40%. Это связано с ростом гибкости между точками стабилизации, что неблагоприятно сказывается на несущей способности балки, несмотря на незначительное снижение её массы.

10. Проведённые расчёты по различным схемам нагружения (одноколёсная и двухколёсная, с эксцентриситетом и без) подтвердили, что балки с гофрированной стенкой сохраняют устойчивость и жёсткость даже при смещении рельса, что говорит о высокой надёжности таких конструкций при реальной эксплуатации в условиях переменных нагрузок.

11. Экспериментально установлена высокая жёсткость, устойчивость к кручению и усталостная выносливость гофрированных балок. Это особенно важно для промышленных условий, где балки подвергаются многократным циклическим воздействиям и должны сохранять эксплуатационные характеристики при сочетании изгиба, кручения и сдвига.

12. Применение гофрированной стенки позволило снизить массу конструкции на 4–7%, трудоёмкость изготовления на 31% и себестоимость до 18% по сравнению с балками с плоской стенкой. Такие результаты доказывают экономическую эффективность выбранного конструктивного решения при сохранении прочностных и жёсткостных характеристик.

13. Выполнена верификация численной модели в программном комплексе «Ли́ра-САПР 2024», проведён анализ сходимости расчётов при варьировании шага сетки, установлено, что шаг 5×5 мм обеспечивает наилучшее соотношение между точностью и вычислительной эффективностью. Модель может быть рекомендована для использования при расчётах гофрированных балок в проектной практике.

14. Установлено, что действующие нормативные документы не охватывают расчёт подкрановых балок с гофрированной стенкой, особенно с треугольным профилем. Это затрудняет нормативную проработку конструкций с новой формой стенки и требует обоснованного подхода при их проектировании.

15. Обоснована необходимость разработки специализированных методических рекомендаций или адаптации зарубежного опыта расчёта и проектирования гофрированных стенок к условиям эксплуатации в Республике Казахстан и других странах СНГ, учитывая особенности промышленного строительства и краностроения.

16. Предложены направления дальнейших исследований: изучение влияния усталостных нагрузок, сварных соединений и технологических

дефектов на поведение стенки, оптимизация параметров гофра с применением методов параметрической оптимизации, проведение натурных испытаний в условиях длительного и циклического нагружения.

17. Разработанная расчётная модель, полученные экспериментальные данные и аналитические зависимости могут быть использованы при проектировании и оптимизации гофрированных подкрановых балок в промышленном строительстве, а также в образовательных и исследовательских целях при подготовке специалистов в области строительной механики.

18. Результаты диссертационного исследования обладают научной новизной, подтверждённой экспериментально, высокой инженерной значимостью и практической применимостью. Они могут служить основой для дальнейших теоретических и прикладных разработок в области металлических конструкций с гофрированными стенками, включая их нормативное обоснование и внедрение в инженерную практику.

СПИСОК ИСПОЛЬЗУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ

- 1 Брянцев А. А., Абсиметов В. Э., Лалин В. В. Эффективность применения двутавров с гофрированными стенками в производственных зданиях // Строительство уникальных зданий и сооружений. 2017. Ч. 3, № 57. С. 93–104.
- 2 «Алма-Ата». Производственный корпус (площадь 648 м²) с подвесным краном грузоподъёмностью 3,2 т. Шифр 661–01С // Каталог лёгких несущих и ограждающих металлических конструкций и комплектующих металлоизделий для промышленных зданий. М., 1991. С. 2–4.
- 3 Каталог лёгких несущих и ограждающих металлических конструкций и комплектующих металлоизделий для промышленных зданий. В 3 ч. Ч. 1. М., 1989. 202 с.
- 4 Жиенбаева А. Т., Хван К. Р., Брянцев А. А. История развития гофрированных балок // Сб. науч. тр. XVII Междунар. науч.–практ. конф. Переяслав-Хмельницкий, 2016. Т. 10, № 3. С. 6–8.
- 5 Брянцев А. А. Замена прокатных конструкций покрытия производственного здания и металлических ферм на балки с гофрированной стенкой // Вестник Казахской головной архитектурно-строительной академии. 2017. Т. 3, № 65. С. 130–135.
- 6 Górecki M., Śledziwski K. Influence of Corrugated Web Geometry on Mechanical Properties of I-Beam: Laboratory Tests // Materials. 2022. Vol. 15. 277 p.
- 7 Elgaaly M., Hamilton R. W., Seshadri A. Shear Strength of Beams with Corrugated Webs // Journal of Structural Engineering. 1996. Vol. 122, No. 4. P. 390–398.
- 8 Zubkov V., Lukin A., Alpatov V. Experimental research of beams with corrugated web // MATEC Web of Conferences. 2018. Vol. 196. P. 01005.
- 9 Zhang Z., Zhang L. H., Luo D. H. Optimization Research on the Corrugated Web of H-Beam with Trapezoidal Webs // Advanced Materials Research. 2011. Vol. 250–253. P. 2141–2145.
- 10 Elgaaly M., Seshadri A., Hamilton R. W. Bending Strength of Steel Beams with Corrugated Webs // Journal of Structural Engineering. 1997. Vol. 123, No. 6. P. 772–782.
- 11 Pasternak H., Kubieniec G. Plate girders with corrugated webs // Journal of Civil Engineering and Management. 2010. Vol. 16, No. 2. P. 166–171.
- 12 Лукин А. О., Суворов А. А. Пролётные строения мостов с гофрированными металлическими стенками // Construction of Unique Buildings and Structures. 2016. Vol. 2(41). 45 с.
- 13 Васильев А. Л., Глозман М. К., Павлинова Е. А., Филиппео М. В. Прочные судовые гофрированные переборки. Л., 1964. 316 с.
- 14 Мавлютов Р. Р. Концентрация напряжений в элементах авиационных конструкций. М.: Наука, 1981. 143 с.

- 15 Driver R. G., Abbas H. H., Sause R. Shear Behavior of Corrugated Web Bridge Girders // *Journal of Structural Engineering*. 2006. Vol. 132, No. 2. P. 195–203.
- 16 Енджиевский Л. В., Надеяев В. Д. Каркасы зданий из лёгких металлических конструкций и их элементы. М.: АСВ, 1998. 247 с.
- 17 Максимов Ю. С., Остриков Г. М. Стальные балки с тонкой гофрированной стенкой - эффективный вид несущих конструкций покрытий производственных зданий // *Промышленное строительство*. 1984. № 4. С. 10–11.
- 18 Максимов Ю. С., Остриков Г. М. Лёгкие стальные конструкции покрытий производственных зданий. Экспресс-информация. Алма-Ата: КазЦНТИС Госстроя КазССР, 1987. 41 с.
- 19 Максимов Ю. С., Остриков Г. М. Лёгкие покрытия одноэтажных производственных зданий // *Промышленное строительство*. 1987. № 12. С. 23–25.
- 20 Металлические конструкции. Справочник проектировщика. В 3 т. Т. 2: Стальные конструкции зданий и сооружений / под общ. ред. В. В. Кузнецова. М.: АСВ, 1998. 512 с.
- 21 Каталог лёгких несущих и ограждающих металлических конструкций и комплектующих металлоизделий для промышленных зданий [Текст]. В 3 ч. Ч. 1. М., 1988. С. 37–44.
- 22 Vácha J. et al. Beams with corrugated web at elevated temperature: analytical and numerical models for heat transfer // *Fire Safety Journal*. 2016. Vol. 86. P. 83–94.
- 23 Siokola W., Fabrication tools for corrugated web I-beams // *Modern Steel Construction*. 1999. Vol. 7. P. 16–18.
- 24 Citarelli S., Feldmann M. Derivation of a new fatigue class for top flange to web junctions of runway beams // *Procedia Structural Integrity*. 2019. Vol. 19. P. 336–345.
- 25 Максимов Ю. С., Остриков Г. М., Ибраимов Н. Э. Строительные гофрированные конструкции: результаты исследований, методика расчёта, технология изготовления, опыт применения. Алматы, 2016. 128 с.
- 26 Горнов В. Н. Новые тонкостенные конструкции // *Новые тонкостенные конструкции*. М.: Проект и стандарт, 1937. Вып. 3. С. 25–28.
- 27 Ажермачев Г. А. Об устойчивости волнистой стенки при действии сосредоточенной нагрузки // *Строительство и архитектура*. 1963. № 3. С. 54–56.
- 28 Глозман М. К., Локшин Ш. З. Теоретическое и экспериментальное исследование балок с гофрированными стенками // *Труды ЛКИ*. 1962. Т. 35. С. 29–37.
- 29 Ажермачев Г. А. Исследование сварных стальных балок с волнистыми стенками: автореф. дис. ... канд. техн. наук. Новосибирск: НИСИ, 1969. 16 с.

- 30 Концевой Е. М. Устойчивость гофр в стенках крановых балок конструкции ВНИИПТМАШ // Исследования крановых металлоконструкций. 1966. Вып. 5(69). С. 3–24.
- 31 Дмитриев П. А., Осипов Ю. К. Результаты длительных испытаний деревянных балок с волнистой стенкой из фанеры // Строительство и архитектура. 1969. № 1. С. 10–13.
- 32 Кириленко В. Ф., Окрайнец Г. А. К вопросу расчёта балок с гофрированной стенкой // Строительство и архитектура. 1969. № 4. С. 23–27.
- 33 Ольков Я. И., Степаненко А. Н. О расчёте металлических балок с гофрированной стенкой // Известия вузов. Строительство и архитектура. 1972. № 10. С. 12–15.
- 34 Ольков Я. И., Степаненко А. Н. и др. Теоретические и экспериментальные исследования балок с тонкими волнистыми стенками. Свердловск: УПИ, 1975. С. 159–171.
- 35 Труль В. А., Стариков О. П. Теоретические основы постановки экспериментальных исследований двутавровых балок с конструктивно-ортотропной стенкой. Л.: ЛИСИ, 1970. С. 73–76.
- 36 Бономанко С. Б. Напряжённо-деформированное состояние и устойчивость металлических балок с горизонтально гофрированной стенкой при изгибе: автореф. дис. ... канд. техн. наук. Л.: ЛИСИ, 1983. 16 с.
- 37 Семёнов П. И. К расчёту балки с гофрированной стенкой. Киев: Будівельник, 1971. Т. 18. С. 47–58.
- 38 Максимов Ю. С., Остриков Г. М., Долинский В. В. Устойчивость гофрированных стенок двутавровых балок // Строительная механика и расчёт сооружений. 1985. № 6. С. 43–45.
- 39 Максимов Ю. С., Остриков Г. М. Сельскохозяйственные здания из лёгких металлических конструкций // Комплектные здания из лёгких металлических конструкций: тезисы докладов всесоюзного совещания. М.: ЦБНТИ, 1988. С. 56–58.
- 40 Михайлова Т. В. Экспериментальные исследования сварных двутавровых балок с периодическими гофрами в стенке // Типизация и стандартизация металлических конструкций: сб. науч. тр. ЦНИИПСК. М.: ЦНИИПСК, 1987. С. 64–71.
- 41 Бирюлев В. В., Остриков Г. М., Максимов Ю. С., Барановская С. Г. Местное напряжённое состояние гофрированной двутавровой балки при локальной нагрузке // Известия вузов. Строительство и архитектура. 1969. № 11. С. 13–15.
- 42 Нежданов К. К. Снижение локальных напряжений в подкрановой балке гофрированием стенки // Строительная механика и расчёт сооружений. 1989. № 4. С. 9–12.
- 43 Аржаков В. Г. Расчёт и конструирование облегчённых балочных конструкций. Якутск: Изд-во Якутского гос. ун-та, 1990. С. 42–52.
- 44 Огневой В. Г. Исследование работы стальных колонн одноэтажных промышленных зданий с тонкой гофрированной стенкой: автореф. дис. ... канд. техн. наук. Воронеж: ВоронежГАСА, 1994. 18 с.

- 45 Власов В. З. Тонкостенные упругие стержни. М.: Гостехиздат, 1959. 568 с.
- 46 Степаненко А. Н. Прочность и устойчивость конструкций из двутавра с волнистой стенкой: автореф. дис. ... докт. техн. наук. Хабаровск: ХГТУ, 2001. 18 с.
- 47 Штейнбок И. А., Тимофеев А. И., Тислак О. В. Строительный элемент типа балки: авторское свидетельство СССР № 857389. 1981. 2 с.
- 48 Нежданов К. К. Повышение долговечности стальных подкрановых балок // Промышленное строительство. 1987. № 1. С. 43–45.
- 49 Рыбкин И. С. Совершенствование конструктивных решений, методов моделирования и расчёта гофрированных элементов: автореф. дис. ... канд. техн. наук. М.: МГСУ, 2008. 22 с.
- 50 Полторацнев А. С. Вариация прочности отсеков при проектировании балок с плоской и гофрированной тонкой стенкой // Вестник гражданских инженеров СПбГАСУ. Архитектура. Строительство. Транспорт. 2012. № 4. С. 175–179.
- 51 Elgaaly M., Seshadri A. Girders with Corrugated Webs under Partial Compressive Edge Loading // Journal of Structural Engineering. 1997. Vol. 123, No. 6. P. 783–791.
- 52 Johnson R. P., Cafolla J. Local Flange Buckling in Plate Girders with Corrugated Webs // Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Structures and Buildings. 1997. Vol. 122, No. 2. P. 148–156.
- 53 Johnson R. P., Cafolla J., Bernard C. Corrugated Webs in Plate Girders for Bridges // Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Structures and Buildings. 1997. Vol. 122, No. 2. P. 157–164.
- 54 Li Y. et al. Buckling Strength Analysis of the Web of a WCW H-beam: Part 2 // Journal of Materials Processing Technology. 2000. Vol. 101, No. 1–3. P. 115–118.
- 55 Pasternak H., Robra J., Kubieniec G. New Proposals for EN 1993-1-5, Annex D: Plate Girders with Corrugated Webs. 2010. 8 p.
- 56 Zhang H. et al. Effects of Welding Residual Stresses on Fatigue Reliability Assessment of a PC Beam Bridge with Corrugated Steel Webs under Dynamic Vehicle Loading // Structures. 2022. Vol. 45. P. 1561–1572.
- 57 Euler M., Kuhlmann U. Ermüdung radbelasteter Quersteifenanschlüsse in leichten Kranbahnträgern // Stahlbau. 2019. Vol. 88, No. 12. P. 1176–1183.
- 58 Euler M., Taylor C. Fatigue Action on Crane Runway Beams // Journal of Constructional Steel Research. 2021. Vol. 181. P. 106476.
- 59 Euler M. New Test-based Detail Categories for Fatigue Design of Crane Runway Beams // Procedia Structural Integrity. 2024. Vol. 57. P. 298–306.
- 60 Feldmann M., Citarelli S. Radlastinduzierte Ermüdung bei Kranbahnträgern schwerer Hüttenkrane // Stahlbau. 2018. Vol. 87, No. 12. P. 1187–1198.
- 61 Citarelli S., Feldmann M. Derivation of a New Fatigue Class for Top Flange to Web Junctions of Runway Beams // Procedia Structural Integrity. 2019. Vol. 19. P. 336–345.

- 62 Polus Ł., Chybiński M., Kurzawa Z. Local Vertical Compressive Stress in the Crane Runway Beam Web // *Budownictwo i Architektura*. 2022. Vol. 21, No. 4. P. 051–066.
- 63 Misiek T., Götz F., Volz M. Dauerhaftigkeit und Robustheit von Schraubenverbindungen bei Kranbahnträgern // *Stahlbau*. 2021. Vol. 90, No. S1. P. 36–53.
- 64 Vašková V., Fojtík R., Pustka D. Analysis of a Crane Runway Failure // *Procedia Engineering*. 2017. Vol. 190. P. 255–262.
- 65 Huang S. et al. Experimental and Numerical Investigation on the Non-uniform Temperature Distribution of Steel Beams with Corrugated Web under Solar Radiation // *Journal of Constructional Steel Research*. 2022. Vol. 191. P. 107174.
- 66 Khan M. A. et al. Response of Restrained Stainless Steel Corrugated Web Beams at Elevated Temperature // *Structures*. 2022. Vol. 41. P. 668–683.
- 67 Zhou H. et al. Examining Fire Response of Unilaterally Concrete-reinforced Web Prestressed Composite Beams with Corrugated Webs // *Engineering Structures*. 2023. Vol. 274. P. 115194.
- 68 Peng X., Zhou M. Thermo-mechanical Behavior of Composite Beams with Corrugated Steel Webs Exposed to Localized Fire // *Journal of Constructional Steel Research*. 2023. Vol. 211. P. 108180.
- 69 Zhang H. et al. Temperature Field Prediction for a PC Beam Bridge with Corrugated Steel Webs Using BP Neural Network and Measured Data // *Structures*. 2024. Vol. 68. P. 207232.
- 70 Cai C. et al. Experimental Study and Parametric Analysis of Temperature Fields in Corrugated Web Steel Beams under Solar Radiation // *Alexandria Engineering Journal*. 2025. Vol. 114. P. 381–403.
- 71 Morkhade S. G., Gupta L. M. Parametric Study of Trapezoidally Corrugated Web Beam // *Materials Today: Proceedings*. 2022. Vol. 56. P. 82–87.
- 72 Elamary A. S. et al. Trapezoidally Corrugated Web Steel Beams Loaded over Horizontal and Inclined Folds // *Journal of Constructional Steel Research*. 2022. Vol. 192. P. 107202.
- 73 Sebastiao L., Papangelis J. Elastic Local Shear Buckling of Beams with Sinusoidal Corrugated Webs // *Structures*. 2023. Vol. 54. P. 684–692.
- 74 Guan B. et al. Exact Solution and Case Studies for Composite I-beam with Corrugated Steel Web // *Case Studies in Construction Materials*. 2023. Vol. 19. P. e02422.
- 75 Hajdú G., Bektaş N., Müller A. Machine Learning Models for the Elastic-critical Buckling Moment of Sinusoidal Corrugated Web Beam // *Results in Engineering*. 2024. Vol. 23. P. 102371.
- 76 Hajdú G., Cserpes I. Out-of-plane Behaviour of Imperfect Beam-column with Sinusoidally Corrugated Web // *Journal of Constructional Steel Research*. 2024. Vol. 216. P. 108615.
- 77 Li Z., Pasternak H., Shi F. Shear Buckling Behaviour of Sinusoidal Corrugated Web Girders with Stiffened Circular Openings // *Journal of Constructional Steel Research*. 2024. Vol. 221. P. 108872.

- 78 Hlal F., Al-Emrani M. Flange Buckling in Stainless-steel Corrugated Web I-girders under Pure Bending: Numerical Study // *Journal of Constructional Steel Research*. 2023. Vol. 208. P. 108031.
- 79 Hajdú G., Pasternak H., Papp F. Lateral-torsional Buckling Assessment of I-beams with Sinusoidally Corrugated Web // *Journal of Constructional Steel Research*. 2023. Vol. 207. P. 107916.
- 80 Yuan H. et al. Shear Behaviour and Design of Bolted Steel Girders with Trapezoidal Corrugated Webs // *Journal of Constructional Steel Research*. 2024. Vol. 216. P. 108573.
- 81 Amani M., Al-Emrani M., Flansbjer M. Shear Behavior of Stainless Steel Girders with Corrugated Webs // *Journal of Constructional Steel Research*. 2023. Vol. 210. P. 108086.
- 82 Dürr A., Dreiling A., Bartenbach J. Existing Crane Runway Girders and Crane Runway Supporting Structures: Assessing & Evaluation, Damage Profiles and Further Operation // *Stahlbau*. 2019. Vol. 88. P. 39–56.
- 83 Seeßelberg C. Kranbahnen im Baubestand: Bewertung, Ertüchtigung, Weiternutzung // *Stahlbau*. 2019. Vol. 88. P. 23–38.
- 84 Lu C. et al. Finite Element Analysis and Reinforcement of Steel Crane Beam under Eccentric Track Loading // *Machines*. 2022. Vol. 10. P. 783.
- 85 Kettler M., Jurschitsch T., Unterweger H. Impact of Rail Joints on the Local Stresses in Crane Runway Girders // *Structures*. 2023. Vol. 52. P. 1087–1100.
- 86 Kettler M., Unterweger H., Ebner D. Lokale Spannungen in Kranbahnträgern mit Längssteifen // *Stahlbau*. 2021. Vol. 90, No. 4. P. 248–261.
- 87 Trahair N. S. Limit States Design of Crane Runway Girders // *Engineering Structures*. 2021. Vol. 240. P. 112395.
- 88 Kossakowski P., Wciślik W., Bakalarz M. Failure of the Overhead Crane Runway // *MATEC Web of Conferences*. 2019. Vol. 284. P. 09001.
- 89 Possler R., Seeßelberg C. Preliminary Design Table for Crane Runway Girders Made of I-rolled Sections // *Stahlbau*. 2019. Vol. 88. P. 2–22.
- 90 Kindmann R. et al. Neue Methoden für Nachweise zur Tragfähigkeit und zum Biegedrillknicken von Kranbahnträgern // *Stahlbau*. 2024. Vol. 93, No. 4. P. 212–237.
- 91 Sayed A. M. Numerical Study of the Effects of Web Openings on the Load Capacity of Steel Beams with Corrugated Webs // *Journal of Constructional Steel Research*. 2022. Vol. 196. P. 107418.
- 92 Shariatyazdi P. et al. Shear Buckling Behavior of Tapered Cantilever Beams with Corrugated Trapezoidal Web under Concentrated Tip Load // *Journal of Constructional Steel Research*. 2022. Vol. 193. P. 107265.
- 93 Su X., Zhou M., Tanwari K. A. Shear Performance of Prismatic and Tapered Beams with Corrugated Steel Webs under External Prestressing Force // *Thin-Walled Structures*. 2022. Vol. 180. P. 109926.
- 94 Zhang Z. C. et al. Zig-zag Theory for Concrete Beams with Corrugated Steel Webs // *Engineering Structures*. 2022. Vol. 258. P. 114100.

- 95 Ye M. et al. Shear Performance of Prestressed Composite Box Beams with Ultra-high-performance Concrete and Corrugated Steel Webs under Different Loading Conditions // *Thin-Walled Structures*. 2023. Vol. 186. P. 110675.
- 96 Lee H. Du et al. Shear Strength Evaluation of Steel Beams with Partially Corrugated Web // *Journal of Constructional Steel Research*. 2023. Vol. 211. P. 108179.
- 97 Wang F. et al. Calculation of Web Shear Stress in Composite Box Beam with Variable Cross-section Corrugated Steel Web Considering Accordion Effect // *Structures*. 2024. Vol. 60. P. 105927.
- 98 Deng L. et al. Elastic Analysis of I-girders with Tubular Flange and Corrugated Web // *Journal of Constructional Steel Research*. 2024. Vol. 213. P. 108407.
- 99 Zha S. et al. Experimental Study on Flexural Behavior of Steel-laminated Concrete (NC and UHPC) Composite Beams with Corrugated Steel Webs // *Engineering Structures*. 2024. Vol. 306. P. 117802.
- 100 Zhong W. hui et al. Progressive Collapse Behavior of Beam–Column Structures with Corrugated Web Openings // *Journal of Constructional Steel Research*. 2024. Vol. 223. P. 108982.
- 101 Bi Z., Yang G. Shear Strength of Steel–Concrete Composite I-beams with Corrugated Steel Webs // *Structures*. 2024. Vol. 69. P. 107317.
- 102 Zhou M., Peng X., Wang Y. Study on Shear Performance of Composite Beams with Corrugated Steel Webs under Vehicle Fire // *KSCE Journal of Civil Engineering*. 2024. Vol. 28, No. 12. P. 5604–5617.
- 103 Li S. et al. Experimental Study on Hysteretic Behavior of Replaceable Shear Link with Corrugated Web // *Structures*. 2025. Vol. 71. P. 108139.
- 104 Ren G. et al. Experimental Study on the Seismic Performance of Replaceable Links with Corrugated Webs // *Journal of Constructional Steel Research*. 2025. Vol. 228. P. 109443.
- 105 Elamary A. S. et al. Mechanical Behavior of Partially Concrete-encased I-beams with Corrugated Steel Webs // *Thin-Walled Structures*. 2025. Vol. 211. P. 113082.
- 106 Li Q., Zhou M. Resonance and Cancellation in Vibration of Girder Bridges with Corrugated Steel Webs under Moving Train Loads // *Structures*. 2025. Vol. 74. P. 108425.
- 107 Kudryavtsev S. A Generalized Approach to Estimating the Out-of-plane Buckling of Steel Sections with a Triangularly Corrugated Web // *IOP Conf. Ser. Materials Science and Engineering*. 2021. Vol. 1066, No. 1. P. 012002.
- 108 Xu Y. L. et al. Seismic Performance of Earthquake-resilient Prefabricated Corrugated Web Beam–Column Connection with Buckling-restrained Plates // *Journal of Constructional Steel Research*. 2022. Vol. 194. P. 107327.
- 109 Nosratinia H., Mansouri A. Seismic Performance of an Innovative Elliptical Tube Web Reduced Beam Section Connection // *Journal of Constructional Steel Research*. 2025. Vol. 227. P. 109384.
- 110 Петухов П. З., Ксюнин Г. П., Серлин Л. Г. Специальные краны. М.: Машиностроение, 1985. 248 с.

- 111 Голиков С. П., Квитченко Е. А., Гребенюк Е. П. Подкрановая балка: пат. № 861280 СССР. 1979. 3 с.
- 112 Данков В. С. Металлическая сплошностенчатая балка на подвижную нагрузку: пат. SU 1409714 А1. СССР: ЦНИИСМК им. Н. П. Мельникова, 1988. 5 с.
- 113 Вейцман Ш. К., Вишневецкий И. И., Носенко В. И. и др. Подкрановая балка: пат. SU 1560458 А1. СССР: ГПИ «Днепрпроектстальконструкция», 1990. 3 с.
- 114 Ellifritt D. S., Lue D.-M. Design of Crane Runway Beam with Channel // *Engineering Journal*. 1998. Vol. 35, No. 2. P. 41–49.
- 115 Нежданов К. К., Кузьмишкин А. А., Гарькин И. Н. Применение двухстенчатых подкрановых балок с амортизирующим эффектом // *Regional Architecture and Engineering*. 2013. Vol. 3. С. 91–94.
- 116 Maali M., Aydin A. C., Sađirođlu M. Investigation of Innovative Steel Runway Beam in Industrial Building // *Sadhana – Academy Proceedings in Engineering Sciences*. 2015. Vol. 40, No. 7. P. 2239–2251.
- 117 Wei Guo-Qian, Dong H.-T., Li Y., Fan Q. Mechanical Performance of Crane’s Main Girders with Corrugated Webs // *Lecture Notes in Electrical Engineering*. 2015. Vol. 286. P. 243–253.
- 118 Марутян А. С. Двутавровая балка с гофрированной стенкой и трубчатыми поясами: пат. RU 2840548 С1. РФ: Роспатент, 2019. 15 с.
- 119 Zhonggen X. et al. Finite Element Analysis on Fatigue Life of a Corrugated Web H-shaped Steel Crane Beam // *Progress in Steel Building Structures*. 2021. No. 2. P. 88–94.
- 120 Ракшин Э. Д. Металлическая подкрановая балка: пат. RU 2773934 С1. РФ: ЗАО «МАГСИБМЕТ», 2022. 5 с.
- 121 Bryantsev A. A., Okanov D. A. Replacement of the Flat Web of the Crane Runway Beam with a Corrugated Web // *Bulletin of Kazakh Leading Academy of Architecture and Construction*. 2024. Vol. 91, No. 1. P. 133–150.
- 122 Кудрявцев С. В. и др. Особенности стальных подкрановых балок с треугольно-гофрированной стенкой // *Академический вестник УралНИИпроект РААСН*. 2024. № 2(61). С. 53–58.
- 123 НТП РК 03-01-1.1-2011. Проектирование стальных конструкций. Ч. 1-1. Общие правила для зданий. Астана: МНИР РК, 2011. 307 с.
- 124 СП РК EN 1993-1-1:2005/2011. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. Астана: КазНИИСА, 2016. 126 с.
- 125 Перельмутер А. В. Расчёт стальных конструкций с гофрированными стенками. М.: АСВ, 2006. 54 с.
- 126 Гатауллина К. Р. Применение балок с гофрированной стенкой и особенности их работы // *Молодой учёный*. 2023. № 465. С. 53–60.
- 127 СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. М.: Минстрой России, 2017. 148 с.
- 128 СП 294.1325800.2017. Конструкции стальные. Правила проектирования. М.: Минстрой России, 2017. 167 с.

- 129 СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. М.: Минстрой России, 2016. 95 с.
- 130 СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. М.: Минстрой России, 2018. 124 с.
- 131 EN 1993-1-5:2006. Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1-5: Plated Structural Elements. Brussels: CEN, 2006. 55 p.
- 132 AISC 360-16. Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, Illinois: American Institute of Steel Construction, 2016. 680 p.
- 133 Zheng Y. et al. A Review of the Mechanical Properties of and Long-term Behavior Research on Box Girder Bridges with Corrugated Steel Webs // Buildings. 2024. Vol. 14, No. 10. P. 3056.
- 134 СП РК EN 1993-1-5:2006/2011. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-5. Пластинчатые элементы конструкций при действии нагрузок в плоскости пластины. Астана: КазНИИСА, 2016. 53 с.
- 135 Divahar R., Joanna P. S. The Effect of Web Corrugation in Cold-formed Steel Beam with Trapezoidally Corrugated Web // American Journal of Engineering Research. 2014. Vol. 3. P. 137–142.
- 136 Elamary A. S., Saddek A. B., Alwetaishi M. Effect of Corrugated Web on Flexural Capacity of Steel Beams // International Journal of Applied Engineering Research. 2017. Vol. 12, No. 4. P. 470–481.
- 137 Abdul-Ameer Al-Kanon M., Adnan Suhel I. Flexural Behavior of Steel Beam with Corrugated Web // International Journal of Scientific & Technology Research. 2019. Vol. 8, No. 10. P. 3004–3009.
- 138 Shukry M. et al. Parametric Study on Steel Girders with Corrugated Webs // Port-Said Engineering Research Journal. 2020. Vol. 24, No. 2. P. 86–96.
- 139 ГОСТ 25711-83. Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью от 5 до 50 т. М.: Изд-во стандартов, 1983. 20 с.
- 140 ГОСТ 34017-2016. Краны грузоподъемные. Классификация режимов работы. М.: Стандартинформ, 2017. 18 с.
- 141 Серия 1.426.2-3. Балки подкрановые стальные. Выпуск альбомов рабочих чертежей. М., 1982. 66 с.
- 142 ТКП 45-5.04-49-2007 (02250). Конструкции стальные. Обследование и диагностика технического состояния. Минск: Минстройархитектуры РБ, 2007. 4 с.
- 143 СП РК 5.03-107-2013. Несущие и ограждающие конструкции. Свод правил Республики Казахстан. Астана: КазНИИСА, Иннобилд, 2013. 123 с.
- 144 Okanov D. A. et al. Determination of the Effective Parameters of a Triangular Corrugated Web for Crane Runway Beams // Nanotechnologies in Construction. 2025. Vol. 17, No. 2. P. 132–150.
- 145 Брянцев А. А. Однофакторный эксперимент без ограничения на рандомизацию // Вестник КазГАСА. 2019. № 3. С. 158–166.

- 146 Okanov D. A. et al. A Technological Approach to Reducing Labor and Material Consumption of Crane Runway I-beams with Corrugated Web // Bulletin of Kazakh Leading Academy of Architecture and Construction. 2025. Vol. 96, No. 2. P. 97–110.
- 147 Карпиловский В., Криксунов Э., Маляренко А., Перельмутер А. SCAD Office. Версия 21. Вычислительный комплекс SCAD++. М.: Фиалко С, 2016. 848 с.
- 148 ГОСТ 4121-96. Рельсы крановые. Технические условия. Минск: Межгос. совет по стандартизации, метрологии и сертификации, 1996. 9 с.
- 149 Брянцев А. А., Абсиметов В. Э., Лалин В. В. Влияние отверстий на деформативность стенки сварной гофрированной балки // Инженерно-строительный журнал. 2019. № 3(87). С. 18–34.
- 150 ГОСТ 380-2005. Сталь углеродистая обыкновенного качества. М.: Стандартиформ, 2009. 11 с.
- 151 ГОСТ 27772-2021. Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия. М.: Стандартиформ, 2021. 38 с.
- 152 Hicks S. J. The Influence of Load Eccentricity on the Buckling Resistance of the Webs of Steel Plate Girders // Journal of Constructional Steel Research. 2007. Vol. 63, No. 4. P. 535–545.
- 153 ГОСТ 8829-2018. Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. М.: Стандартиформ, 2019. 20 с.
- 154 ГОСТ Р 58900-2020. Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. М.: Стандартиформ, 2020. 20 с.
- 155 ASTM E72-15. Standard Test Methods of Conducting Strength Tests of Panels for Building Construction. West Conshohocken, PA: ASTM International, 2015. 18 p.
- 156 Махмадиев У. М. О моделировании железобетонной балки // Молодой учёный. 2022. № 443. С. 31–38.
- 157 Стельмах С. И. Теоретические основы моделирования балочных конструкций при экспериментах и проектировании. М.: ЦНИИСК, 1963. С. 139–149.
- 158 Оканов Д. А., Брянцев А. А., Ниетбай С. Е., Молдамуратов Ж. Н. Гофрленген қабырғалы кранасты арқалықтарды модельдеу және кернеу талдауы // Механика және технологиялар. 2025. № 2(88). Б. 336–350.
- 159 СП РК EN 1993-6:2007/2011. Проектирование стальных конструкций. Часть 6. Несущие конструкции для кранов. Астана: КазНИИСА, 2011. 63 с.
- 160 ЕНиР Е40-2. Единые нормы и расценки на строительные, монтажные и ремонтно-строительные работы. Металлические конструкции. Вып. 2. М.: Стройиздат, 1986.
- 161 Хикс Ч. Основные принципы планирования эксперимента. М.: Мир, 1967. 405 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Аналитический расчет подкрановых балок первой группы

Расчет подкрановой балки с плоской стенкой ПБ-1

Для расчёта подкрановой балки с плоской стенкой по методике, приведённой в источнике [123, с.44-76], проводится поэтапный расчёт с использованием исходных данных. В рамках анализа выполняется определение основных расчётных параметров, включая проверку прочности, жёсткости и местной устойчивости конструктивных элементов.

Максимальный момент (А.1):

$$M = \frac{Pl}{4} = 142,5 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (\text{А.1})$$

где:

P – расчетное значение нагрузки (силы), 95 кН;

l – расчётная длина плоской стенки балки, принимаемая равной 6 м.

Максимальная поперечная сила (А.2):

$$Q_{max} = \frac{P}{2} = 47,5 \text{ кН}; \quad (\text{А.2})$$

Сжимающее напряжение σ у расчетной границы стенки, принимаемое со знаком «плюс», и среднее касательное напряжение τ вычисляются по формулам (А.3) и (А.5):

$$\sigma = \frac{M}{J_x} y = 7,75 \text{ кН/см}^2 \quad (\text{А.3})$$

где:

J_x – момент инерции поперечного сечения относительно горизонтальной оси (оси изгиба) (А.4):

$$J_x = \frac{t_w \times h_w^3}{12} + 2A_f \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 = 60638,45 \text{ см}^4; \quad (\text{А.4})$$

$y = \frac{h_{пб}}{2} = 330 \text{ мм}$ - расстояние от нейтральной оси до крайней точки пояса балки.

$$\tau = \frac{Q}{th} = 1,24 \text{ кН/см}^2 \quad (\text{А.5})$$

где:

Q - максимальная поперечная сила, 47,5 кН;

t – толщина стенки, 6 мм;

h – высота стенки, 0,64 м.

Местное напряжение определяется по формуле (А.6):

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{tl_{ef}} \leq R_y \gamma_c = 5,864 \text{ кН/см}^2 \leq 33,97 \text{ кН/см}^2 \quad (\text{А.6})$$

где:

F – расчетное значение нагрузки (силы), принимаемое равным 95 кН;

l_{ef} – условная длина распределения нагрузки, принимаемая в зависимости от схемы опирания и характера нагружения элемента (А.7);

$$l_{ef} = l_k + 2h_p \operatorname{tg} 45^\circ = 270 \text{ мм} \quad (\text{А.7})$$

где:

l_k – начальная длина контакта колеса с рельсом, принимаемая равной 30 мм [148].

h_p – высота рельса типа КР-70, принимаемая равной 120 мм;

R_y – расчётное сопротивление стали марки Ст3пс при растяжении, сжатии и изгибе по пределу текучести составляет 339,7 МПа;

γ_c – коэффициент условия работы составной балки, принимаемый равным 1;

Условная гибкость стенки определяется по следующему выражению (А.8):

$$\lambda_w = \frac{h_{ef}}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 4,27 \quad (\text{А.8})$$

где:

$h_{ef} = h_w$ – расчетная высота стенки, принимаемая равной 640 мм;

Предельные касательные напряжения определяются по формуле (А.9):

$$\tau_{cr} = 10,3 \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \frac{R_s}{\lambda_{ef}^2} = 14,59 \text{ кН/см}^2 \quad (\text{А.9})$$

где:

λ_{ef} – условная гибкость расчетной высоты стенки, принимаемая равной λ_w ;

R_s – расчетное сопротивление материала на сдвиг, принимаемое согласно нормативным требованиям (А.10):

$$R_s = \frac{0,58R_{yn}}{\gamma_m} = 19,703 \text{ кН/см}^2, \quad (\text{А.10})$$

где:

R_{yn} – нормативное сопротивление стали по пределу текучести, принимаемое равным, 339,7 МПа;

γ_m – коэффициент надежности по материалу, принимаемый равным 1,0;

Предельные нормальные напряжения определяются по следующему выражению (А.11):

$$\sigma_{cr} = \frac{c_2 R_y}{\lambda_w^2} = 112,3 \text{ кН/см}^2 \quad (\text{А.11})$$

где:

c_2 – коэффициент, определяемый по таблице 25, принимаемый равным 60,275.

Местные предельные нормальные напряжения определяют по формуле (А.12):

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{c_1 R_y}{\lambda_a^2} = 26,27 \text{ кН/см}^2 \quad (\text{А.12})$$

где:

c_1 – коэффициент, принимаемый для сварных балок по таб. 23 в зависимости от отношения $\frac{a}{h_{ef}}$ и значения δ , в расчёте принят равным 34,4;

δ – коэффициент, определяемый по формуле (А.13):

$$\delta = \beta \frac{b_f}{h_{ef}} \left(\frac{t_f}{t} \right)^3 = 1,45 \quad (\text{А.13})$$

где:

β – коэффициент, принимаемый по таблице 22:

λ_a – условная гибкость отсека между ребрами жесткости, определяется по формуле (А.14):

$$\lambda_a = \frac{a}{t} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 6,67 \quad (\text{А.14})$$

где:

a – расстояние между ребрами жесткости, равно 1 м.

Расчет на устойчивость стенок подкрановых балок, укрепленных только поперечными основными ребрами жесткости, при наличии локальных напряжений следует выполнять по следующей формуле (А.15):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} + \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2} \leq \gamma_c = 0,304 \leq 1 \quad (\text{А.15})$$

Нормативный прогиб балки

Предельный вертикальный прогиб подкрановых балок для мостовых кранов лёгкого и среднего режимов работы (1К-6К), установленный технологическими требованиями, составляет $\frac{l}{400}$, что при пролёте 6 м соответствует 15 мм.

Расчётный прогиб подкрановой балки с плоской стенкой (тип ПБ-1) составляет (А.16):

$$Y_p = \frac{Pl^3}{48EJ_x} = 3,42 \text{ мм} \quad (\text{А.16})$$

где:

P – расчетное значение нагрузки (силы), принимаемое равным 95 кН;

E – модуль продольной упругости стали, принимаемый равным 206 000 МПа;

l – длина рассматриваемой модели балки, принимаемая равной 6 м;

J_x – момент инерция поперечного сечения, относительно горизонтальной оси, принимаемый равным 60638,45 см⁴.

Расчет подкрановой балки с гофрированной стенкой ПБ-2

Расчёт подкрановой балки с гофрированной стенкой выполнен в соответствии с методикой, изложенной в источнике [123, с.47-76]:

Максимальный изгибающий момент в гофрированной подкрановой балке составляет (А.17):

$$M = \frac{Pl}{4} = 142,5 \text{ кН * м}, \quad (\text{А.17})$$

где:

P – расчетное значение нагрузки (силы), принимаемое равным 95 кН;

l – расчётная длина гофрированной балки, принимаемая равной 6 м.

Максимальная поперечная сила в гофрированной подкрановой балке составляет (А.18):

$$Q_{max} = \frac{P}{2} = 47,5 \text{ кН}; \quad (\text{А.18})$$

Устойчивость поперечно–гофрированных стенок (А.19):

$$\tau_{xy,max} = \frac{Q_{max}}{h_w \times t_w \times \gamma_{wc}} = 13,74 \text{ МПа} \quad (\text{А.19})$$

где:

$\tau_{xy,max}$ – максимальное касательное напряжение в стенке, возникающее под действием расчётной поперечной силы;

$\gamma_{wc} = 0,9$ – коэффициент условия работы на срез балки с поперечно–гофрированной стенкой;

t_w – толщина гофрированной стенки, 6 мм;

h_w – расчетная высота стенки, 0,64 м.

Местная устойчивость при локальном напряжении $\sigma_{loc}=0$ (А.20):

$$\tau_{xy,max} / \tau_{p,cr} \leq \gamma_c = 0,029 \leq 1 \quad (\text{А.20})$$

где:

$\tau_{p,cr}$ – критическое касательное напряжение потери местной устойчивости;

γ_c – коэффициент условий работы, принимаемый равным 1;

Критическое касательное напряжение, соответствующее потере местной устойчивости гофрированной стенки с треугольным очертанием гофров, определяется по следующему выражению (А.21):

$$\tau_{p,cr} = \frac{1,12C_{p,cr} \times R_s}{\lambda_c^2} = 469,86 \text{ МПа} \quad (\text{А.21})$$

где:

$C_{p,cr}$ – коэффициент, зависящий от геометрических параметров, характеризует отношение высоты стенки к ширине панели гофра, принимается по таблице 27 в зависимости от отношения (h_w/b_w), равного 6,2421;

b_w – ширина панели гофра, принимаемая равной 240 мм (для балки с геометрическими параметрами 240×80×6) (А.22):

$$b_w = \sqrt{l_r^2 + f^2} = 252,98 \text{ мм} \quad (\text{А.22})$$

где:

l_r – длина полуволны гофра, принимаемая равной 240 мм;

f – высота волны гофра, принимаемая равной 80 мм.

R_s – расчётное сопротивление материала на сдвиг, принимаемое согласно нормативным требованиям (А.23):

$$R_s = \frac{0,58R_{yn}}{\gamma_m} = 197,03 \text{ МПа}, \quad (\text{А.23})$$

где:

R_{yn} – нормативное сопротивление стали по пределу текучести, принимаемое равным, 339,7 МПа;

γ_m – коэффициент надёжности по материалу, принимаемый равным 1,0;

λ_c – условная гибкость панели гофра, характеризующая её склонность к потере устойчивости при сжатии или сдвиге (А.24):

$$\lambda_c = \frac{b_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 1,71 \quad (\text{А.24})$$

где:

E – модуль продольной упругости стали, принимаемый равным 206 000 МПа;

R_y – расчётное сопротивление стали марки Ст3пс при растяжении, сжатии и изгибе по пределу текучести составляет 339,7 МПа;

t_w – толщина гофрированной стенки, принимаемая равной 6 мм;

Общая устойчивость гофрированной стенки в случае отсутствия локального напряжения ($\sigma_{loc}=0$) определяется по следующему выражению (А.25):

$$\tau_{xy,max} / \tau_{o,cr} \leq \gamma_c = 0,03 \leq 1 \quad (\text{А.25})$$

где:

$\tau_{o,cr}$ – критическое касательное напряжение, соответствующее потере общей устойчивости гофрированной стенки.

Критическое касательное напряжение, соответствующее потере общей устойчивости стенки с гофрами треугольного очертания, определяется по следующему выражению (А.26):

$$\tau_{o,cr} = \frac{1,12C_{o,cr} \times R_s}{\bar{\lambda}_w^2} = 478,56 \text{ МПа} \quad (\text{A.26})$$

где:

R_s – расчётное сопротивление материала на сдвиг, принимаемое согласно нормативным требованиям (А.27):

$$R_s = \frac{0,58R_{yn}}{\gamma_m} = 197,03 \text{ МПа} \quad (\text{A.27})$$

где:

R_{yn} – нормативное сопротивление стали по пределу текучести, принимаемое равным, 339,7 МПа;

γ_m – коэффициент надёжности по материалу, принимаемый равным 1,0;

$\bar{\lambda}_w$ – условная гибкость поперечно-гофрированной стенки, характеризующая её устойчивость при действии касательных напряжений (А.28):

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 4,33 \quad (\text{A.28})$$

где:

E – модуль продольной упругости стали, принимаемый равным 206 000 МПа;

R_y – расчётное сопротивление стали марки СтЗпс при растяжении, сжатии и изгибе по пределу текучести составляет 339,7 МПа;

h_w – расчётная высота стенки, принимаемая равной 640 мм;

t_w – толщина гофрированной стенки, принимаемая равной 6 мм;

$C_{o,cr}$ – коэффициент, характеризующий соотношение геометрических параметров b_w (ширины панели гофра) и f (высоты волны гофра); определяется по следующей формуле (А.29):

$$C_{o,cr} = 5,34 + (5,5 \times \beta^2 - 0,6) \times \sqrt[3]{\frac{\gamma}{4(7 \times \beta^2 - 5)}} = 40,69, \quad (\text{A.29})$$

где:

β – отношение высоты гофрированной стенки к ширине панели гофра (А.30):

$$\beta = h_w/b_w = 2,53 \quad (\text{A.30})$$

где:

γ – коэффициент, характеризующий относительную жёсткость гофрированной стенки; определяется как отношение её эквивалентной плоской (цилиндрической) жёсткости к жёсткости плоской стенки той же толщины (А.31);

$$\gamma = 0,91\left(\frac{f}{t_w}\right)^2 = 161,78, \quad (\text{А.31})$$

где:

f – высота волны гофра, принимаемая равной 80 мм;

t_w – толщина гофрированной стенки, принимаемая равной 6 мм.

Местная устойчивость гофрированных стенок балок симметричного сечения при наличии локальных напряжений $\sigma_{loc} \neq 0$ подлежит проверке и определяется по следующей формуле (А.32):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{xy,max}}{\tau_{p,cr}}\right)^2} \leq \gamma_c = 0,068 \leq 1 \quad (\text{А.32})$$

где:

σ_{loc} равен (А.33):

$$\sigma_{loc} = \frac{P}{t_w l_{ef}} \leq R_y \gamma_c = 58,64 \text{ МПа} \leq 339,7 \text{ МПа}, \quad (\text{А.33})$$

где:

P – расчётное значение нагрузки (силы), принимаемое равным 95 кН;

l_{ef} – условная длина распределения нагрузки, принимаемая в зависимости от схемы опирания и характера нагружения элемента (А.34);

$$l_{ef} = l_k + 2h_p \operatorname{tg}45^\circ = 270 \text{ мм}, \quad (\text{А.34})$$

где:

l_k – начальная длина контакта колеса с рельсом, принимаемая равной 30.

h_p – высота рельса, принимаемая равной 120 мм;

γ_c – коэффициент условия работы составной балки, принимаемый равным 1;

R_y – расчётное сопротивление стали марки Ст3пс при растяжении, сжатии и изгибе по пределу текучести составляет 339,7 МПа;

$\sigma_{loc,cr}$ – критические нормальные напряжения в гофрированной стенке при действии сосредоточенной нагрузки определяются по следующему выражению (А.35):

$$\sigma_{loc,cr} = \frac{0,8C_1 R_y}{\lambda_c^2} = 959,17 \text{ МПа}, \quad (\text{А.35})$$

где:

C_1 – коэффициент, характеризующий соотношение высоты стенки и ширины панели гофра; принимается по таблице 28 [123] в зависимости от отношения b_w/h_w и значения δ , вычисляемого по следующей формуле (А.36):

$$\delta = 0,8 \frac{b_f}{h_w} \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3 = 2,45, \quad (\text{A.36})$$

где:

b_w и h_f – ширина и толщина сжатого пояса балки, 250 и 10 мм соответственно;

h_w – расчетная высота стенки, принимаемая равной 640 мм;

t_w – толщина гофрированной стенки, принимаемая равной 6 мм.

Общая устойчивость гофрированных стенок балок симметричного сечения требует расчета при локальном напряжении, $\sigma_{loc} \neq 0$ (A.37):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{y,cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{xy,max}}{\tau_{o,cr}} \right)^2} \leq \gamma_c = 0,068 \leq 1 \quad (\text{A.37})$$

где:

$\sigma_{y,cr}$ – критическое нормальное напряжение, соответствующее потере устойчивости гофрированной стенки при продольном изгибе из плоскости, рассчитываемое по аналогии с устойчивостью стойки, нагруженной сосредоточенной продольной силой P (A.38):

$$\sigma_{y,cr} = \varphi R_y \leq \sigma_{loc,cr} = 323,9 \text{ МПа} \leq 959,17 \text{ МПа} \quad (\text{A.38})$$

где:

φ – коэффициент продольного изгиба, определяемый по таблице 72 [123, с. 114], при расчёте условной стойки, находящейся под действием центрального сжатия, принимается равным 0,9535.

Гибкость стойки при этом определяется по следующему выражению (A.39):

$$\lambda = \frac{2,5h_w}{f} = 20 \quad (\text{A.39})$$

где:

f – высота волны гофра, принимаемая равной 80 мм;

h_w – расчётная высота стенки, принимаемая равной 640 мм.

При проверке местной устойчивости гофрированной стенки должно выполняться следующее условие: отношение действующих локальных нормальных напряжений (σ_{loc}) к критическим напряжениям местной потери устойчивости панели гофра ($\sigma_{loc,cr}$) не должно превышать допустимого значения, определяемого по следующему выражению (A.40):

$$\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}} \leq 0,75\gamma_c = 0,061 \leq 0,75 \quad (\text{A.40})$$

На основании приведённого выше расчёта можно сделать следующие выводы: подобранное сечение обеспечивает выполнение требований по местной и общей устойчивости панели гофра, а также удовлетворяет условиям прочности подкрановой балки с гофрированной стенкой.

Нормативный прогиб балки

Предельный вертикальный прогиб подкрановых балок при работе мостовых кранов лёгкого и среднего режимов (группы 1К–6К), ограниченный технологическими требованиями, устанавливается в размере $\frac{l}{400}$. Для пролёта длиной 6 м данный прогиб составляет 15 мм.

Расчётный прогиб подкрановой балки с гофрированной стенкой ПБ–2 составляет (А.41):

$$Y_p = \frac{Pl^3}{48EJ_x} + \frac{PlK_w}{4Gk_{corr}A_w} = 4,13 \text{ мм} \quad (\text{А.41})$$

где:

P – расчетное значение нагрузки (силы), принимаемое равным 95 кН;

E – модуль продольной упругости стали, принимаемый равным 206 000 МПа;

l – длина рассматриваемой модели балки, принимаемая равной 6 м;

G – модуль сдвига (модуль жесткости при сдвиге) прокатной стали, принимаемый равным 79 300 МПа;

k_{corr} – коэффициент повышения жёсткости на сдвиг за счёт применения гофрированной стенки; варьируется в пределах 1,15–1,30 и отражает снижение прогиба балки на 15–30 % по сравнению с аналогичной балкой с плоской стенкой, особенно при коротких пролётах и значительной высоте стенки; в расчётах принято значение 1,3;

J_x – момент инерции поперечного сечения относительно горизонтальной оси (оси изгиба) (А.42):

$$J_x = \left(\frac{t_w \times h_w^3}{12} \right) \times k + 2A_f \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 = 55395,57 \text{ см}^4 \quad (\text{А.42})$$

где:

$k=0,6$ - коэффициент, зависящий от формы гофра; для гофров треугольного очертания значение принимается в пределах ($k \approx 0,3 - 0,6$) [125];

A_w – площадь поперечного сечения гофрированной стенки балки (А.43):

$$A_w = h_w t_w = 38,4 \text{ см}^2 \quad (\text{А.43})$$

где:

K_w – коэффициент фактической длины стенки, учитывающий её расчётную протяжённость с учётом формы гофра (А.44):

$$K_w = \frac{l_r}{l} = 1,06 \quad (\text{А.44})$$

где:

l_r – развернутая длина гофрированной стенки балки, принимаемая равной 6333,3 м.

Аналитический расчет нормативного прогиба подкрановых балок от нагрузки 95 кН, приложенной с эксцентриситетом

Подкрановая балка ПБ-1

Предельный вертикальный прогиб подкрановых балок при работе мостовых кранов лёгкого и среднего режимов (группы 1К–6К), ограниченный технологическими требованиями, устанавливается в размере $\frac{l}{400}$. Для пролёта длиной 6 м данный прогиб составляет 15 мм.

Расчетный прогиб подкрановой балки с плоской стенкой ПБ–1 (А.45):

$$Y_p = \frac{Pl^3}{48EJ_x} + \frac{Pel^2}{16EJ_x} = 3,45 \text{ мм}, \quad (\text{А.45})$$

где:

P – расчётное значение нагрузки (силы), принимаемое равным 95 кН;

E – модуль продольной упругости стали, принимаемый равным 206 000 МПа;

l – длина рассматриваемой модели балки, принимаемая равной 6 м;

J_x – момент инерции поперечного сечения относительно горизонтальной оси, принимаемый равным 60638,45 см⁴;

e – эксцентриситет приложения нагрузки, принимаемый равным 15 мм.

Подкрановая балка ПБ-2

Предельный вертикальный прогиб подкрановых балок при работе мостовых кранов лёгкого и среднего режимов (группы 1К–6К), ограниченный технологическими требованиями, устанавливается в размере $\frac{l}{400}$. Для пролёта длиной 6 м данный прогиб составляет 15 мм.

Расчётный прогиб подкрановой балки с гофрированной стенкой ПБ–2 составляет (А.46) (А.47):

$$Y_p = \frac{Pl^3}{48EJ_x} + \frac{PlK_w}{4Gk_{corr}A_w} + \frac{Pel^2}{16EJ_x} = 4,15 \text{ мм}, \quad (\text{А.46})$$

$$Y_p = \frac{Pl^3}{48EJ_x} + \frac{PlK_w}{4Gk_{corr}A_w} - \frac{Pel^2}{16EJ_x} = 4,1 \text{ мм} \quad (\text{А.47})$$

где:

P – расчётное значение нагрузки (силы), принимаемое равным 95 кН;

E – модуль продольной упругости стали, принимаемый равным 206 000 МПа;

l – длина рассматриваемой модели балки, принимаемая равной 6 м;

G – модуль сдвига (модуль жесткости при сдвиге) прокатной стали, принимаемый равным 79 300 МПа;

k_{corr} – коэффициент повышения жёсткости на сдвиг за счёт применения гофрированной стенки; варьируется в пределах 1,15–1,30 и отражает снижение прогиба балки на 15–30 % по сравнению с аналогичной балкой с плоской

стенкой, особенно при коротких пролётах и значительной высоте стенки; в расчётах принято значение 1,3;

J_x – момент инерции поперечного сечения относительно горизонтальной оси (оси изгиба) (А.42):

$$J_x = \left(\frac{t_w \times h_w^3}{12} \right) \times k + 2A_f \left(\frac{h_w + t_f}{2} \right)^2 = 55395,57 \text{ см}^4 \quad (\text{А.42})$$

где:

$k = 0,6$ – коэффициент, зависящий от формы гофра; для гофров треугольного очертания значение принимается в пределах ($k \approx 0,3 - 0,6$) [125].

e - эксцентриситет приложения нагрузки, принимаемый равным 15 мм.

Знакопеременность в расчётной формуле учитывает влияние смещения рельса относительно нейтральной оси балки, что непосредственно отражается на величине вертикального прогиба. При смещении рельса в сторону, расположенную ближе к гофрированной стенке (А.46), наблюдается увеличение вертикального прогиба. Это связано с усилением асимметрии в распределении напряжений и снижением эффективной жёсткости сечения балки. Напротив, при смещении рельса в противоположную сторону (А.47) возрастает крутильная жёсткость, а распределение нагрузки по сечению становится более равномерным, что приводит к снижению прогиба за счёт компенсации изгибающего эффекта.

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

Расчет гофрированной подкрановой балки по СП РК EN 1993-1-5:2006/2011

Для усовершенствования существующих методов расчета гофрированных конструкций был разработан метод определения класса сечения гофрированной балки.

Пример определения класса сечения гофрированной балки

Для определения класса сечения балки при изгибе со сжатием была принята балка со следующими характеристиками ГС 640×80×6 (рисунок Б.1), где 480 мм – длина волны (L_r) и 80 мм – высота волны (f_r).

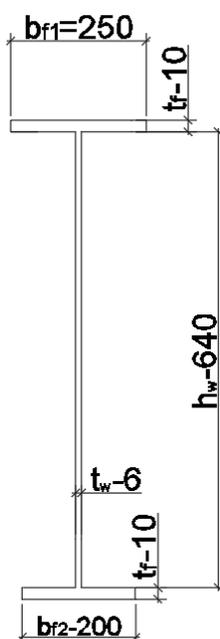


Рисунок Б.1 – Характеристика сечения сварной двутавровой балки ГС 640×80×6 мм

$h_w = 640$ мм – высота гофрированной стенки; $t_w = 6$ мм – толщина гофрированной стенки; b_{f1} и $b_{f2} = 250$ мм и 200 мм – ширина верхней и нижней полки соответственно; $t_f = 10$ мм – толщина полки.

При толщине материала до 16 мм, т.е. $t_w = 6$ мм и $t_f = 10$ мм, предел текучести f_y для стали класса S235 составляет для стенки 235 Н/мм², $E = 206000$ Н/мм². Минимальный радиус скругления r примем равным 30 мм ($5t_w$ [123, с.32]).

Общие положения государственного норматива [134, с.45] действуют на балки двутавровые балки синусоидального и трапециевидного профиля.

Несущую способность по изгибающему моменту принимают минимальной из полученных значений из нижеприведенных формул:

Растянутый пояс (Б.1):

$$M_{y,Rd} = \frac{b_2 t_2 f_{yf,r}}{\gamma_{MO}} \left(h_w + \frac{t_1 + t_2}{2} \right) = 441610000 \text{ Нмм} = 441,61 \text{ кНм} \quad (\text{Б.1})$$

Сжатый пояс (Б.2):

$$M_{y,Rd} = \frac{b_1 t_1 f_{yf,r}}{\gamma_{MO}} \left(h_w + \frac{t_1 + t_2}{2} \right) = 552012500 \text{ Нмм} = 552 \text{ кНм} \quad (\text{Б.2})$$

Сжатый пояс (Б.3):

$$M_{y,Rd} = \frac{b_1 t_1 \chi f_{yf}}{\gamma_{M1}} \left(h_w + \frac{t_1 + t_2}{2} \right) = 552012500 = 552 \text{ кНм} \quad (\text{Б.3})$$

где:

$f_{yf,r}$ – это предел текучести, уменьшаемый за счет действия моментов поперечного изгиба в поясах, определяемый по формуле (Б.4):

$$f_{yf,r} = f_{yf} \chi \quad (\text{Б.4})$$

χ – понижающий коэффициент, вводимый при потере устойчивости пластины, который определяется по пункту 6.3 [124]. Для расчета определим класс поперечного сечения элемента (табл. Б.1).

Таблица Б.1 - Геометрические характеристики гофрированных стенок треугольного очертания гофр со стенками толщиной 6 мм

Наименование показателя	Толщина стенки 6 мм												
	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1													
Вид гофрированной стенки	ПС	ГС Каз. 280 ×45 ×6/3 0	ГС Каз. 360х ×60 ×6/3 0	ГС Каз. 420 ×70 ×6/3 0	ГС Каз. 480 ×80 ×6/3 0	ГС Каз. 520 ×80 ×6/3 0	ГС Каз. 580 ×80 ×6/3 0	ГС Каз. 640×70 ×6/30	ГС Каз. 640×80 ×6/30	ГС Каз. 640×90 ×6/30	ГС Каз. 650×80 ×6/30	ГС Каз. 630×8 0х×6/ 30	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Площадь поперечного сечения, см ²	360,0 0	374, 89	377, 83	378, 00	374, 14	378, 21	375, 75	372, 83	368,08	370,63	373,52	370,97	371,93
Длина стенки, мм	6000, 00	6316 ,43	6336 ,79	6328 ,18	6256 ,00	6333 ,34	6284 .078 9	6228 .168 1	6143.7 491	6187.4 206	6236.6 519	6192.1 52	6209.7 134
Момент инерции относительно центральной оси У1, см ⁴	10,80	558, 66	1089 ,74	1505 ,63	1498 ,42	1964 ,84	1956 ,50	1979 ,48	1496,6 3	1987,0 8	2552,8 2	1971,7 6	1951,8 9
Приведенный Момент инерции относительно центральной оси У1, см ⁴ / 1см ² площади	0,030	1,49 0	2,88 4	3,98 3	4,00 5	5,19 5	5,20 7	5,30 9	4,066	5,361	6,835	5,315	5,248
Радиус инерции относительно центральной оси У1, см	0,173	1,22 1	1,69 8	1,99 6	2,00 1	2,27 9	2,28 2	2,30 4	2,016	2,315	2,614	2,305	2,291
Минимальный момент сопротивления относительно оси V, см ³	36	240, 52	345, 668	411, 558	401, 783	468, 083	461, 075	465, 33	399,20 1	466,31	534,81 2	465,75 9	461,55 8
Приведенный Минимальный момент сопротивления относительно оси V см ³ / 1см ² площади	0,100	0,64 2	0,91 5	1,08 9	1,07 4	1,23 8	1,22 7	1,24 8	1,085	1,258	1,432	1,256	1,241

Продолжение таблицы Б.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Приведенный Момент инерции относительно центральной оси У1, см ⁴ / 1кг массы стали гофра	3,82	189,83	367,41	507,40	510,19	661,79	663,30	676,36	517,98	682,98	870,64	677,09	668,53
Приведенный Момент сопротивления относительно центральной оси У1 см ⁴ / 1кг массы стали гофра	12,74	81,73	116,54	138,70	136,80	157,66	156,32	159,00	138,16	160,27	182,40	159,94	158,09
Эквивалентная толщина плоской стенки, мм		22,4	27,9	31,1	31,1	34,0	33,9	34,1	31,0	34,1	37,1	34,0	33,9
Расход стали на 1 п.м. стенки	0,471	0,490	0,494	0,495	0,490	0,495	0,492	0,488	0,482	0,485	0,489	0,485	0,487
Процентное отношение по расходу стали к ГС Каз. 280x45	96,03%	100,0%	100,8%	100,8%	99,8%	100,9%	100,2%	99,4%	98,2%	98,9%	99,6%	99,0%	99,2%

По определенным эффективным параметрам в табл. Б 1, для ГС 640×80×6 мм [158] эквивалентная толщина плоской стенки равна 34,1 мм, поэтому далее в расчете принимаем именно это значение.

Характеристика сечения

Для начала определяем класс поперечного сечения для наибольшего усилия чистого сжатия.

Классифицируем сечение при чистом сжатии (Б.5):

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \quad (\text{Б.5})$$

Свесы полок (Б.6) и (Б.7):

$$c_f = (b_f - t_w - 2r)/2 = (250 - 34,1 - 60)/2 = 77,95 \text{ мм}; \quad (\text{Б.6})$$

$$c_f/t_f = 77,95/10 = 7,8 \quad (\text{Б.7})$$

Предельное значение для полок класса 1 равно $9\varepsilon = 9$

$9 > 7,8$ полка принадлежит к классу 1.

Стенка – сжатый внутренний участок (Б.8) и (Б.9):

$$c_w = h - 2t_w - 2r = 640 - (2 \times 34,1) - (2 \times 30) = 511,8 \text{ мм} \quad (\text{Б.8})$$

$$c_w/t_w = 511,8/34,1 = 15,01 \quad (\text{Б.9})$$

Предельное значение для стенок класса 1 на участке в условиях сжатия – $33\varepsilon = 33$:

$33 > 15,01$, стенка принадлежит к классу 1.

Таким образом, в условиях сжатия, если стенка классифицируется по классу 1 и полки имеют класс 1, то общее поперечное сечение классифицируется как *сечение класса 1 с эффективной полкой и стенкой*.

Предельное значение для стенок класса 1 на участке в условиях изгиба – $72\varepsilon = 72$

$72 > 15,01$, стенка принадлежит к классу 1.

В условиях изгиба, если стенка классифицируется по классу 1, а полки имеют класс 1, то общее поперечное сечение классифицируется как сечение класса 1 с эффективной полкой и стенкой. К первому классу относят поперечные сечения, в которых для пластического расчета без уменьшения несущей способности может быть образован пластический шарнир с вращательной способностью.

f_T – принимается равным 1 в балках с поперечно-гофрированной стенкой синусоидального профиля.

Несущая способность при сдвиге определяется по формуле (Б.10):

$$V_{bw,Rd} = \chi_c \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}\sqrt{3}} h_w t_w = 692873,5 \text{ Н} = 692,9 \text{ кН} \quad (\text{Б.10})$$

где:

χ_c – наименьший понижающий коэффициент при местной потере устойчивости $\chi_{c,l}$ при общей потере устойчивости $\chi_{c,g}$.

Наименьший понижающий коэффициент при местной потере устойчивости пластины определяется по нижеуказанной формуле (Б.11):

$$\chi_{c,l} = \frac{1,15}{0,9 + \bar{\lambda}_{c,l}} \leq 1,0, \quad (\text{Б.11})$$

где:

$$\bar{\lambda}_{c,l} = \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr,l}\sqrt{3}}} = 0,35 \quad (\text{Б.12})$$

В соответствии с Еврокодом [134, с.53] для балок с гофрированной стенкой национальными приложениями даются указания по определению $\chi_{c,l}$ и $\tau_{cr,l}$, при этом рекомендуемой формулой для их определения является (Б.13):

$$\tau_{cr,l} = \left(5,34 + \frac{a_3 s}{h_w t_w}\right) \times \frac{\pi^2 E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \times \left(\frac{t_w}{s}\right)^2 = 1584,57 \text{ Н/мм}^2 = 158,4 \text{ Н/см}^2 \quad (\text{Б.13})$$

где:

w – длина проекции полуволны;

s – длина полуволны в развернутом виде.

Понижающий коэффициент $\chi_{c,g}$ общей потери устойчивости рассчитывают по формуле (Б.14):

$$\chi_{c,g} = \frac{1,5}{0,5 + \bar{\lambda}_{c,l}^2} \leq 1,0 \quad (\text{Б.14})$$

где:

$$\bar{\lambda}_{c,g} = \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr,g}\sqrt{3}}} = 0,026 \quad (\text{Б.15})$$

$$\tau_{cr,g} = \frac{32,4}{t_w + h_w^2} \sqrt[4]{D_x D_z^3} = 286269,65 \text{ Н/мм}^2 = 28627 \text{ кН/см}^2 \quad (\text{Б.16})$$

$$D_x = \frac{E t_w^3}{12(1 - \nu^2)} \frac{w}{s} = 3953045,59 \text{ Нмм} = 3,95 \text{ кНм} \quad (\text{Б.18})$$

$$D_z = \frac{E I_z}{w} = 390360021875 \text{ Нмм} = 390360 \text{ кНм} \quad (\text{Б.19})$$

где:

I_z - момент инерции площади гофрированного отрезка стенки

ПРИЛОЖЕНИЕ В

Определение расчётных усилий

Изгибающий момент M_{max}^F от вертикальной крановой нагрузки.

Предполагается, что сечение максимального изгибающего момента находится в середине пролёта балки и, пользуясь линией влияния момента для этого сечения, размещаем колёсные нагрузки в наиболее неблагоприятном положении (рисунок В.1, а). Для пролёта $L = 6$ м сумма ординат линии влияния момента $\sum y_i^M = 1,5$ м

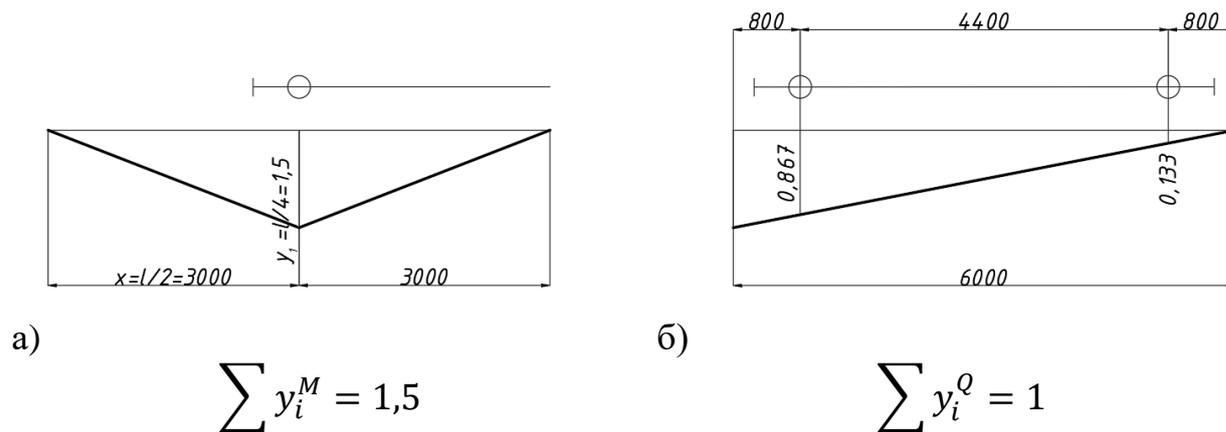


Рисунок В.1. Расчётные схемы подкрановой балки
а – к определению M_{max} , б – к определению Q_{max}

Расчётный момент (В.1) от вертикальной нагрузки $F_k^{(n)}=95$ кН.

$$M_x = M_{max}^F = F_k^n \times \sum y_i \times \gamma_{fk} \times \psi_k \times k_1 \times \alpha \times \gamma_n = 95 \times 1,5 \times 1,1 \times 0,85 \times 1,1 \times 1,03 \times 0,95 = 143,41 \text{ кН} \quad (\text{В.1})$$

где:

$\gamma_{Fk} = 1,1$ - коэффициент надёжности по крановой нагрузке;

$\psi_k = 0,85$ - коэффициент сочетания;

$k_1 = 1,1$ - коэффициент динамичности к вертикальным нагрузкам для подкрановых балок [159, с. 7];

$\alpha = 1,03$ - учёт собственного веса подкрановых конструкций и временной нагрузки на тормозной площадке для $L = 6$ м (для $L = 12$ м $\alpha = 1,05$);

$\gamma_n = 0,95$ - коэффициент надёжности по ответственности.

Поперечная сила на опоре

Для определения максимальной поперечной силы загружаем линию влияния поперечной силы на опоре (рисунок В.1, б); $\sum y_i^Q = 1$ (безразмерно).

Тогда расчётное значение от вертикальной нагрузки (В.2):

$$Q_x = Q_{\max}^F = F_k^n \times \sum y_i^Q \times \gamma_{fk} \times \psi_k \times k_1 \times \alpha \times \gamma_n = 95 \times 1 \times 1,1 \times 0,85 \times 1,1 \times 1,03 \times 0,95 = 95,61 \text{ кН} \quad (\text{В.2})$$

Примечание. Горизонтальные крановые воздействия (продольные/поперечные) следует вычислить отдельно по соответствующим линиям влияния и учесть в сочетаниях согласно нормам.

ПРИЛОЖЕНИЕ Г

Анализ трудоемкости изготовления подкрановых балок

Оценка трудоёмкости изготовления различных типов подкрановых балок представляет собой важный этап при выборе рациональной конструктивной схемы. Наряду с прочностными и эксплуатационными характеристиками, в условиях промышленного производства значительное влияние на эффективность проектного решения оказывает совокупная трудозатратность на всех стадиях изготовления – от заготовки и сборки до сварки, окраски и отгрузки.

В настоящем разделе представлено сравнение трудоёмкости трёх конструктивных вариантов подкрановых балок:

- с гофрированной стенкой;
- с плоской стенкой без рёбер жёсткости;
- с плоской тонкостенной стенкой и поперечными рёбрами жёсткости.

В целях оценки технологической эффективности различных типов подкрановых балок произведён расчёт трудоёмкости их изготовления с применением актуальных нормативов [160] и укрупнённых показателей. Расчёт охватывает ключевые производственные операции, включая резку элементов, сборку, сварку, зачистку и контроль. При сравнении учитывались особенности конструкции: наличие или отсутствие рёбер жёсткости, конфигурация стенки (плоская или гофрированная) и различия в длине сварных швов. Результаты расчётов приведены в таблице Г.1.

Таблица Г.1 – Трудоемкость изготовления конструкций

№	Операция	Формула	Трудоемкость, чел×ч		
			ПБ-1	ПБ-2	ПБ-3
1	Резка стенки	$l_w \times 0,015$	0,09	0,095	0,093
2	Резка полок	$2l_f \times 0,02$	0,24	0,24	0,24
3	Резка ребер жесткости	$l_{рж} \times n \times 0,015$	0,087	-	-
4	Резка опорных ребер	$l_{ор} \times n \times 0,02$	0,0264	0,0264	0,0264
5	Сборка балки	0,5	0,5	0,5	0,5
6	Сварка стенки с полками	$l_w \times 0,0883$	1,06	1,12	1,09
7	Сварка ребер жесткости	$(l_{рж} + \frac{b_{f2}}{2}) \times 2 \times 10 \times 0,0883$	1,2	-	-
8	Сварка опорных ребер	$(l_{ор} + 4 \times \frac{b_{f2}}{2}) \times 4 \times 0,0883$	0,374	0,374	0,374
9	Зачистка и контроль	0,3	0,3	0,3	0,3
	Итого		3,878	2,655	2,623

Результаты сравнительного анализа (таблица Г.1) демонстрируют, что наименьшей трудоёмкостью изготовления обладают балки с гофрированной стенкой. Наибольшие затраты труда выявлены при производстве подкрановой балки с поперечными рёбрами жёсткости, где существенно возрастает объём сборочно-сварочных операций, в том числе трудоёмких ручных процессов.

Проведённый анализ подтверждает, что внедрение балок с гофрированной стенкой является эффективным решением с точки зрения производственной оптимизации. Особенно актуален этот эффект при серийном и крупносерийном выпуске металлоконструкций. Сокращение количества сварных соединений и исключение сборки дополнительных элементов способствует не только снижению производственного цикла, но и уменьшению рисков термических деформаций, повышению геометрической точности, а также снижению общей себестоимости изделий.

ПРИЛОЖЕНИЕ Д

Сравнительный анализ подкрановых балок по экономическим показателям

Сравнительный анализ стоимости изготовления подкрановых балок со сплошной и гофрированной стенкой включает оценку стоимости материалов, сварочных и сборочных операций, а также общей стоимости производства каждого типа балки. Все расчёты выполнены по состоянию на 01.03.2025 г.

Исходные данные по расчету стоимости подкрановых балок:

Марка стали: 3сп

Стоимость стали: 1,5 €/кг

Затраты на рабочую силу:

Сборка и сварка элементов: 0,8 €/кг

Дополнительная сварка ребер жесткости (только для балки с плоской стенкой): 0,4 €/кг

Для подкрановой балки ПБ-1 со сплошной стенкой стоимость материалов составляет 661,05 € при общей массе 440,7 кг и базовой цене конструкционной стали 1,5 €/кг. Производственный процесс включает стандартные операции по сборке и сварке, а также дополнительную сварку поперечных ребер жесткости. Совокупные затраты на сварочные работы составляют 528,84 €, включая 352,56 € на основную сборку и 176,28 € – на сварку ребер жесткости. Итоговая стоимость изготовления балки ПБ-1 составляет 1137,70 €.

Модель ПБ-2 представляет собой конструкцию с гофрированной стенкой, без ребер жесткости. Благодаря сниженной массе (423,7 кг) стоимость применяемых материалов составляет 635,55 €, что ниже, чем у ПБ-1. Отсутствие необходимости установки ребер позволяет уменьшить объём сварочных операций: суммарная стоимость сварки составляет 338,96 €. Таким образом, итоговая стоимость изготовления ПБ-2 составляет 974,51 €, что делает её экономически более целесообразной альтернативой ПБ-1 при сохранении требуемых прочностных характеристик.

Для балки ПБ-3 с аналогичной гофрированной стенкой общая масса конструкции составляет 419,3 кг, а стоимость материалов – 628,95 € (таблица Д.1). Как и в случае с ПБ-2, исключается необходимость установки ребер жесткости, что дополнительно снижает трудоёмкость. Стоимость сварки и сборки составляет 335,44 €, что даёт итоговую стоимость изготовления 940,20 €, в соответствии с рисунком Д.1.

Таблица Д.1. Сравнение стоимости изготовления подкрановых балок

Тип балки	Общая масса (кг)	Стоимость материала (€)	Стоимость сварки (€)	Общая стоимость (€)	Удельная стоимость (€/кг)
ПБ-1 (плоская стенка, с ребрами)	445,3	667,95	534,36	1202,31	2,7
ПБ-2 (гофрированная стенка)	427,9	641,85	342,32	984,17	2,30
ПБ-3 (гофрированная стенка)	423,5	635,25	338,8	974,05	2,30

Стоимость сварки ПБ-1 рассчитывалась по формуле (Г.1):

$$\epsilon_{\text{ПБ-1}}^{\text{св}} = m \times \epsilon_{\text{сб,св}} + m \times \epsilon_{\text{св.р.ж}} \quad (\text{Г.1})$$

где:

$m_{\text{р.ж}}$ – масса ребер жесткости, кг;

$\epsilon_{\text{сб,св}}$ – стоимость сборки и сварки, €/кг;

$\epsilon_{\text{св.р.ж}}$ – стоимость дополнительной сварки ребер жесткости.

Анализ показал, что применение балок с гофрированной стенкой позволяет снизить затраты на изготовление за счёт как уменьшения массы конструкции, так и сокращения объёмов сварочных работ. Среди рассмотренных вариантов балка ПБ-3 демонстрирует наименьшие производственные затраты, что указывает на её высокую технико-экономическую эффективность и делает её предпочтительным решением с позиции рационального проектирования. Гофрированные балки (ПБ-2, ПБ-3) имеют на 15,8% более низкую удельную стоимость, что свидетельствует о более высокой экономической эффективности при сопоставимых прочностных характеристиках.

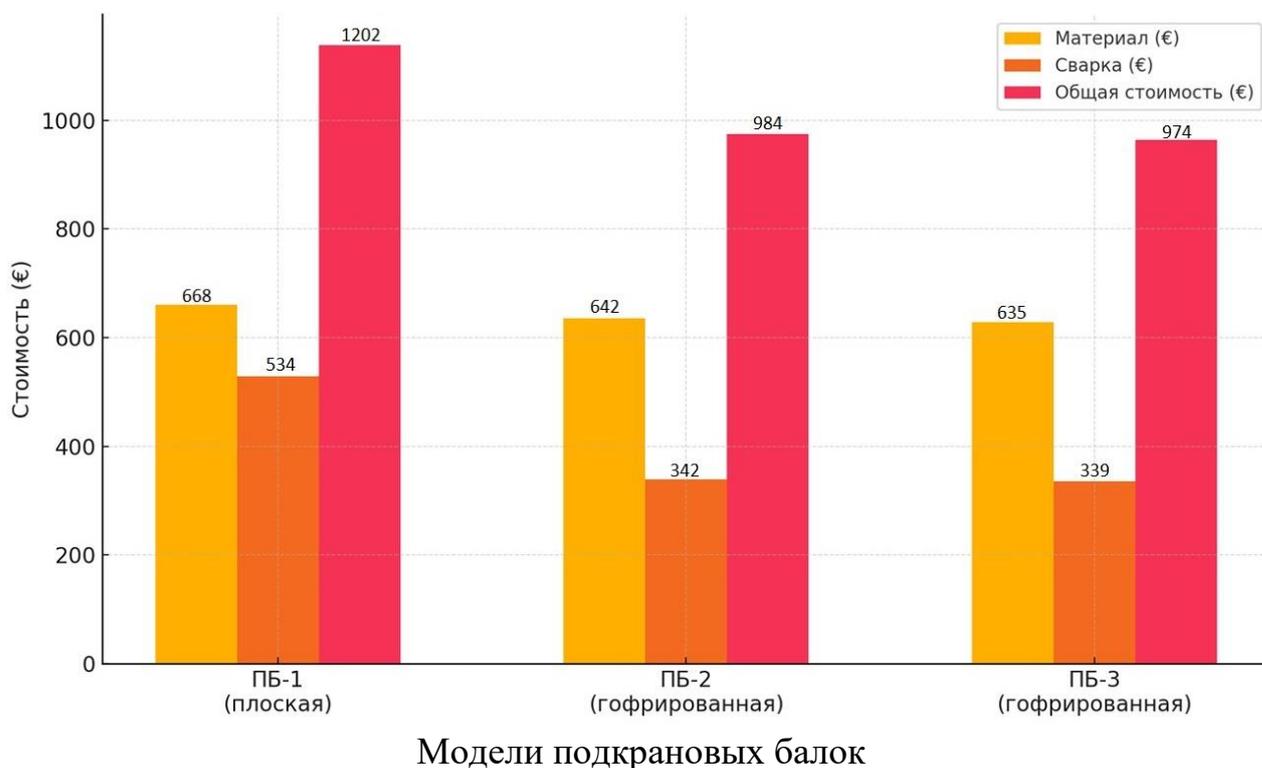


Рисунок Д.1 - График сравнения стоимости изготовления балок ПБ-1, ПБ-2 и ПБ-3

Вывод: Балки с гофрированной стенкой (ПБ-2 и ПБ-3) имеют более низкую суммарную стоимость по сравнению с балкой с плоской стенкой (ПБ-1), в основном за счёт уменьшения объёма сварочных работ.

ПРИЛОЖЕНИЕ Е

Двухфакторный дисперсионный анализ

Численный эксперимент проводился с целью определения приведенных моментов инерции $I_y^{пр}$ и приведенных моментов сопротивления $W_y^{пр}$ и при изменении таких факторов, как тип гофрированной балки и толщина гофрированной стенки t_w .

Для обработки данных численных экспериментальных исследований использовался двухфакторный дисперсионный анализ [161]:

План эксперимента показан в Е.1.

Таблица Е.1 – План эксперимента

Параметр	Тип гофрированной балки	Толщина гофрированных стенок (t_w)	
		6 мм	8 мм
Модель	ПБ, $l_{ст} \leq 420$, база \pm допуск	280x45x6	280x45x8
		360x60x6	360x60x8
		420x70x6	420x70x8
	ПБ, $l_{ст} > 420$, база \pm допуск	480x80x6	480x80x8
		580x80x6	580x80x8
		640x80x6	640x80x8

Математическая модель эксперимента имеет вид (Е.1):

$$X_{ij} = \mu + P_i + G_j + PG_{ij} + \varepsilon_{ij}, \quad (E.1)$$

где:

X_{ij} – измеряемая величина;

μ – истинное среднее совокупности, из которой получена выборка;

P_i – соответствует уровню изменения типа гофра « T_i » $i = Zeman Sin$ балка, Балка ГС Казахстан;

G_j – соответствует значению толщины гофра « t_w » $j = 6, 8$;

ε_{ij} – соответствует случайной ошибке в ячейке ij , где $k = 1, 2$.

Эксперимент типа 2×2 с тремя исходными данными для каждого варианта расчета. Результаты дисперсионного анализа по изучению типа гофрированной стенки ($t_w = 6$ и 8 мм) приведены в таблицах Е.2 и Е.3.

Таблица Е.2 – Численные значения приведенного момента инерции ($I_y^{пр}$) и приведенного момента сопротивления для дисперсионного анализа, эксперимента ($t_w = 6$ и 8 мм)

Параметр	Тип гофрированной балки	Толщина гофрированных стенок (t_w)		$\sum T_i$	$\sum T_i^2$
		6мм	8мм		
Приведенный момент инерции относительно центральной оси Y_1 , см ⁴ / 1кг массы стали гофра, $I_y^{пр}$	Sin балка, база ± допуск	189,83	192,57	382,4	146229,76
		367,41	370,11	737,52	543935,75
		507,4	510,1	1017,5	1035306,25
	Балка ГС, база ± допуск	661,79	664,49	1326,28	1759018,64
		676,36	679,13	1355,49	1837353,14
		682,98	685,78	1368,76	1873503,94
	$\sum T_i$	3085,77	3102,18	6187,95	38290725,2
$\sum T_i^2$	1790370,831	1807325,352	3597696,18	7195392,37	
Приведенный момент сопротивления относительно центральной оси Y_1 , см ³ / 1кг массы стали гофра, $W_y^{пр}$	Sin балка, база ± допуск	81,73	79,61	161,34	26030,6
		116,54	113,81	230,35	53061,12
		138,7	135,74	274,44	75317,31
	Балка ГС, база ± допуск	157,66	154,64	312,3	97531,29
		159	155,99	314,99	99218,7
		160,27	157,25	317,52	100819
	$\sum T_i$	813,9	797,04	1610,94	2595128
$\sum T_i^2$	115323,203	110689,788	226013	452026	

Таблица Е.3 – Результаты дисперсионного анализа двухфакторного эксперимента для определения критерия F_1

Параметр	Источник изменчивости	Число степеней свободы	Сумма квадратов	Средний квадрат
Приведенный момент инерции относительно центральной оси Y_1 , $\text{см}^4 / 1\text{кг}$ массы стали гофра, $I_y^{\text{пр}}$	Толщина гофрированной стенки	1	22,44	22,44
	Тип гофрированной балки	1	304999,156	304999,156
	$A \times B$ – взаимодействие	1	0,00140833	0,00140833
	Ошибка E_{ij}	8	101780,8	12722,6
Приведенный момент сопротивления относительно центральной оси Y_1 , $\text{см}^3 / 1\text{кг}$ массы стали гофра, $W_y^{\text{пр}}$	Толщина гофрированной стенки	1	23,6883	23,6883
	Тип гофрированной балки	1	6471,9	6471,9
	$A \times B$ – взаимодействие	1	0,12813333	0,12813333
	Ошибка E_{ij}	8	3256,65573	407,08

Поскольку толщины гофрированной стенки, как факторы экспериментов фиксированы, все проверки статистической значимости основаны на F – статистике, в знаменателе которой стоит средний квадрат ошибки.

Используя полученные в таблице Е.3 результаты, проверяем следующие статистические гипотезы:

- $T_i = 0$ для всех i т.е. нет влияния типа гофрированной балки:

 - для приведенных моментов инерции ($I_y^{\text{пр}}$):

$$F_{1,4} = \frac{304999,156}{12722,6} = 23,97 > 21,2$$
 – гипотеза отвергается, величина значима при 1% уровне значимости.
 - для приведенных моментов сопротивления ($W_y^{\text{пр}}$):

$$F_{1,4} = \frac{6471,9}{407,08} = 15,9 > 7,71$$
 – гипотеза отвергается, величина значима при 1% уровне значимости.
- $T_i = 0$ для всех i , т.е. нет влияния толщины гофрированной стенки (t_w):

 - для приведенных моментов инерции ($I_y^{\text{пр}}$):

$$F_{1,4} = \frac{22,44}{12722,6} = 0,02 < 7,71$$
 – гипотеза верна;
 - для приведенных моментов сопротивления ($W_y^{\text{пр}}$):

$$F_{1,4} = \frac{23,69}{407,08} = 0,058 < 7,71$$
 – гипотеза верна.
- $T_i = 0$ для всех i , т.е. нет влияния взаимодействия обоих факторов:

 - для приведенных моментов инерции:

$$F_{1,4} = \frac{0,0014}{12722,6} = 1,1 \times 10^{-7} < 7,71$$
 – гипотеза верна;

– для приведенных моментов сопротивления ($W_y^{пр}$):

$$F_{1.4} = \frac{0,13}{407,08} = 0,00031 < 7,71 \text{ – гипотеза верна.}$$

Результаты анализа показали, что изменение шага гофра подкрановых балок (≤ 420 мм и > 420 мм) оказывает статистически значимое влияние и на изменение величин приведенных моментов сопротивления ($W_y^{пр}$), и на изменения приведенных моментов инерции ($I_y^{пр}$). Тогда как изменение толщины гофрированной стенки (t_w) не оказывает влияние на изменение всех рассматриваемых параметров: приведенных моментов сопротивления ($W_y^{пр}$), приведенных моментов инерции ($I_y^{пр}$) для обоих типов балок.

Также отсутствует влияние взаимодействия двух факторов как для приведенных моментов инерции ($I_y^{пр}$), так и для приведенных моментов сопротивления ($W_y^{пр}$).

По выводам, сделанным выше, можно утверждать, что на стадии оптимизации поперечного сечения приоритет следует отдавать выбору и корректировке шага гофра (геометрии волны), а толщину стенки подбирать по иным критериям - технологичность сварки/гибки, местная устойчивость, выносливость, требования по прогибам и огнестойкости.

ПРИЛОЖЕНИЕ Ж

Расчёт замены рельса КР-70 на пластину с учётом масштаба 1:3

Исходные данные рельса КР-70 по ГОСТ 4121-96:

- Ширина подошвы: 120 мм
- Высота рельса: 120 мм
- Площадь сечения: $58.72 \text{ см}^2 = 0.005872 \text{ м}^2$
- Момент сопротивления: $160 \text{ см}^3 = 0.00016 \text{ м}^3$
- Масса погонного метра: 46.1 кг

Условия замены:

- Ширина пластины: 12 см = 0.12 м
- Масштаб модели: 1:3
- Сохранение характеристик момента сопротивления

Расчёт толщины пластины для реального масштаба для прямоугольного сечения по площади сечения и моменту сопротивления выглядит следующим образом (Ж.1) и (Ж.2):

$$h_{\text{пл}} = \frac{A_p}{b_{\text{пл}}} = 48,93 \text{ мм}; \quad (\text{Ж.1})$$

$$W = \frac{b_{\text{пл}} h_{\text{пл}}^2}{6} \Rightarrow h_{\text{пл}} = \sqrt{\frac{6W}{b_{\text{пл}}}} = 89,44 \text{ мм}, \quad (\text{Ж.2})$$

где:

$h_{\text{пл}}$ – высота пластины, мм;

A_p – площадь поперечного сечения рельса;

$b_{\text{пл}}$ – ширина пластины, принята равной 120 мм.

Чтобы соблюсти условие, берём максимальное значение $h_{\text{пл}}=89,44$ мм.

Масштабирование для модели 1:3 по теории подобия:

- Линейные размеры: $\frac{1}{3}$;
- Площадь сечения: $\frac{1}{9}$
- Момент сопротивления: $\frac{1}{27}$

Расчёт высоты (Ж.3) и ширины ((Ж.4) модели:

$$h_m = \frac{89,44}{3} = 29,81 \text{ мм} \sim 30 \text{ мм}; \quad (\text{Ж.3})$$

$$b_m = \frac{120}{3} = 40 \text{ мм} \quad (\text{Ж.4})$$

Таблица Ж.1 - Итоговые параметры замены

Параметр	Реальный масштаб	Масштаб 1:3
Ширина пластины	120 мм	40 мм
Толщина пластины	89.44 мм	29.81 мм
Площадь сечения	0.005872 м ²	0.000652 м ²
Момент сопротивления	0.00016 м ³	0.00000593 м ³

Вывод

Для замены рельса КР-70 в реальном масштабе требуется пластина 120×90 мм, а для модели 1:3 - 40×30 мм. Такой подход обеспечивает сохранение характеристик момента сопротивления с учётом теории подобия.

ПРИЛОЖЕНИЕ И

Протокол испытаний стальных листов Лист толщиной 6 мм

«САПА ИНТЕРСИСТЕМ» ЖШС
сыңақ орталығы



Испытательный центр
ТОО «САПА ИНТЕРСИСТЕМ»

ҚР, 050061, Алматы қ., Ташкентская көш., 473 А
тел./факс: +7 7727/ 399-1111, 399-8540, 399-8541
email: info@sapaiskz.com, www.sapaiskz.com

05.08.2016 ж. № КЗ.И.02.0138
Аккредиттеу аттестаты

ПК, 050061, г. Алматы, ул. Ташкентская, 473 А
тел./факс: +7 7727/ 399-1111, 399-8540, 399-8541
email: info@sapaiskz.com, www.sapaiskz.com

Аттестат аккредитации
№ КЗ.И.02.0138 от 05.08.2016 г.

ПРОТОКОЛ ИСПЫТАНИЙ №173/2019КМ

От 06 сентября 2019 г.

Акт отбора образцов (номер, дата): письмо б/н от 02.09.2019 г. АО «Каз ГАСА»
 Наименование продукции: Лист №2, S6,0мм
 Отбор проб провели АО «КазГАСА»
 Место отбора: Лаборатория
 Изготовитель: информация не предоставлена
 Заявитель (адрес): АО «КазГАСА»
 Дата изготовления продукции: информация не предоставлена.
 Дата поступления продукции на испытания: 02.09.2019 г.
 Дата проведения испытаний: 02.09.2019 г.-06.09.2019 г.
 Количество образцов Фрагмент листа №2 Лист S6мм
 НД на продукцию: Нормативный документ не предоставлен
 Вид испытаний: Определение химического состава и механических свойств Вх.178/19

Наименование определяемых характеристик	НД на метод испытания	Нормапо НД для стали. Зсп ГОСТ 380-2005	Фактическое значение
1 Массовая доля углерода, (C), %,	ГОСТ 12344-88	0,14-0,22	0,17
2 Массовая доля кремния, (Si). %	ГОСТ 12346-78	0,15-0,30	0,23
3 Массовая доля марганца, (Mn). %	ГОСТ 12348-78	0,40-0,65	0,51
4 Массовая доля хрома, (Cr). %,	ГОСТ 12350-78	Не более 0,30	0,22
5 Массовая доля никеля, (Ni). %,	ГОСТ 12352-81	Не более 0,30	следы
6 Массовая доля серы, (S). %,	ГОСТ 12345-88	Не более 0,050	0,014
7 Массовая доля фосфора, (P). %,	ГОСТ 12347-77	Не более 0,040	0,018
8 Временное сопротивление разрыву, δ_b , Н/мм ² ,	ГОСТ 1497-84	370-480	435,4
9 Относительное удлинение,%,		23-26	10
10 Предел текучести, δ_s , Н/мм ²		205-245-	339,7

Примечание: Ближайшим аналогом марки стали, из которой изготовлен стальной лист S6,0 мм является сталь Зсп ГОСТ 380-2005 «Сталь углеродистая .обькновненного качества. Маркз»

Главный специалист
Начальник ИЛ
Начальник ИЦ

Росина Т.А.
Юровский А.В.
Валуцкая Н.И.

Протокол испытаний распространяется только на образцы, подвергнутые испытаниям.
Протокол не может быть полностью или частично воспроизведен или распространен без разрешения Испытательного центра.

00012162

№ п.п.		№ поз.	Сорт	Марка стали	Категория	Размеры, мм			Кол-во	Масса, кг		Масса одного листа	ГОСТ, ТУ
						толщина	ширина	длина		нетто	брутто		
1	11	1	СтЗсп	5	8	1500	6000	1	8200	8210		ГОСТ 14637-89	
2	11	1	СтЗсп	5	8	1500	6000	1	8200	8210		ГОСТ 14637-89	
3	11	1	СтЗсп	5	8	1500	6000	1	8260	8270		ГОСТ 14637-89	
4	11	1	СтЗсп	5	8	1500	6000	1	8210	8220		ГОСТ 14637-89	
5	11	1	СтЗсп	5	8	1500	6000	1	8170	8180		ГОСТ 14637-89	
6	11	1	СтЗсп	5	8	1500	6000	1	8180	8190		ГОСТ 14637-89	
7	11	1	СтЗсп	5	8	1500	6000	1	8180	8190		ГОСТ 14637-89	
8	11	1	СтЗсп	5	8	1500	6000	1	8200	8210		ГОСТ 14637-89	
									8	65600	65680		

№ п.п.	Номер плавки	C	Si	Mn	S	P	Al	Cr	Ni	Cu	Ti	N ₂	V	Nb	As	Ca	Mo	B	C _s
1	2015669	.160	.20	.44	.013	.013	.040	.03	.02	.05		.005							
2	2015669	.160	.20	.44	.013	.013	.040	.03	.02	.05		.005							
3	2015669	.160	.20	.44	.013	.013	.040	.03	.02	.05		.005							
4	2015756	.170	.21	.44	.015	.014	.046	.03	.02	.04		.005							
5	2015756	.170	.21	.44	.015	.014	.046	.03	.02	.04		.005							
6	2015756	.170	.21	.44	.015	.014	.046	.03	.02	.04		.005							
7	2015738	.180	.20	.43	.019	.010	.048	.04	.02	.04		.006							
8	2015738	.180	.20	.43	.019	.010	.048	.04	.02	.04		.006							

№ п.п.	Номер партии	Форма раскря	Группа прочности	Временное сопротивление Н/мм ²	Предел текучести Н/мм ²	Относит. удлинение %	Ударная вязкость Дж/см ²			Твердость	Характер кромок
							При Т, °С КСV 20	При Т, °С КCU -20	после мех. стар.		
1	060650-1/2	IV		450.0	335.0	34.0	152.0	97.0	76.0		О
2	060650-1/3	IV		450.0	335.0	34.0	152.0	97.0	76.0		О
3	060650-1/4	IV		450.0	335.0	34.0	152.0	97.0	76.0		О
4	061355-1/1	IV		455.0	340.0	34.0	152.0	96.0	77.0		О
5	061355-1/2	IV		455.0	340.0	34.0	152.0	96.0	77.0		О
6	061355-1/3	IV		455.0	340.0	34.0	152.0	96.0	77.0		О
7	061334-1/1	IV		440.0	310.0	31.0	140.0	73.0	64.0		О
8	061334-1/2	IV		440.0	310.0	31.0	140.0	73.0	64.0		О

№ п.п.	Балл ликв.	Балл зерна	Группа отделки	Точность прокатки	Плоскостность
3				Б	ПУ
2				Б	ПУ
1				Б	ПУ
8				Б	ПУ
7				Б	ПУ
6				Б	ПУ
5				Б	ПУ
4				Б	ПУ

Изгиб в холодном состоянии удовлетворительный.

Свариваемость гарантируется.

Тара:

Символ специальной характеристики

Примечание: БЕЗ ПРАВА ОТГРУЗКИ НА ЭКСПОРТ Общее количество грузовых мест в вагоне - 8 № договора 1133684

Указанная в сертификате продукция соответствует действующим стандартам и техническим условиям России. При переписке по вопросам качества ссылаться на номер сертификата.

Форма 44-2

Лист толщиной 10 мм

Продолжение Лист 2 Листов 2 СЕРТИФИКАТ КАЧЕСТВА И КОЛИЧЕСТВА № 4010080171 13.03.20

Отгружаемые позиции

№ пп	Поз. Зак.	Плавка	Партия/Ед	Марка	Размеры, мм	Кол-во	Масса нетто факт, т	Масса брутто факт, т	Ид №	Номер материала
9	10	311604	5096 014	Ст3сп - 5 -СВ	10.00 x 1500 x 6000	1	4.920	4.925	10040861297	POST3SP.G3800LKA00
10	10	311604	5096 015	Ст3сп - 5 -СВ	10.00 x 1500 x 6000	1	4.920	4.925	10040861298	POST3SP.G3800LKA00
11	10	311604	5096 016	Ст3сп - 5 -СВ	10.00 x 1500 x 6000	1	4.920	4.925	10040861300	POST3SP.G3800LKA00
12	10	311604	5096 017	Ст3сп - 5 -СВ	10.00 x 1500 x 6000	1	4.930	4.935	10040861301	POST3SP.G3800LKA00
13	10	311604	5096 018	Ст3сп - 5 -СВ	10.00 x 1500 x 6000	1	4.900	4.905	10040861302	POST3SP.G3800LKA00
14	10	311604	5096 019	Ст3сп - 5 -СВ	10.00 x 1500 x 6000	1	4.910	4.915	10040861303	POST3SP.G3800LKA00
						14	68.735	68.805		

Качественные характеристики

№ пп	Кромка	Кат. и хар-к	Форма раскр	Плоскостн	Точн. толщ	Свариваемость
9-14	НО	5	Ф4	ПУ	Б	СВ

Химический состав

№ пп	C %	Si %	Mn %	S %	P %	Cr %	Ni %	Cu %	N %	As %
9-14	0.16	0.20	0.18	0.006	0.010	0.09	0.04	0.02	0.004	0.002

Результаты испытаний

№ пп	Рулон	Предел текучести сигма-т, поперек, Н/мм2	Предел прочн-ти сигма-в, поперек Н/мм2	Относ-е удл. дельта -5, поперек %	Холодный изгиб. 180°, поперек	Уд вяз КСУ-20°С, попер факт(средн) Дж/см2	Ударная вяз КСВ+20°С, вдоль факт(средн) Дж/см2
9-14	01	327	445	32	Уд	137/137/137(137)	188/188/188(188)
№ пп	После мех.стар уд вяз-ть КСУ+20°С, поперек факт(средн) Дж/см2						
9-14	147/147/147(147)						

Указанная в сертификате продукция соответствует действующим в России стандартам и тех. условиям. Сертификат качества действителен только на территории СНГ. При переписке по вопросам качества ссылаться на номер сертификата

Стан: 2000



Подписано электронной подписью, 2402
Колесова О.П., 13.03.2021 07:47:03
ПАО «Северсталь», г. Череповец, Мира 30

Используйте QR-код для проверки подлинности сертификата
Сайт для проверки сертификата: check.severstal.ru



Проверочный код 0400812769

Для проверки ЭЦП следует установить сертификат check.severstal.ru со страницы pki.severstal.ru/ru/infocenter, в т.ч. www.severstal.ru
Сервер проверки электронной подписи Контрагента: <http://pki.severstal.ru/ru/infocenter>



Formal Form1

Экспорт Export

10030054



Тауар ілесне құжат № 0082221627
Товаросопроводительный документ №

CERTIFICATE OF QUANTITY

Сатушы (экспорттаушы)
Продавец(экспортер)

«Qarmet» АҚ
Қазақстан, Қарағанды обл.
Теміртау қ. Республика б. 1

АО "Qarmet"
Қазақстан, Қарағандинская обл.
г. Теміртау, пр. Республики, 1

4379

Наряд-
тапсырыс №
Наряд-заказ №

330262

Күні
от

29.03.2024

Келісімшарт №
Контракт №

XZE460

Жүк алушы, мекенжайы мемлекет
Грузополучатель, адрес, страна

Қазақстан
ТОО "МОДУЛЬ СТАЛЬ"
УЛ БРОДСКОГО 176
ЖЕТЫСАУСКИЙ Р-ОН 050034 АЛМАТЫ

398

Лот №
Лот №

Косымша
Приложение

339

Келіктік құжат (атауы және нөмірі)
Транспортный документ (наименование, номер)

Railway bill of lading №
Вагон №
Вагон №

66480427

Жөнелтуге
руқсат №
Разрешение
на вывоз №

Күні
от

Парақ
Лист 1

Парақ
саны 1

Тауардың атауы мен коды
Наименование и код товара

Жүк орамы кодының түрі

Орындар нөмірі

Вид груз мест.код

Номера мест

СТАЛЬ ГОРЯЧЕКАТАНАЯ В ПАЧКАХ ПЕРВЫЙ СОРТ

ПАЧКИ

10

Балқима нөмірі Номера плавки	Партия нөмірі Номера партий	Т/б № №№ п/п	Болат маркасы, санаты Марка стали, категория	Өлшемдері, мм Размеры, мм		Өлш бірл Един. изм	Тауар саны Кол-ч товара	Сұрып Сорт	Салмағы, тн Масса, тн	
				Қима Сечение	Ұзындығы Длина				Брутто	Нетто
141187	5465	202572	Ст3сп 5 ОК360В	2.000*1000	2000	ТО	1	1	5.990	5.980
141187	5465	202573	Ст3сп 5 ОК360В	2.000*1000	2000	ТО	1	1	6.090	6.080
141187	5465	202574	Ст3сп 5 ОК360В	2.000*1000	2000	ТО	1	1	6.170	6.160
141187	5465	202575	Ст3сп 5 ОК360В	2.000*1000	2000	ТО	1	1	6.080	6.070
141187	5465	202576	Ст3сп 5 ОК360В	2.000*1000	2000	ТО	1	1	6.240	6.230
141187	5465	202577	Ст3сп 5 ОК360В	2.000*1000	2000	ТО	1	1	6.120	6.110
141187	5465	202578	Ст3сп 5 ОК360В	2.000*1000	2000	ТО	1	1	6.130	6.120
141187	5465	202579	Ст3сп 5 ОК360В	2.000*1000	2000	ТО	1	1	6.050	6.040
141187	5465	202580	Ст3сп 5 ОК360В	2.000*1000	2000	ТО	1	1	6.240	6.230
141187	5465	202581	Ст3сп 5 ОК360В	2.000*1000	2000	ТО	1	1	6.120	6.110
									61.230	61.130



Ескерту
Примечание

УПАКОВКА ОБВЯЗКА

Тегі
Күні

Фамилия
Дата
КУЛИК
31.03.2024
(1007-71856149)
224609

Formal Form1

Экспорт Export

10030054



Тауар ілеспе құжат №
Товаросопроводительный документ № 0082247611

CERTIFICATE OF QUANTITY

Сатушы (экспорттаушы)
Продавец(экспортер)

«Qarmet» АҚ
Қазақстан, Қарағанды обл.,
Теміртау а. Республ. қ. 1

АО "Qarmet"
Қазақстан, Қарағандинская обл.,
с. Теміртау, пр. Республ. қ. 1

4379

Наряд-
тапсырыс № 333054
Наряд-заказ №

Күні
от 13.06.2024

Келісімшарт №
Контракт № СКА262

Жүк алушы, мекенжайы мемлекет
Грузополучатель, адрес, страна

Қазақстан
ТОО "СТАЛЬНОЙ ДВОР-АСТАНА"
пр. РЕСПУБЛИКА д. 3/2
РАЙОН САРЫАРҚА АСТАНА

398

Лот №
Лот №

Косымша
Приложение 874

Көліктік құжат (атауы және нөмірі)
Транспортный документ (наименование, номер)

Railway bill of lading №
Вагон №
Вагон № 60869930

Жөнелтуге
руқсат №
Разрешение
на вывоз №

Күні
от

Парақ
Лист 1

Парақ
саны 1

Тауардың атауы мен коды
Наименование и код товара

Жүк орамы кодының түрі
Вид груз. мест. код

Орындар нөмірі
Номера мест

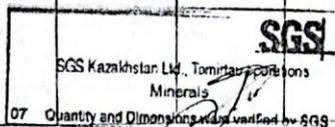
СТАЛЬ ГОРЯЧЕКАТАНАЯ В ПАЧКАХ ПЕРВЫЙ СОРТ

ПАЧКИ

8

Балқыма нөмірі Номера плавков	Партия нөмірі Номера партий	Т/б № №№ п/п	Болат маркасы, санаты Марка стали, категория	Өлшемдері, мм Размеры, мм		Өлш. бірл. Едін. изм	Тауар саны Копия товара	Сұрып Сорт	Салмағы, тн Масса, тн	
				Қима Сечение	Ұзындығы Длина				Брутто Брутто	Нетто Нетто
142467	11780	205722	Ст3сп 5 ОК360В	3.000*1250	2500	ТО	1	1	7.830	7.820
142467	11780	205723	Ст3сп 5 ОК360В	3.000*1250	2500	ТО	1	1	7.790	7.780
142467	11780	205724	Ст3сп 5 ОК360В	3.000*1250	2500	ТО	1	1	7.770	7.760
142467	11780	205725	Ст3сп 5 ОК360В	3.000*1250	2500	ТО	1	1	7.770	7.760
342666	11781	205728	Ст3сп 5 ОК360В	3.000*1250	2500	ТО	1	1	7.960	7.950
342666	11781	205729	Ст3сп 5 ОК360В	3.000*1250	2500	ТО	1	1	7.930	7.920
342666	11781	205730	Ст3сп 5 ОК360В	3.000*1250	2500	ТО	1	1	7.970	7.960
342666	11781	205731	Ст3сп 5 ОК360В	3.000*1250	2500	ТО	1	1	7.770	7.760
									62.790	62.710

мест: 8



Ескерту
Примечание

УПАКОВКА ОБЯЗКА
Тегі Фаилия
Күні Дата
СПАЩЕВА
15.06.2024
(1007-71873552)
121122

Qarmet Fermet

Экспорт

Export

10030054



Тауар ілеспе құжат №
Товаросопроводительный документ №

0082247611

CERTIFICATE OF QUALITY

Сатушы (экспорттаушы)
Продавец(экспортер)

Келісімшарт №
Контракт №

СКА262

Лот №
Лот №

«Qarmet» АҚ
Қазақстан Республикасы
Теміртау қ. Республикасы

4379

АО «Qarmet»
Қазақстан, Қарағандық обл.,
Теміртау қ. Республикасы

Қосымша №
Приложение №

874

Вагон №
Вагон №

60869930

Жүк алушы мемлекеті
Грузополучатель, страна

398
Казахстан

Металл радицирлық паста-баған табиғи формасы 0.2 мм-дегі дей
МКС АТ6130 №19515 диаметрімен өлшенген. Мемлекеттік тексеру
№БА 17.04-47824.09.11.2023 жылғы
Тараудың өлшеуінің нәтижесі: металлдан естественный фон до
Контроль, проведенный дозиметром МКС АТ6130 №19515. Сертификат о
повезке №БА 17.04-47824. от 09 ноября 2023 года



ГОСТ 16523-97

ГОСТ 380-2005

ГОСТ 19903-2015

Тауар сапасының көрсеткіштері Показатели качества товара

Парақ
Лист

1

Парақ
Саны
Листов

1

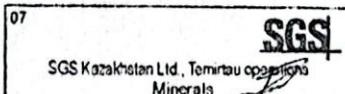
Балқыма нөмірі Номера плавков	Химиялық құрамы(%) Химический состав(%)												Созылуы Вытяжка	Тегістігі Плоскост ность	Еңеуінің Сипаттамасы Характер кривой
	C x 100	Si x 100	Mn x 100	S x 1000	P x 1000	Cr x 100	Ni x 100	Cu x 100	As x 100	N x 1000	Al x 100	S,Al x 100			
142467	18.1 Sn*100 0.2	18.0 V*100 0.5	39.0 Mo*100 1.0	13.0 Ti*100 0.5	25.0 Nb*100 0.15	2.2 Fe 98.9761	2.8	3.7	2.1	5.0	4.9	4.8	ПН	НО	
342666	20.0 Sn*100 0.2	22.0 V*100 0.5	40.4 Mo*100 1.0	13.0 Ti*100 0.5	18.0 Nb*100 0.17	2.3 Fe 98.9284	2.6	3.7	1.8	4.0	3.8	3.7	ПН	НО	

Осы құжатта көрсетілген тауар сапасы бойынша Қазақстанда қолданылатын стандарттарға сәйкесді және
экспортқа жіберілуге оқпай. Хат алмасу кезінде МЖТ жүзін керек.
Изначально на главном документе товар сопровождается по качеству анализ указанным стандартам и может быть отгружен
на экспорт. При переличке ссылаться на номер ТСОД

Таңбалануы
Маркировка

Ерекше шарттары
Особые условия

Ескерту
Примечание



Тегі Фамилия
Күні Дата

АМИРХАНОВА
15.06.2024
(1007-71873552)
121136



ПРИЛОЖЕНИЕ К

Сертификат о поверке электронного динамометра ДЭП/3-2Д-500С-2



KZ.P.02.0687
VERIFICATION
LABORATORY

(ПЛ) ПОВЕРОЧНАЯ ЛАБОРАТОРИЯ АЛМАТИНСКОГО ФИЛИАЛА АО
"НАЦИОНАЛЬНЫЙ ЦЕНТР ЭКСПЕРТИЗЫ И СЕРТИФИКАЦИИ"

(наименование подразделения поверочной лаборатории)

KZ.P.02.0687

(номер аттестата аккредитации)

СЕРТИФИКАТ № ВА-03-24-1456668 о поверке

Динамометр электронный переносной

(наименование средства измерений)

Тип ДЭП / 3 - 2 Д - 500 С - 2

заводской номер 080210

НПИ = 500 кН ; НмПИ = 50 кН ; d = 0,1 кН

(диапазон измерений средства измерений)

Изготовитель ООО "ПетВес", Россия Дата изготовления 2018 г

Пользователь Акционерное общество "Казахский научно-исследовательский и проектный институт строительства и архитектуры" город Алматы, -, улица Солодовникова, 21

(фамилия, имя, отчество (при наличии) для физических лиц, наименование и адрес для юридических лиц)

Поверка проведена в соответствии
ГОСТ 8.287-78, Государственная система обеспечения единства измерений. Динамометры образцовые переносные 3-го разряда. Методы и средства поверки

(обозначение и наименование методики поверки)

С использованием эталонов единиц величин
Машина эталонная силозадающая универсальная, МЭС-5000УЗ, зав. № 1, в диапазоне 0,1-2000 кН, класс точн.: не предусмотрено, раз.: 2 разряд, погреш.: $6 = \pm 0,2 \%$, рас. неопр.: $U_p = \pm 0,13 \%$

(обозначение эталона единицы величины, заводской номер, метрологические характеристики)

На основании результатов поверки средство измерений признано годным и допущено к применению в качестве эталона по классу 3-разряд

Динамический код прослеживаемости (ДКП): 027.НН.ВА.

Дата поверки: 29.10.2024 Действителен до: 29.10.2025

Руководитель отдела Сарсенбин Г. А.

Поверитель Бекбай К.С.



ПРИЛОЖЕНИЕ Л

Сертификаты о поверке прогибомеров ПСК–МКГ4



KZ.P.02.0687
VERIFICATION
LABORATORY

(ПЛ) ПОВЕРОЧНАЯ ЛАБОРАТОРИЯ АЛМАТИНСКОГО ФИЛИАЛА АО
"НАЦИОНАЛЬНЫЙ ЦЕНТР ЭКСПЕРТИЗЫ И СЕРТИФИКАЦИИ"

(наименование подразделения поверочной лаборатории)

KZ.P.02.0687

(номер аттестата аккредитации)

СЕРТИФИКАТ о поверке № ВА-01-25-3279952

Прогибомеры

(наименование средства измерений)

Тип ПСК-МКГ4

заводской номер 464

от 0 до 100 мм

(диапазон измерений средства измерений)

Изготовитель Общество с ограниченной ответственностью
Специальное конструкторское бюро Стройприбор
(ООО СКБ Стройприбор), г. Челябинск, Россия

Дата изготовления 2018 г.

Пользователь Акционерное общество "Казахский научно-исследовательский и проектный институт
строительства и архитектуры" город Алматы, -, улица Солодовникова, 21

(фамилия, имя, отчество (при наличии) для физических лиц, наименование и адрес для юридических лиц)

Поверка проведена в соответствии

KZ.04.02.08859-2014, Раздел 4 Методика поверки Прогибомеры ПСК-МКГ4. Руководство по эксплуатации.
КБСП.427351.039 РЭ

(обозначение и наименование методики поверки)

С использованием эталонов единиц величин

Линейка измерительная металлическая, -, зав. №б/н, в диапазоне 0-1000 мм, класс точн.: -, раз.: -,
погреш.: $\Delta = \pm(0,1-0,2)$ мм, рас. неопр.: $U_p = \pm 0,06$ мм

(обозначение эталона единицы величины, заводской номер, метрологические характеристики)

На основании результатов поверки средство измерений признано годным и допущено к применению по классу точности

- в качестве рабочего СИ

Динамический код прослеживаемости (ДКП): 055.ТЛ.ВА

Дата поверки: 20.06.2025

Действителен до: 20.06.2026

Руководитель отдела
(лаборатории)

Сарсенбин Г. А.

Поверитель

Сарсенбина А.М.

Информация о поверительном клейме:

СИ - 2601861





(ПЛ) ПОВЕРОЧНАЯ ЛАБОРАТОРИЯ АЛМАТИНСКОГО ФИЛИАЛА АО
"НАЦИОНАЛЬНЫЙ ЦЕНТР ЭКСПЕРТИЗЫ И СЕРТИФИКАЦИИ"

(наименование подразделения поверочной лаборатории)

KZ.P.02.0687

(номер аттестата аккредитации)

KZ.P.02.0687
VERIFICATION
LABORATORY

СЕРТИФИКАТ о поверке № ВА-01-25-3280089

Прогибомеры

(наименование средства измерений)

Тип	ПСК-МГ4		
заводской номер	467		
	от 0 до 100 мм		
	(диапазон измерений средства измерений)		
Изготовитель	Общество с ограниченной ответственностью Специальное конструкторское бюро Стройприбор (ООО СКБ Стройприбор), г. Челябинск, Россия	Дата изготовления	2018 г.
Пользователь	Акционерное общество "Казахский научно-исследовательский и проектный институт строительства и архитектуры" город Алматы, -, улица Солодовникова, 21 (фамилия, имя, отчество (при наличии) для физических лиц, наименование и адрес для юридических лиц)		

Поверка проведена в соответствии
KZ.04.02.08859-2014, Раздел 4 Методика поверки Прогибомеры ПСК-МГ4. Руководство по эксплуатации.
КБСП.427351.039 РЭ

(обозначение и наименование методики поверки)

С использованием эталонов единиц величин

Линейка измерительная металлическая, -, зав. №б/н, в диапазоне 0-1000 мм, класс точн.: -, раз.: -,
погреш.: $\Delta = \pm(0,1-0,2)$ мм, рас. неопр.: $U_p = \pm 0,06$ мм

(обозначение эталона единицы величины, заводской номер, метрологические характеристики)

На основании результатов поверки средство измерений признано годным и допущено к применению по классу
точности

- в качестве рабочего СИ

Динамический код прослеживаемости (ДКП): 055.ТЛ.ВА

Дата поверки: 20.06.2025 Действителен до: 20.06.2026

Руководитель отдела
(лаборатории)

Сарсенбин Г. А.

Поверитель

Сарсенбина А. М.

Информация о поверительном клейме:
СЛ - 2601862





KZ.P.02.0687
VERIFICATION
LABORATORY

(ПЛ) ПОВЕРОЧНАЯ ЛАБОРАТОРИЯ АЛМАТИНСКОГО ФИЛИАЛА АО
"НАЦИОНАЛЬНЫЙ ЦЕНТР ЭКСПЕРТИЗЫ И СЕРТИФИКАЦИИ"

(наименование подразделения поверочной лаборатории)

KZ.P.02.0687

(номер аттестата аккредитации)

СЕРТИФИКАТ о поверке № ВА-01-25-3280110

Прогибомеры

(наименование средства измерений)

Тип ПСК-МГ4
заводской номер 461

от 0 до 100 мм

(диапазон измерений средства измерений)

Изготовитель Общество с ограниченной ответственностью
Специальное конструкторское бюро Стройприбор
(ООО СКБ Стройприбор), г. Челябинск, Россия Дата изготовления 2018 г.

Пользователь Акционерное общество "Казахский научно-исследовательский и проектный институт
строительства и архитектуры" город Алматы, -, улица Солодовникова, 21
(фамилия, имя, отчество (при наличии) для физических лиц, наименование и адрес для юридических лиц)

Поверка проведена в соответствии
KZ.04.02.08859-2014, Раздел 4 Методика поверки Прогибомеры ПСК-МГ4. Руководство по эксплуатации.
КБСП.427351.039 РЭ

(обозначение и наименование методики поверки)

С использованием эталонов единиц величин

**Линейка измерительная металлическая, -, зав. №б/н, в диапазоне 0-1000 мм, класс точн.: -, раз.: -,
погреш.: $\Delta = \pm(0,1-0,2)$ мм, рас. неопр.: $U_p = \pm 0,06$ мм**

(обозначение эталона единицы величины, заводской номер, метрологические характеристики)

На основании результатов поверки средство измерений признано годным и допущено к применению по классу
точности

- в качестве **рабочего СИ**

Динамический код прослеживаемости (ДКП): 055.ТЛ.ВА

Дата поверки: 20.06.2025 Действителен до: 20.06.2026

Руководитель отдела (лаборатории) Сарсенбин Г. А.

Поверитель Сарсенбина А.М.

Информация о поверительном клейме:
СЛ - 2601863





KZ.P.02.0687
VERIFICATION
LABORATORY

(ПЛ) ПОВЕРОЧНАЯ ЛАБОРАТОРИЯ АЛМАТИНСКОГО ФИЛИАЛА АО
"НАЦИОНАЛЬНЫЙ ЦЕНТР ЭКСПЕРТИЗЫ И СЕРТИФИКАЦИИ"

(наименование подразделения поверочной лаборатории)

KZ.P.02.0687

(номер аттестата аккредитации)

СЕРТИФИКАТ о поверке № ВА-01-25-3280136

Прогибомеры

(наименование средства измерений)

Тип ПСК-МГ4
заводской номер 450

от 0 до 100 мм

(диапазон измерений средства измерений)

Изготовитель Общество с ограниченной ответственностью
Специальное конструкторское бюро Стройприбор
(ООО СКБ Стройприбор), г. Челябинск, Россия Дата изготовления 2018 г.

Пользователь Акционерное общество "Казахский научно-исследовательский и проектный институт
строительства и архитектуры" город Алматы, -, улица Солодовникова, 21
(фамилия, имя, отчество (при наличии) для физических лиц, наименование и адрес для юридических лиц)

Поверка проведена в соответствии
KZ.04.02.08859-2014, Раздел 4 Методика поверки Прогибомеры ПСК-МГ4. Руководство по эксплуатации.
КБСП.427351.039 РЭ

(обозначение и наименование методики поверки)

С использованием эталонов единиц величин

Линейка измерительная металлическая, -, зав. №б/н, в диапазоне 0-1000 мм, класс точн.: -, раз.: -,
погреш.: $\Delta = \pm(0,1-0,2)$ мм, рас. неопр.: $U_p = \pm 0,06$ мм

(обозначение эталона единицы величины, заводской номер, метрологические характеристики)

На основании результатов поверки средство измерений признано годным и допущено к применению по классу
точности

- в качестве рабочего СИ

Динамический код прослеживаемости (ДКП): 055.ТЛ.ВА

Дата поверки: 20.06.2025 Действителен до: 20.06.2026

Руководитель отдела (лаборатории) Сарсенбин Г. А.

Поверитель Сарсенбина А.М.

Информация о поверительном клейме.
СИ - 2601864





(ПЛ) ПОВЕРОЧНАЯ ЛАБОРАТОРИЯ АЛМАТИНСКОГО ФИЛИАЛА АО
"НАЦИОНАЛЬНЫЙ ЦЕНТР ЭКСПЕРТИЗЫ И СЕРТИФИКАЦИИ"

(наименование подразделения поверочной лаборатории)

KZ.P.02.0687

(номер аттестата аккредитации)

KZ.P.02.0687
VERIFICATION
LABORATORY

СЕРТИФИКАТ о поверке № ВА-01-25-3280153

Прогибомеры

(наименование средства измерений)

Тип ПСК-МГ4
заводской номер 454

от 0 до 100 мм

(диапазон измерений средства измерений)

Изготовитель Общество с ограниченной ответственностью
Специальное конструкторское бюро Стройприбор
(ООО СКБ Стройприбор), г. Челябинск, Россия Дата изготовления 2018 г.

Пользователь Акционерное общество "Казахский научно-исследовательский и проектный институт
строительства и архитектуры" город Алматы, -, улица Солодовникова, 21
(фамилия, имя, отчество (при наличии) для физических лиц, наименование и адрес для юридических лиц)

Поверка проведена в соответствии
KZ.04.02.08859-2014, Раздел 4 Методика поверки Прогибомеры ПСК-МГ4. Руководство по эксплуатации.
КБСП.427351.039 РЭ

(обозначение и наименование методики поверки)

С использованием эталонов единиц величин

**Линейка измерительная металлическая, -, зав. №б/н, в диапазоне 0-1000 мм, класс точн.: -, раз.: -,
погреш.: $\Delta = \pm(0,1-0,2)$ мм, рас. неопр.: $U_p = \pm 0,06$ мм**

(обозначение эталона единицы величины, заводской номер, метрологические характеристики)

На основании результатов поверки средство измерений признано годным и допущено к применению по классу
точности

- в качестве **рабочего СИ**

Динамический код прослеживаемости (ДКП): **055.ТЛ.ВА**

Дата поверки: **20.06.2025** Действителен до: **20.06.2026**

Руководитель отдела (лаборатории) **Сарсенбин Г. А.**

Поверитель **Сарсенбина А.М.**

Информация о поверительном клейме:
СЛ - 2601865



ПРИЛОЖЕНИЕ М

Сертификат о поверке прогибомера ПСК–МКГ4.01

 KZ.P.02.0687 VERIFICATION LABORATORY	АЛМАТИНСКИЙ ФИЛИАЛ АО "НАЦИОНАЛЬНЫЙ ЦЕНТР ЭКСПЕРТИЗЫ И СЕРТИФИКАЦИИ" <small>(наименование подразделения поверочной лаборатории)</small>	
	KZ.P.02.0687 <small>(номер аттестата аккредитации)</small>	
СЕРТИФИКАТ № ВА-01-24-1172609 о поверке		
Прогибомер <small>(наименование средства измерений)</small>		
Тип	ПСК-МКГ4.01	
заводской номер	448	
(0-100) <small>(диапазон измерений средства измерений)</small>		
Изготовитель	ООО "СКБ Стройприбор", Россия	Дата изготовления 2018 г.
Пользователь	Акционерное общество "Казахский научно-исследовательский и проектный институт строительства и архитектуры" город Алматы, улица Солодовникова, 21 <small>(фамилия, имя, отчество (при наличии) для физических лиц, наименование и адрес для юридических лиц)</small>	
Поверка проведена в соответствии KZ.04.02.08859-2014, Раздел 4 Методика поверки Прогибомеры ПСК-МКГ. Руководство по эксплуатации. КБСП.427351.039 РЭ <small>(обозначение и наименование методики поверки)</small>		
С использованием эталонов единиц величин Линейка измерительная металлическая, -, зав. №б/н, в диапазоне 0-1000 мм, класс точн.: -, раз.: -, погреш.: $\Delta = \pm(0,1-0,2)$мм, рас. неопр.: $U_p = \pm 0,06$ мм <small>(обозначение эталона единицы величины, заводской номер, метрологические характеристики)</small>		
На основании результатов поверки средство измерений признано годным и допущено к применению в качестве рабочего СИ по классу -		
Динамический код прослеживаемости (ДКП): 055.ТЛ.ВА		
Дата поверки:	20.09.2024	Действителен до: 20.09.2025
Руководитель отдела	Сарсенбин Г. А. 	
Поверитель	Бакыт Ч.Б. 	
 		
  		

ПРИЛОЖЕНИЕ Н

Акт о внедрении в производственный и учебный процессы

ТОО «RAS Group Projects»
Казахстан, г. Алматы, мкр. Жетысу-3, 23А, БЦ «Аспан»
тел: +7 (727) 352-74-47
e-mail: info@rasgroup.kz



«RAS Group Projects» LLP
mic. Zhetyсу-3, 23А, BC «Аspan», Almaty, Kazakhstan
tel: +7 (727) 352-74-47
e-mail: info@rasgroup.kz

Исх. №140 от 28.08.2025г.

СПРАВКА

Настоящая справка выдана докторанту Оканову Д. А. в подтверждение того, что тема его диссертационного исследования, посвящённая расчёту и проектированию двутавровых подкрановых балок с гофрированной стенкой, представляет практический интерес для проектной организации и рассматривается как перспективное направление применения в инженерной практике при проектировании стальных несущих конструкций промышленных зданий.

Результаты диссертационной работы Оканова Д. А., а также положения, изложенные в его научной статье «Determination of the Effective Parameters of a Triangular Corrugated Web for Crane Runway Beams», опубликованной в журнале Nanotechnologies in Construction (2025, т. 17, № 2, с. 142–147), планируется использовать при проектировании производственных зданий, оснащённых мостовыми кранами.

Справка выдана для представления в учёный совет по месту защиты диссертации на соискание степени доктора философии (PhD) по специальности 8D07321 — «Строительство».

Генеральный директор
ТОО «RAS Group Project»



Кабдолдин Р.М.

УТВЕРЖДАЮ

Ректор МОК

 М.Б. Имандосова



АКТ

о внедрении материалов диссертационной работы Оканова Д.А.
**«ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО - ТЕОРЕТИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ
РАБОТЫ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК С ГОФРИРОВАННЫМИ
СТЕНКАМИ ТРЕУГОЛЬНОГО ОЧЕРТАНИЯ
ПОД КРАНЫ ОБЩЕГО НАЗНАЧЕНИЯ»**
в учебный процесс

Мы, нижеподписавшиеся, проректор Сабденалиев Б.А., и декан Школы Строительства, кандидат технических наук, ассоциированный профессор Сейтказинов О.Д. составили настоящий акт о том, что результаты диссертационной работы Оканова Д.А. на соискание ученой степени доктора философии (PhD) по специальности 8D07321 – «Строительство» внедрены и используются в лекционных курсах, практических занятиях и лабораторных работах по следующим специальным дисциплинам:

- «Проектирование металлических конструкций – 1,2»;
- «Испытание сооружений»;
- «Современные компьютерные расчеты»;
- «Технология возведения уникальных зданий».

Также при выполнении научно - исследовательской работы студентов и в выпускных квалификационных работах по специальностям 6B07321 – «Расчет и проектирование зданий и сооружений» и 6B07322 – «Технология промышленного и гражданского строительства».

Проректор

Декан



Б.А. Сабденалиев

О.Д. Сейтказинов