

МИНИСТЕРСТВО НАУКИ И ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования
«Тольяттинский государственный университет»

Архитектурно-строительный институт
(наименование института полностью)

Центр архитектурных, конструктивных решений и организации строительства
(наименование)

08.04.01 Строительство
(код и наименование направления подготовки)

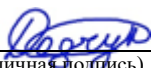
Строительство, эксплуатация и реконструкция зданий и сооружений
(направленность (профиль))

ВЫПУСКНАЯ КВАЛИФИКАЦИОННАЯ РАБОТА (МАГИСТЕРСКАЯ ДИССЕРТАЦИЯ)

на тему Особенности реконструкции сооружений из металлического каркаса на примере
однопролётного производственного здания

Обучающийся

И.В. Додчук
(Инициалы Фамилия)


(личная подпись)

Научный
руководитель

канд. техн. наук, доцент, И.К. Родионов
(ученая степень (при наличии), ученое звание (при наличии), Инициалы Фамилия)

Консультант

канд. пед. наук., доцент, Е. А. Исаев
(ученая степень (при наличии), ученое звание (при наличии), Инициалы Фамилия)

Тольятти 2025

Содержание

Введение	2
1 Состояние вопроса и задачи исследования	4
2 Исследование	9
2.1 Существующий рамно-связевой каркас	9
2.1.1 Сведения о конструктивных параметрах исследуемого рамно-связевого каркаса.....	9
2.1.2 Программный анализ усилий от действующих нагрузок на отдельную раму каркаса	10
2.1.3 Анализ проверок существующих конструкций	21
3 Реконструкция каркаса расширением и усилением.....	26
3.1 Анализ расширения каркаса здания.....	26
3.1.1 Оценка усилий в одиночной раме после расширения	26
3.1.2 Анализ проверок элементов каркаса с достроенным пролетом	48
3.1.3 Принципиальные виды конструирования новой стойки.....	51
3.2 Анализ реконструкции с увеличением мощности мостового крана	53
3.2.1 Анализ усилий в раме и проверка сечений с новыми сочетаниями	53
3.2.2 Принципиальные схемы и их решения по усилению и пригодности к применению	56
3.3 Оценка влияния изменения крановых нагрузок для крановых производственных зданий	65
3.4 Оценка работоспособности узла в оголовке колонны среднего ряда.....	73
3.5 Возможности применения балок с гофрированной стенкой	75
Заключение.....	85
Список используемой литературы и используемых источников.....	87
Приложение А.....	91

Введение

Актуальностью выявления особенностей реконструкции производственных зданий служит частое их перепроектирование, поскольку площади заводов имеют свою устоявшуюся логистику, структуру и застроенность самой территории, что не позволяет порой сильно менять объемы зданий. Также для новых площадок заводов реконструкция имеет неминуемое наступление, поскольку время от времени заводы начинают разрастаться и появляться требования к новым технологическим линиям или площадкам. Заводское управление давно действующих заводов не всегда приветствует новые научные разработки, только если они экономически обоснованы в применении.

Предмет исследования работы – стальные конструкции, подвергающиеся количественной и качественной оценке, проверке их несущей способности и дальнейшей пригодности к использованию при новых проектных нагрузках.

Объект исследования реконструкция производственных зданий из стальных каркасов.

Методы исследования.

Составление расчетных моделей в ПК Лира 10 2024. Проведение расчетов в программном комплексе. Автоматизированные расчеты численными методами в книгах Excel.

Научная новизна диссертационной работы заключена в определении особенностей характерных рассматриваемым видам реконструкции элементов каркаса с нестандартными подходами к конструированию.

Практическая значимость состоит в использовании результатов исследования в качестве базы для дальнейшего применения в качестве возможных примеров удешевления и популяризации рассматриваемых типов конструктивных решений.

Апробация результатов исследования. Результаты работы продемонстрированы и озвучены на следующих мероприятиях:

- всероссийская студенческая научно-практическая междисциплинарная конференция «Молодежь. Наука. Общество», г. Тольятти, 18-22 декабря 2023 г.
- научно-практическая конференция «Студенческие Дни науки в ТГУ», г. Тольятти, 1-30 апреля 2024 г.
- научно-практическая конференция «Студенческие Дни науки в ТГУ», г. Тольятти, 1-30 апреля 2025 г.

Степень разработанности темы.

Все многообразие особенностей реконструкции не изучено в полной мере. Имеются четко выраженные основные качества и общие характеристики, что не дает широкого понимания значимой части особенностей, связанных с реконструкцией производственных зданий. В большинстве случаев имеются типовые решения многих особенностей, однако это не значит, что тема особенностей реконструкции закрыта.

На защиту выносятся:

- анализ конструкций цеха при действующих проектных нагрузках;
- анализ конструкций существующего цеха на действие проектных нагрузок после реконструкции;
- особенности вариантов рассмотренных видов реконструкции, усиливаемые конструкции, новые конструкции и возможные их вариации в зависимости от особенностей, связанных с местом проведения работ по реконструкции.

Структура магистерской диссертации. Работа состоит из введения, 3-х глав, заключения, содержит 97 рисунков, 10 таблиц, список используемой литературы (30 источников). Основной текст работы изложен на 92 листах.

1 Состояние вопроса и задачи исследования

Реконструкция производственных зданий — это важная тема изучения, поскольку нужно понимать, как использовать и развивать уже имеющуюся производственную базу. Одним из первых структурированных альбомов типовых конструктивных решений является труд Волгоградского Проектно-конструкторского технологического института ремонтного производства, изданного в 1985 г [1]. В нем описаны и представлены все типовые ситуации нарушений нормальной работы конструкций производственных зданий. Показаны технологии, испытанные в те времена, многие из которых применяются и сегодня. О значении реконструкции и экономическом эффекте реконструкции, а также расширении излагается в статье [10]. В статье уточняется, что «доля инвестиций в основной капитал на 2017 год равна 16,1%» [10].

Конечно же на сегодняшнее время вопросы реконструкции так же актуальны, как и развитие методов и способов реконструкции. Из относительно недавних работ можно отметить [3] и [7]. В статьях описаны передовые и наиболее часто используемые способы реконструкции несущих конструкций зданий.

Технология реконструкции строительства описывается во многих работах ([3], [4], [8], [14]), при этом характерно для всей реконструкции такие этапы как:

- «предварительное обследование зданий;
- детальное инструментальное обследование;
- обмерные работы;
- определение характеристик материалов конструкций;
- проверочные расчеты;
- усиление конструкций.» [8]

В реконструкции здания также имеет значение его основание, если после эксплуатации здания произошли вне проектные деформации. Способы по

укреплению оснований без усиления фундамента зданий приведены в статье [9]. В работе указывают на такие методы усиления оснований как: «цементация, двухрастворная силикатизация, однорастворная силикатизация, смолизация, глинизация, электросиликатизация, термический способ». [9]

Тему реконструкции расширением затрагивают в [6]. В своей работе авторы рассматривают случай, когда необходимо разбивать работы по реконструкции на отдельные этапы и зоны её проведения для обеспечения постоянной работы внутреннего цикла предприятия. Эта особенность характерна всем видам реконструкции, потому что предприятие будет нести убытки при остановке производства.

В статье [12] описывается реконструкция в виде пристройки, где понимается это как:

- «добавление объемов (пристроек) к существующим зданиям;
- включение небольших зданий в новые строительные комплексы» [12].

«Важной особенностью, отличающей реконструкцию производственных предприятий от зданий прочего назначения, является повышенная взрывоопасность и пожароопасность...» [15], говорится в данной научной статье. Это в действительности так, поскольку работы по реконструкции производят в непосредственной близости к работающим станкам, производственным технологическим линиям. Данное обстоятельство обусловлено не качественным соблюдением или самого проекта производства работ (ППР) или неучтенность пожарной опасности самим ППР.

Нужно учитывать следующее, что при выполнении работ параллельно действующему производственному процессу «затраты времени увеличиваются в 1,5...2 раза по сравнению с новым строительством. При этом производительность труда строителей снижается на 20...30%, в 1,5...2 раза увеличиваются потребности в рабочих» [25]. «Учитывая это, подготовка

строительного производства на каждом этапе реконструкции должна быть тщательно продумана и спланирована» [13].

Зарубежная статья [27] описывает способ усиления стальных несущих конструкций фибробетоном. Данный метод усиления по мнению автора будет актуален при реконструкции зданий в сейсмически активных регионах.

Зарубежными странами развивается использование 3Д моделирования зданий при помощи съемки с дрона. По мнению авторов [26] это повысит эффективность и большую доступность полевого исследования зданий и сооружений.

В статье [29] авторами приводятся примеры усиления колонн и балок, а также способы восстановления нормальной работы путем усиления опорных участков главных балок с отверстиями.

В работе [30] проводится анализ производственных однопролетных зданий с мостовыми кранами для прогнозирования и своевременного предупреждения опасных НДС при длительной эксплуатации здания.

В процессе эксплуатации здания или при расконсервировании здания большой износ имеют элементы покрытия. Чтобы обеспечить нормальную работу ферм покрытия в работе [28] рассматривались 4 вида прогонов. Итогом их исследования стало экономическое сравнение прокатных профилей из круглых и квадратных труб и спаренных уголков.

В статье [5] авторы отмечают «металлические конструкции следует переработать с учетом появления новых профилей и новых классов сталей, что даст существенную экономию по сравнению с устаревшими решениями» [5]. Нужно отметить, что не для всех регионов такой подход станет экономически выгодным, как для владельцев реконструируемых зданий, так и для поставщиков прокатных профилей.

К особенностям расчета конструкций реконструируемых зданий можно отнести такие как наличие в эксплуатируемых зданиях геометрических отклонениях. В книгах [2] и [11] говорят следующее: «Расчет элементов каркаса

при реконструкции рекомендуется проводить с учетом таких особенностей действительной работы, которые не учитываются при расчете новых конструкций (например, поворота фундаментов, более точного учета пространственной работы и т. п.), а необходимые данные для таких расчетов определяются в результате испытаний эксплуатируемой конструкции» [2].

«Применяемые способы усиления конструкций можно разделить на две группы: путем увеличения сечения элементов (или площади сечения сварных швов в соединении) и путем изменения конструктивной схемы или схемы приложения нагрузок» [11]. Также в книге уточняют о комбинировании методов усиления.

Выводы:

Реконструкция производственных зданий — это важный этап жизни здания, который совмещает в себе множество особенностей, связанных с усилением расширением или другими менее значительными изменениями в каркасе здания. Решения по реконструкции должны тщательно проверяться и обосновываться. При необходимости усиления должны использоваться оптимальные по трудозатратам и материалоемкости решения.

Из исследованных источников можно понять следующее. Научные статьи, относящиеся к исследованию особенностей реконструкции, описывают поверхностные и наиболее очевидные факты, что не дает полного раскрытия темы. Особенности должны исследоваться на более конкретных примерах. Показать особенности в полной мере может только расчет каркаса, поскольку оценить каркас здания можно только посредством расчетов.

Расчеты должны проводиться по единой методике, с использованием нормативных документов [16]-[24].

Сформулируем из приведенного состояния вопроса цели и задачи настоящего исследования.

Цель исследований заключается в определении некоторых особенностей, связанных с возможными видами реконструкции на примерах замены подкрановых конструкций под краны большей мощности и расширения цеха.

Для достижения указанной цели были поставлены следующие **задачи**:

- ознакомиться с нормативными документами и известными работами по теме реконструкции стальных рамно-связевых каркасов;
- описать в теоретической части, как реконструкция расширением влияет на работу каркасов существующего здания;
- сделать аналитический расчет рамы с полностью подобранными сечениями;
- законструировать раму и основные узлы рамы для последующего сравнения;
- рассчитать раму каркаса с пристроенным пролетом;
- рассчитать усиление частей основного каркаса здания;
- законструировать раму и основные узлы расширенной рамы;
- сравнить варианты реконструкции и особенности при расширении и усилении конструкций основного пролета для эксплуатации крана большей грузоподъемности.

2 Исследование

2.1 Существующий рамно-связевой каркас

2.1.1 Сведения о конструктивных параметрах исследуемого рамно-связевого каркаса

Для начала исследования такой темы, как реконструкция, нужно определить изначальное состояние реконструируемого объекта.

Краткое описание исходной расчетной схемы:

Сечения фермы запроектированы под фасонки толщиной 16 мм.

Верхний пояс (ВП) — □ 200x125x16 мм длинным пером вниз.

Нижний пояс (НП) — □ 180x110x12 мм длинным пером перпендикулярно оси симметрии.

Стойки и опорные стойки — □ 75x75x5 мм.

Опорные раскосы — □ 180x110x12 мм длинным пером вниз.

Промежуточные раскосы — □ 140x90x10 мм длинным пером вниз.

Надкрановая часть колонны - □ сваренный из полок 280x20 мм и стенки 460x12 мм.

Подкрановая колонна — несимметричный двутавр с полкой 400x18 мм, стенкой 987x12 мм, и полкой из □40.

Фермы опираются на колонны и прикрепляются на 4 болта к оголовку.

На рисунке 1 представлена расчетная схема смоделированная в учебной версии ПК Лира 10.12. Схема имеет 3 степени свободы для расчета рам. Для начала условно принято, что основание фундамента имеет бесконечно большую жесткость.

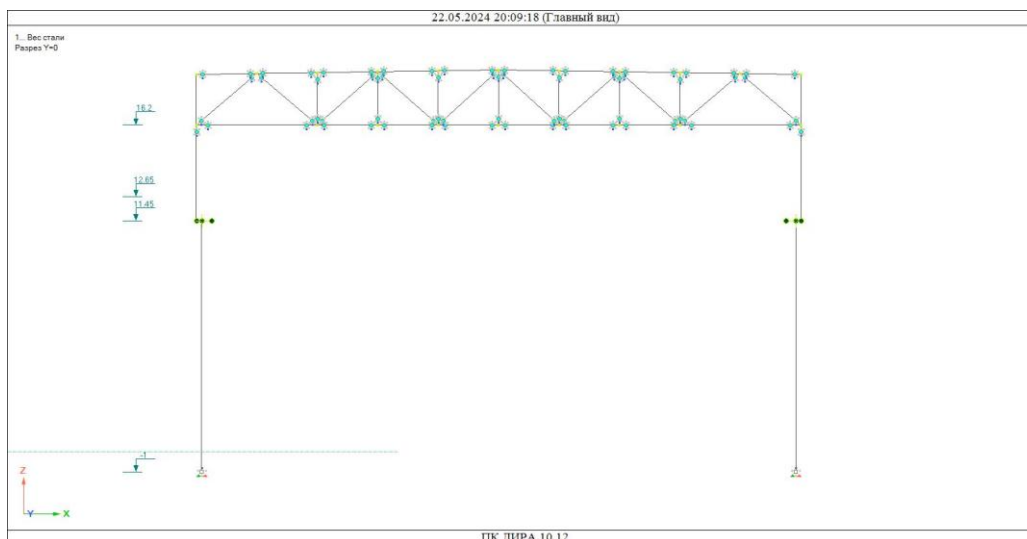


Рисунок 1 — Расчетная схема рамы здания

Что характерно для зданий из рамно-связевого каркаса более точно рассчитывать элементы при рассмотрении отдельной рамы. Поскольку элементы связей и подкрановые балки при моделировании расчетных схем в шести степенной задаче перераспределяют усилия на соседние рамы, что не имеет места при натуральной работе каркаса, однако данный признак схемы используется для других целей. Важно отметить, что подкрановые балки нельзя полностью смоделировать, чтобы программа учла все конструктивные особенности данного конструктивного элемента каркаса. Данные программы следует использовать исключительно для уточненного определения усилий подкрановых балок, а дальнейший расчет производить в таблицах Excel.

2.1.2 Программный анализ усилий от действующих нагрузок на отдельную раму каркаса

Для дальнейшего сравнения результатов конструирования потребуется мозаика или эпюры усилий в элементах стержней. На рисунках 2-22 представлены усилия от отдельных загрузок. Для дальнейшего сокращения примем факт, что усилия в симметричных рамах от ветра и кранов с разных направлений зеркально симметричны относительно единственной оси

симметрии. Отсюда следует, что и расчетные сочетания усилий для данной рамы также зеркально симметричны.

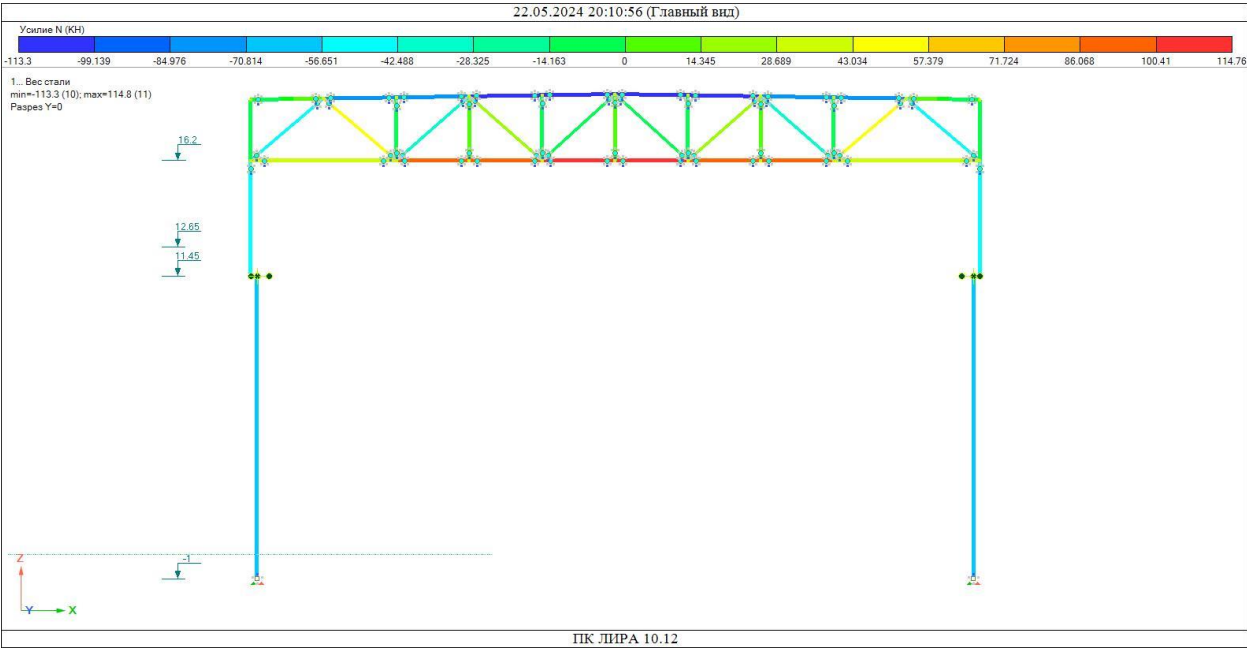


Рисунок 2 — Усилие N от собственного веса

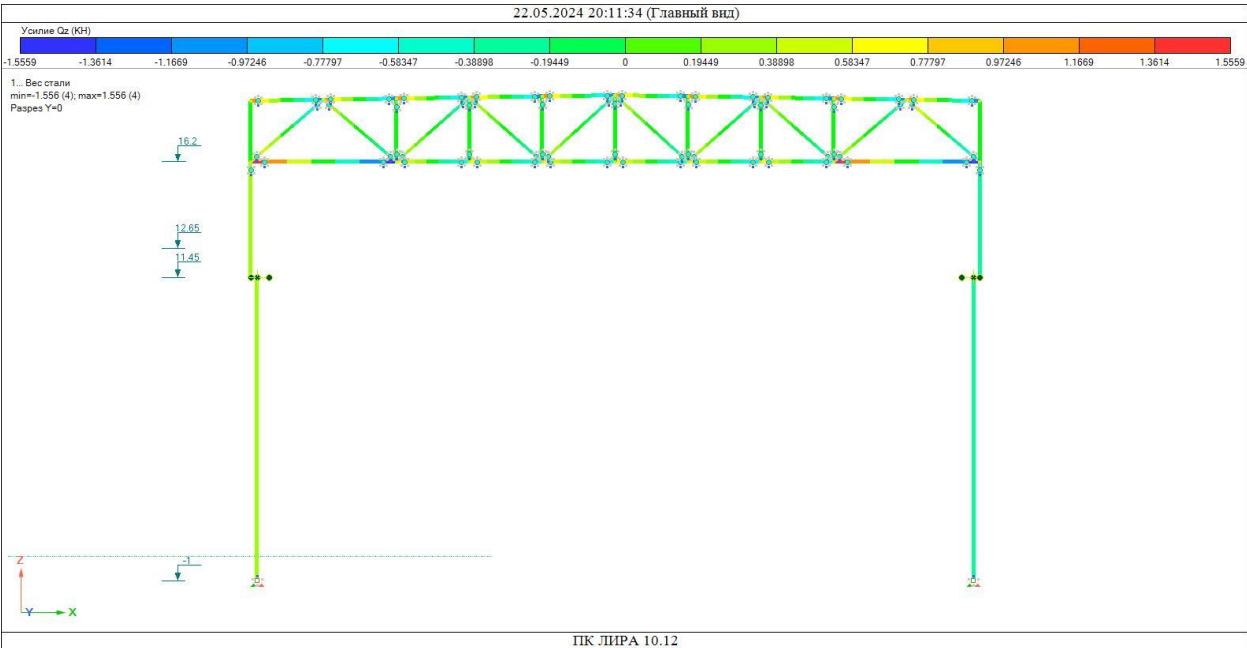


Рисунок 3 — Усилие Q от собственного веса

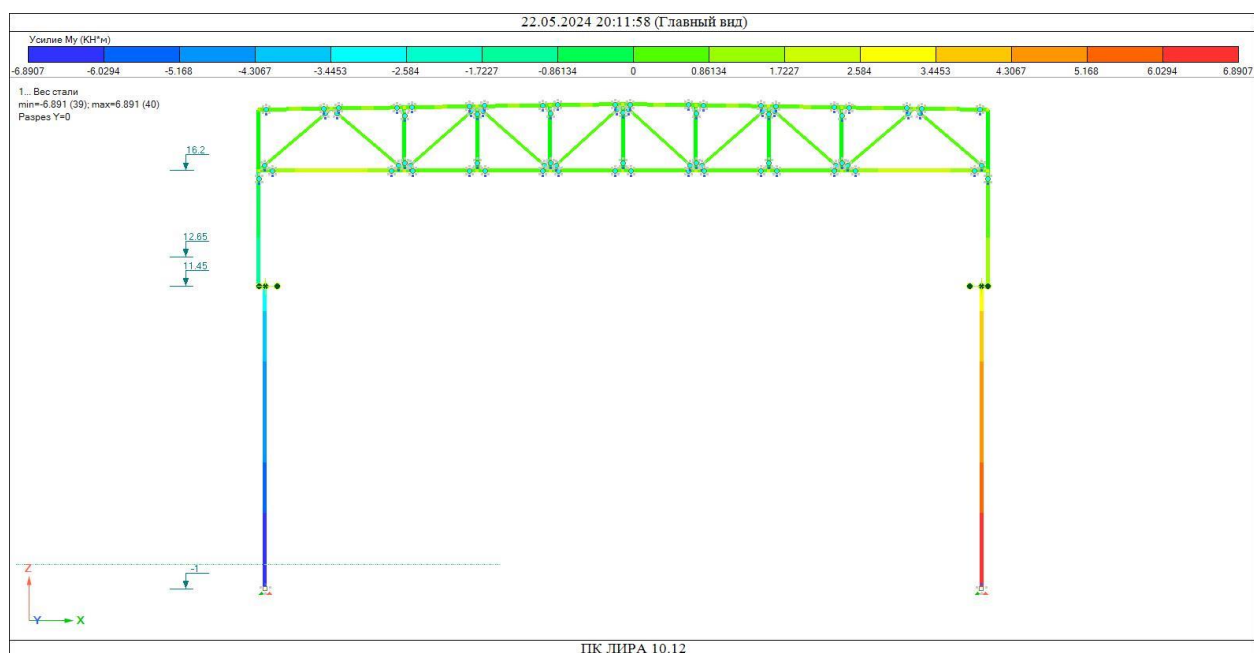


Рисунок 4 — Усилие М от собственного веса

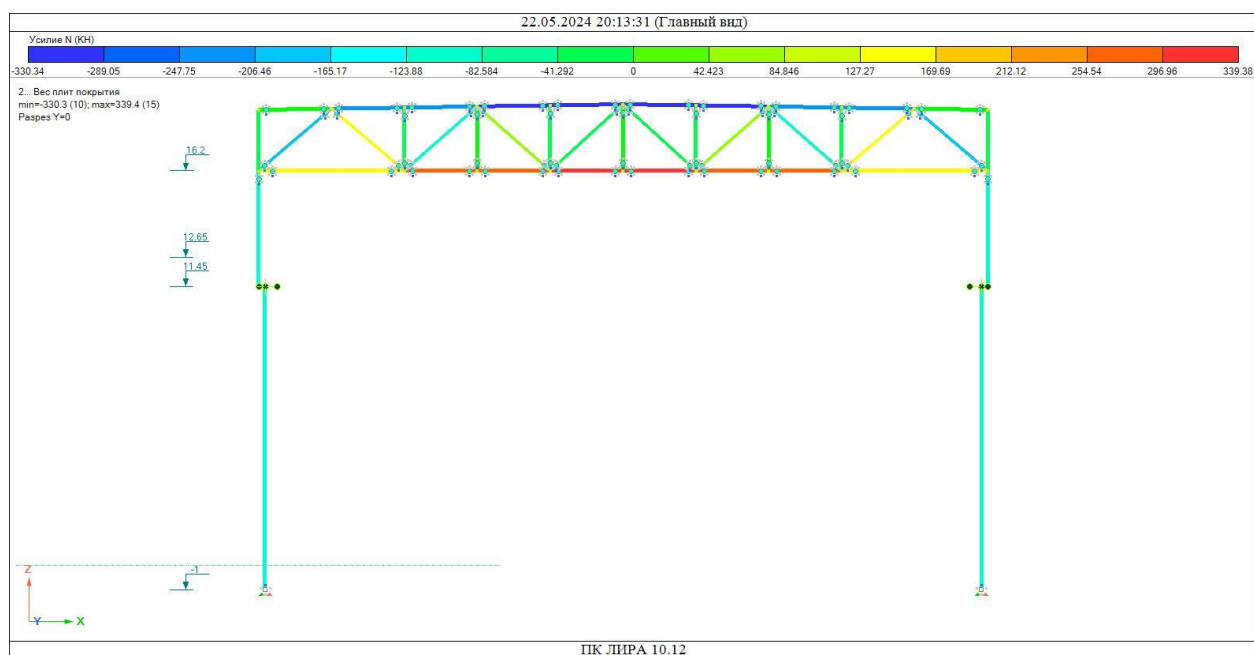


Рисунок 5 — Усилие N от веса плит покрытия

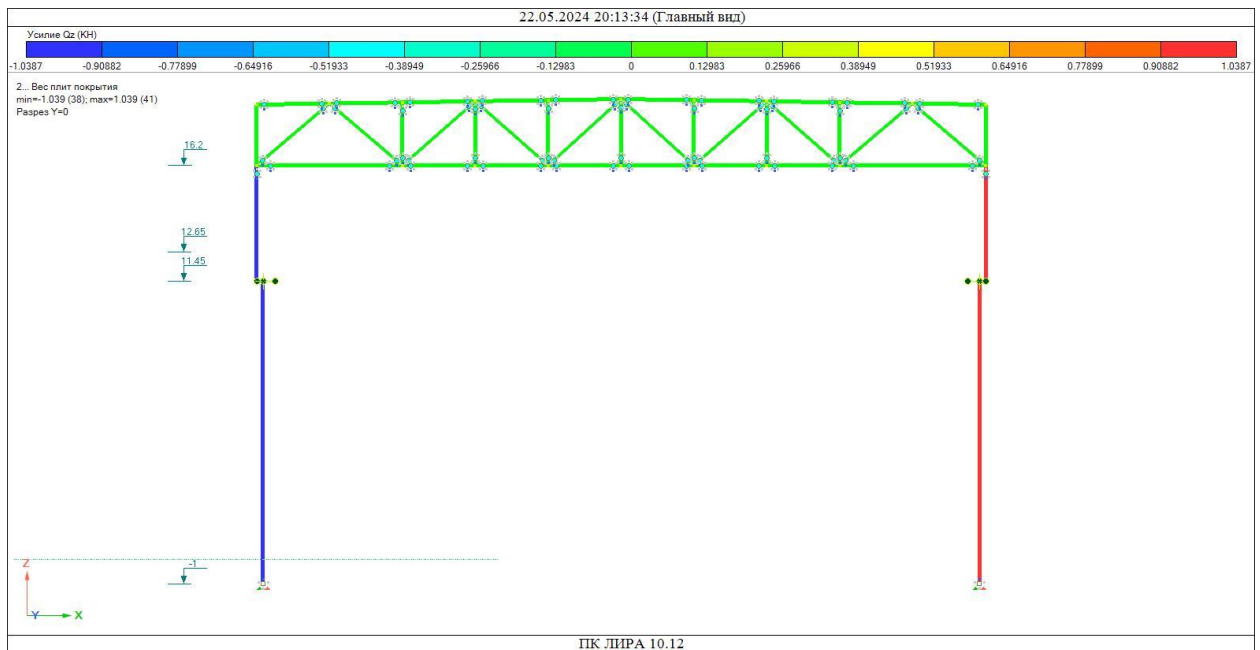


Рисунок 6 — Усилие Q от веса плит покрытия

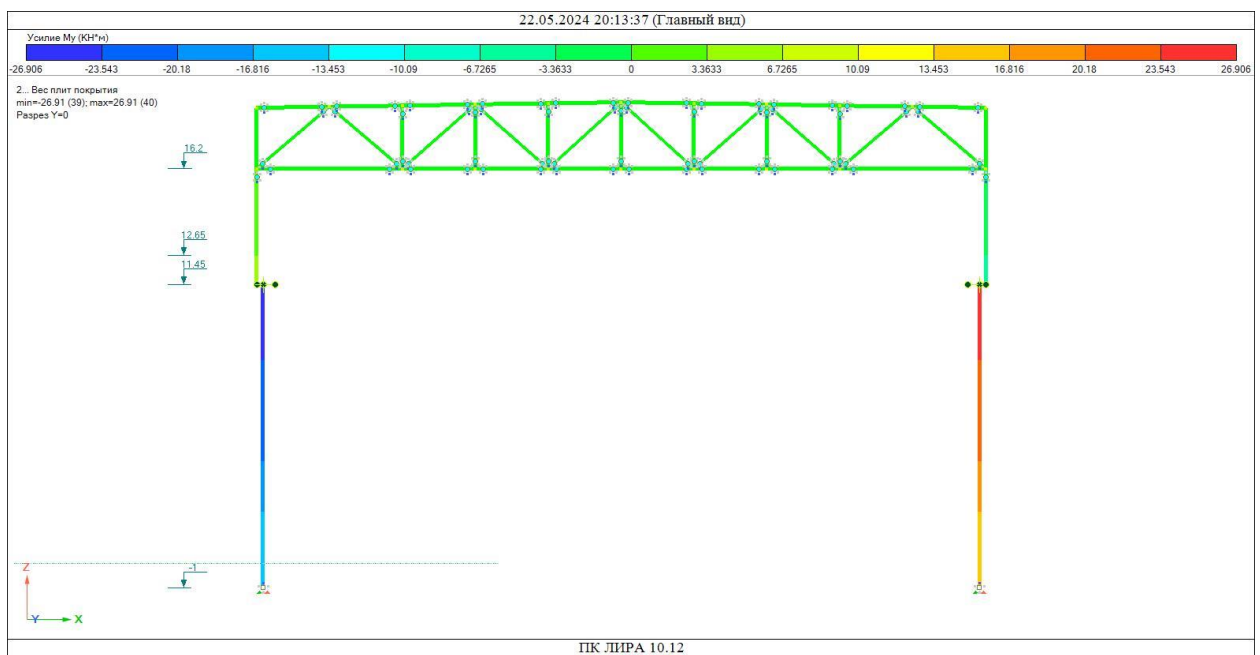


Рисунок 7 — Усилие M от веса плит покрытия

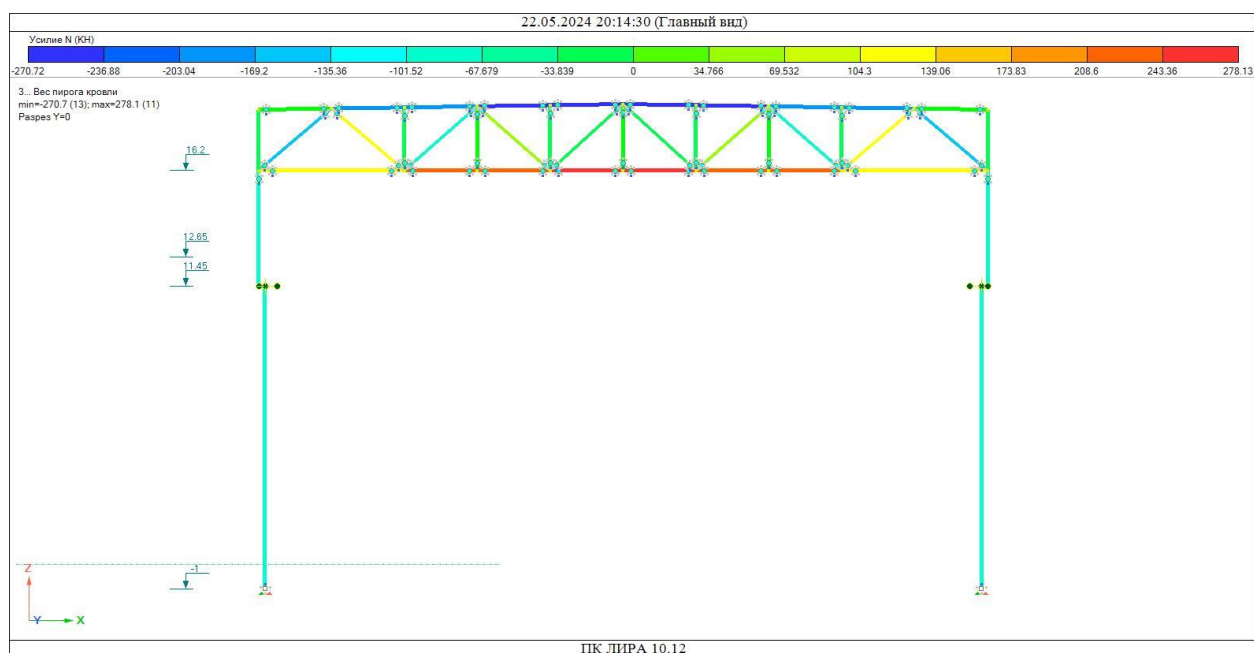


Рисунок 8 — Усилия N от веса пирога кровли

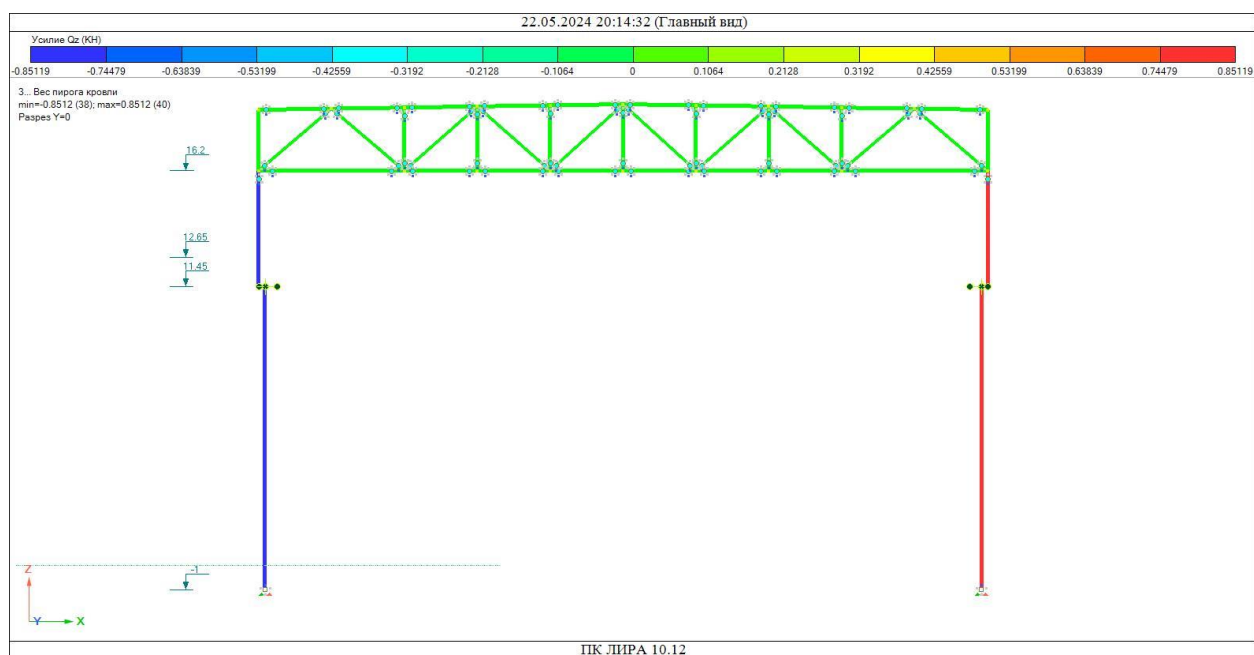


Рисунок 9 — Усилия Q от веса пирога кровли

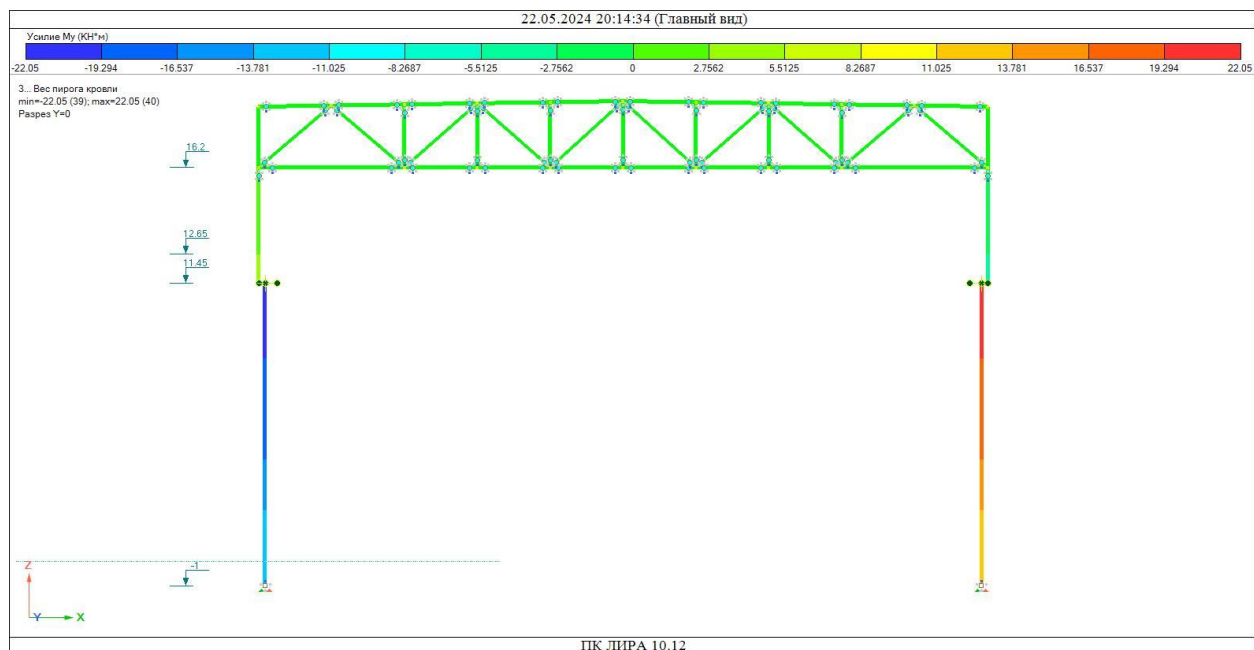


Рисунок 10 — Усилие M от веса пирога кровли

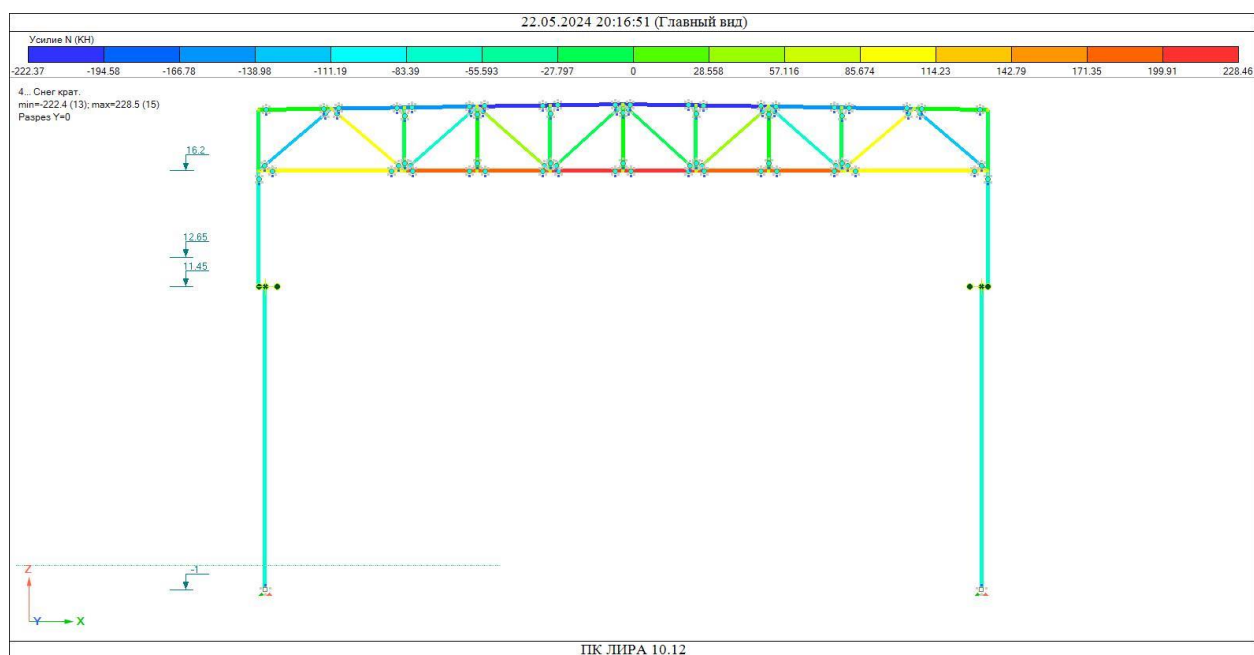


Рисунок 11 — Усилие N от снега кратковременное

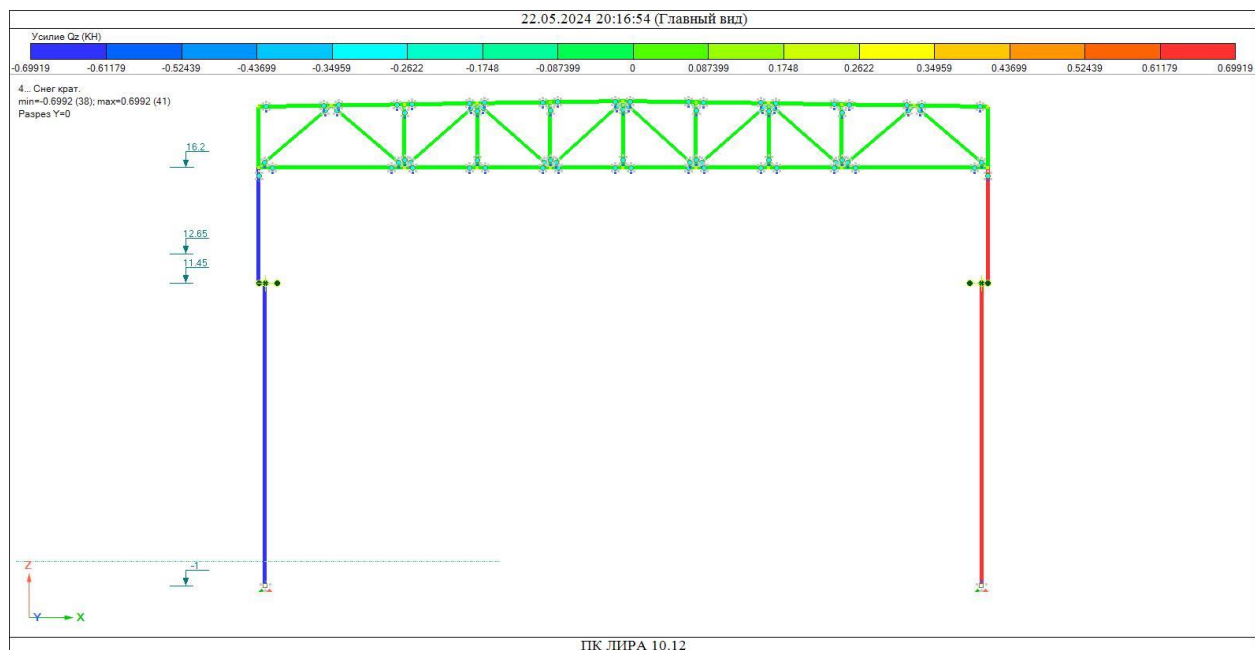


Рисунок 12 — Усилие Q от снега кратковременное

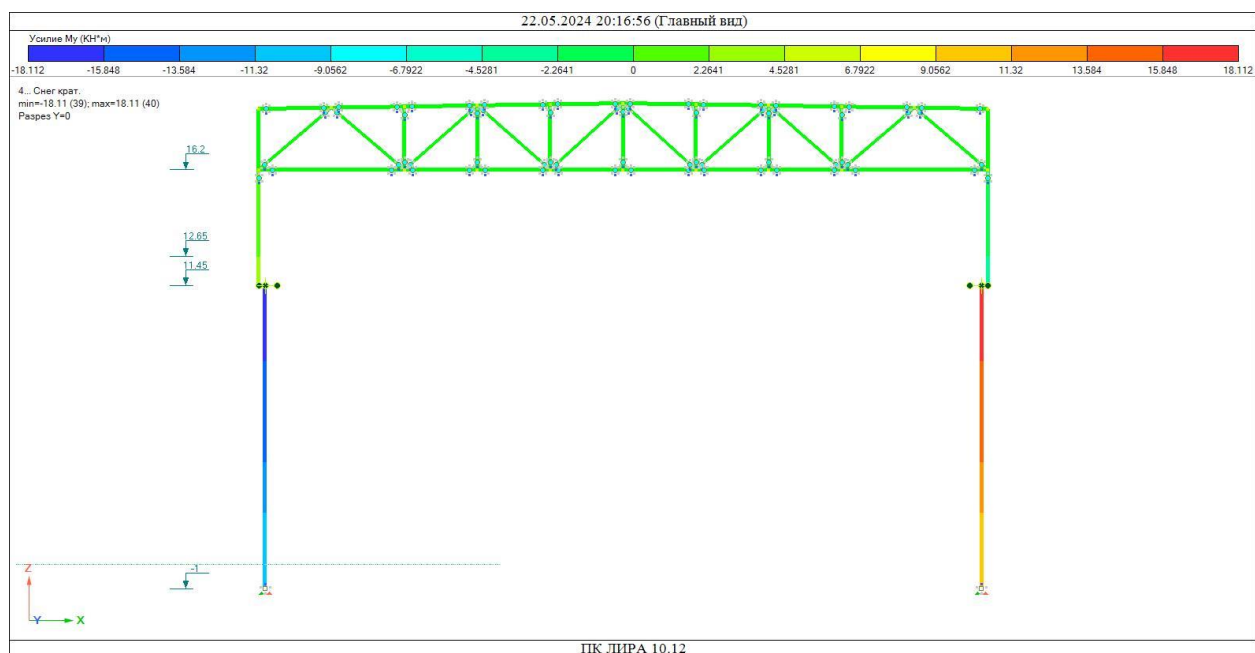


Рисунок 13 — Усилие M от снега кратковременное

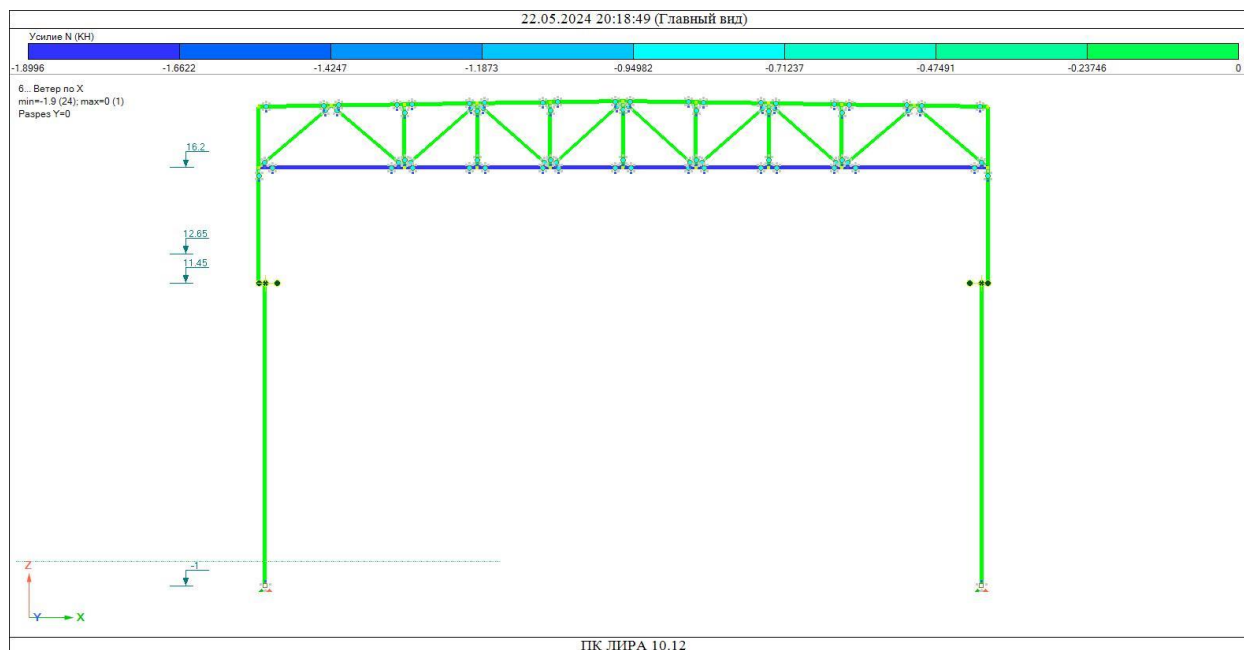


Рисунок 14 — Усилие N от ветра по оси X

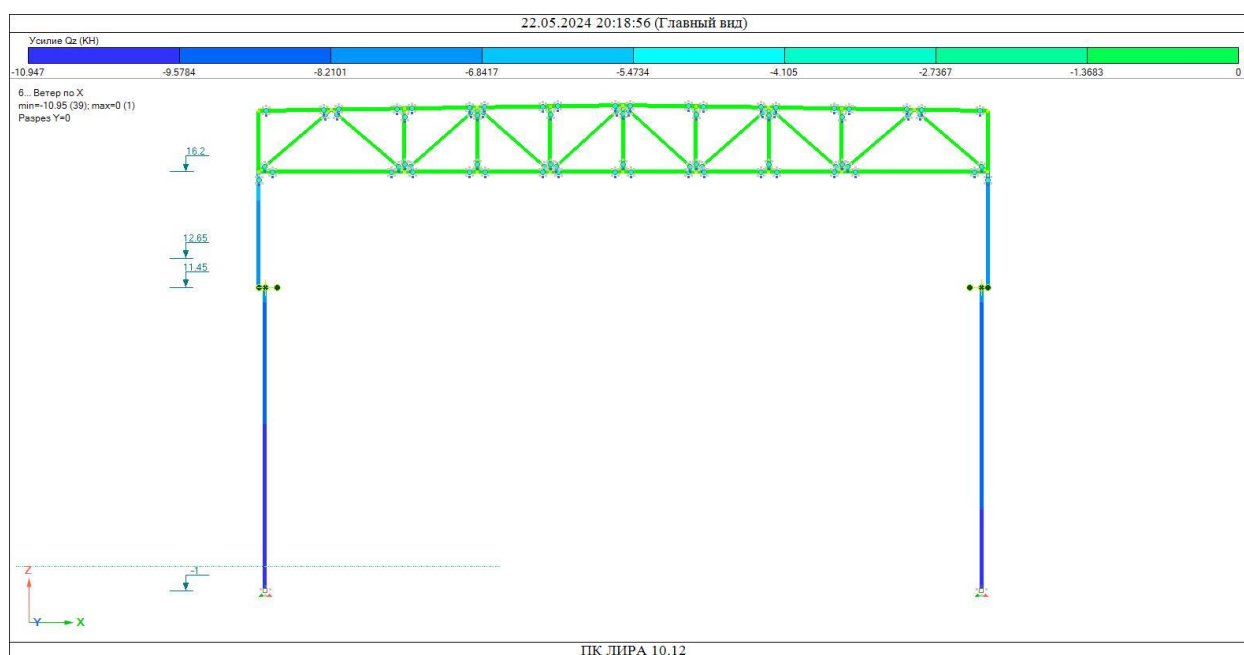


Рисунок 15 — Усилие Q от ветра по оси X

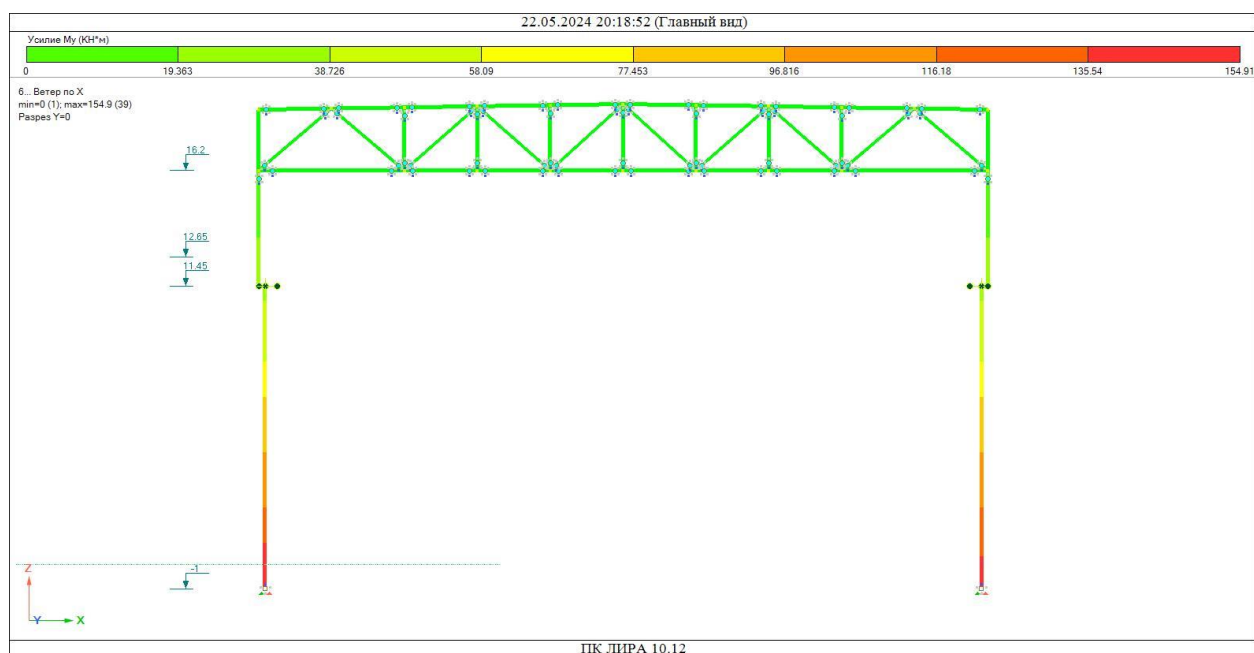


Рисунок 16 — Усилие М от ветра по оси X

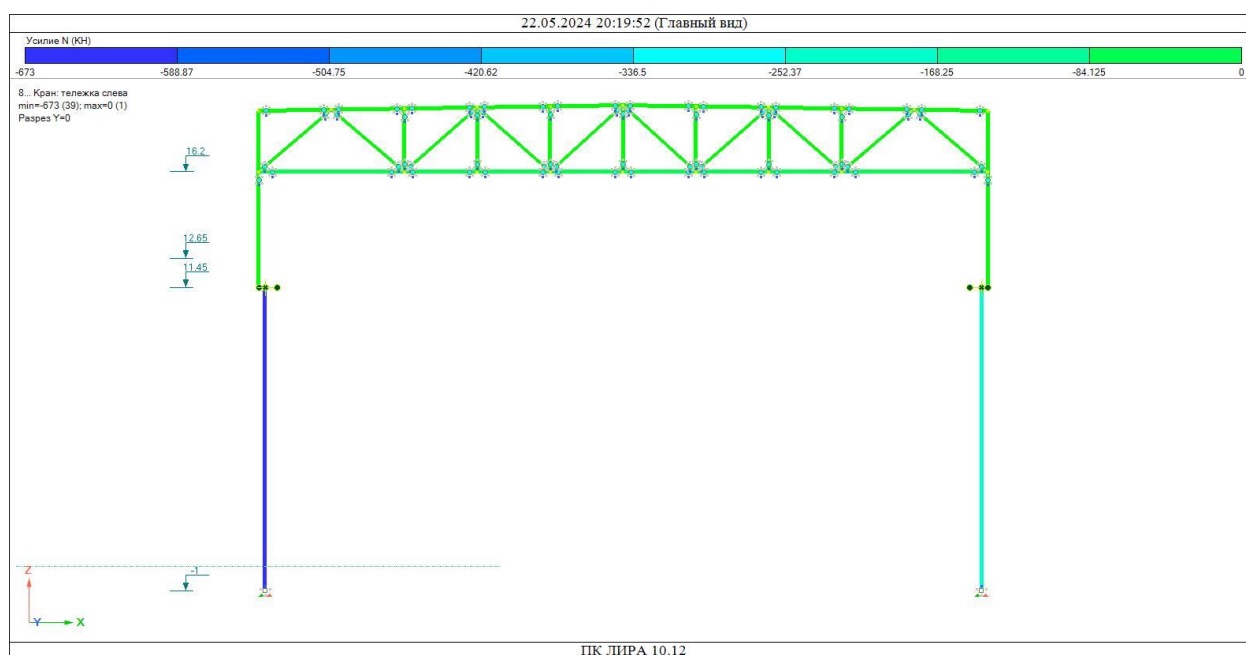


Рисунок 17 — Усилие N от крана с тележкой слева

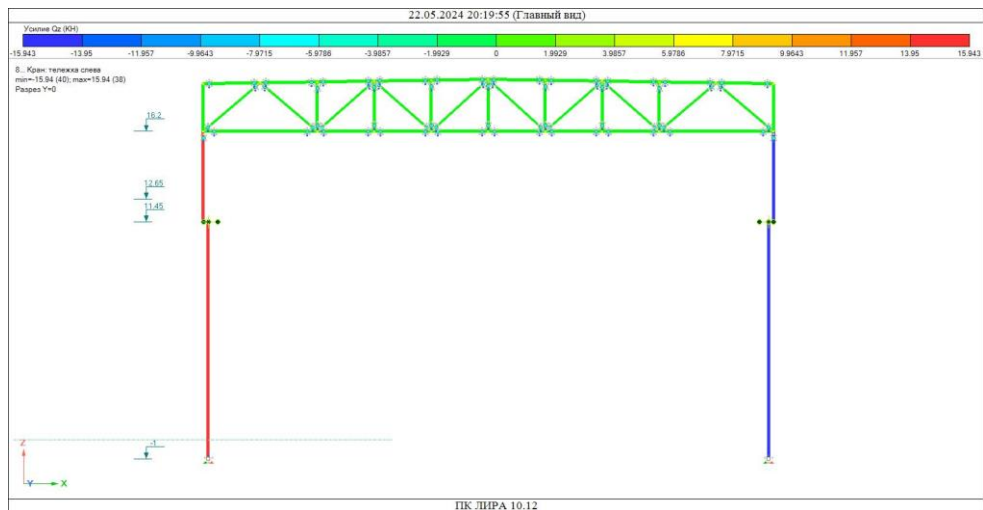


Рисунок 18 — Усилие Q от крана с тележкой слева

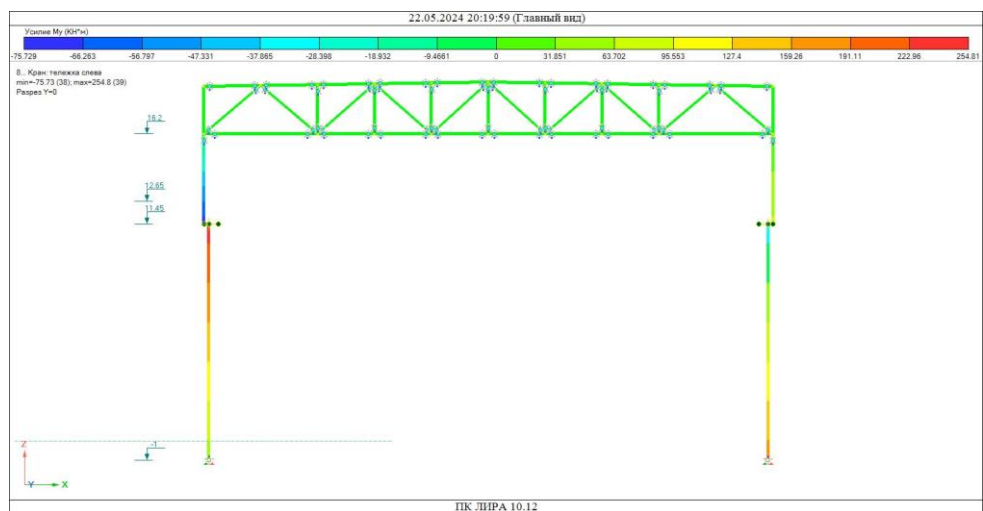


Рисунок 19 — Усилие M от крана с тележкой слева

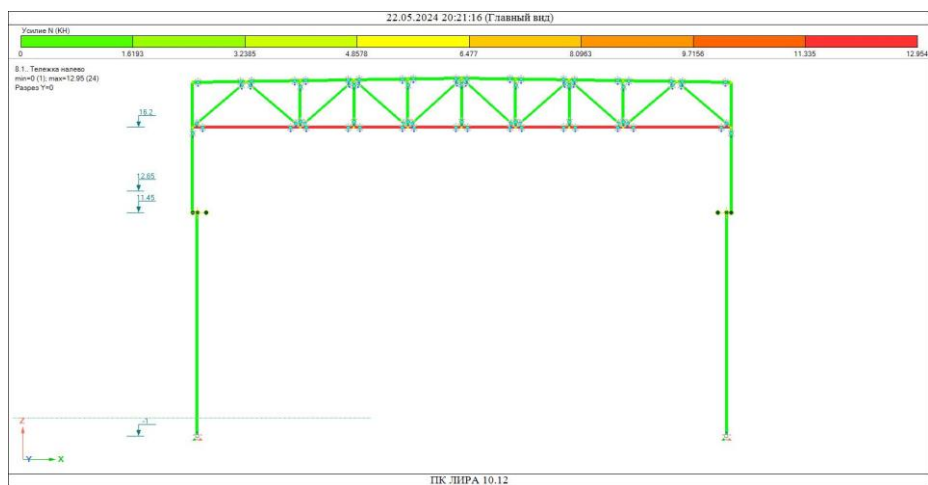


Рисунок 20 — Усилие N от тележки, тормозящей налево

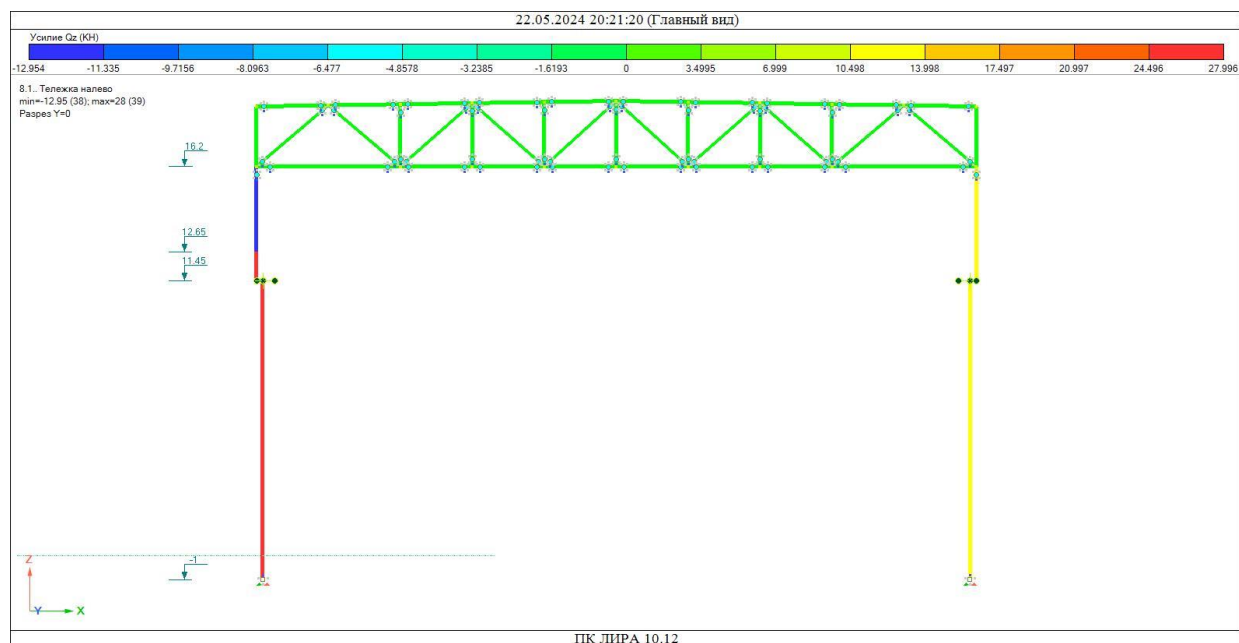


Рисунок 21 — Усилие Q от тележки, тормозящей налево

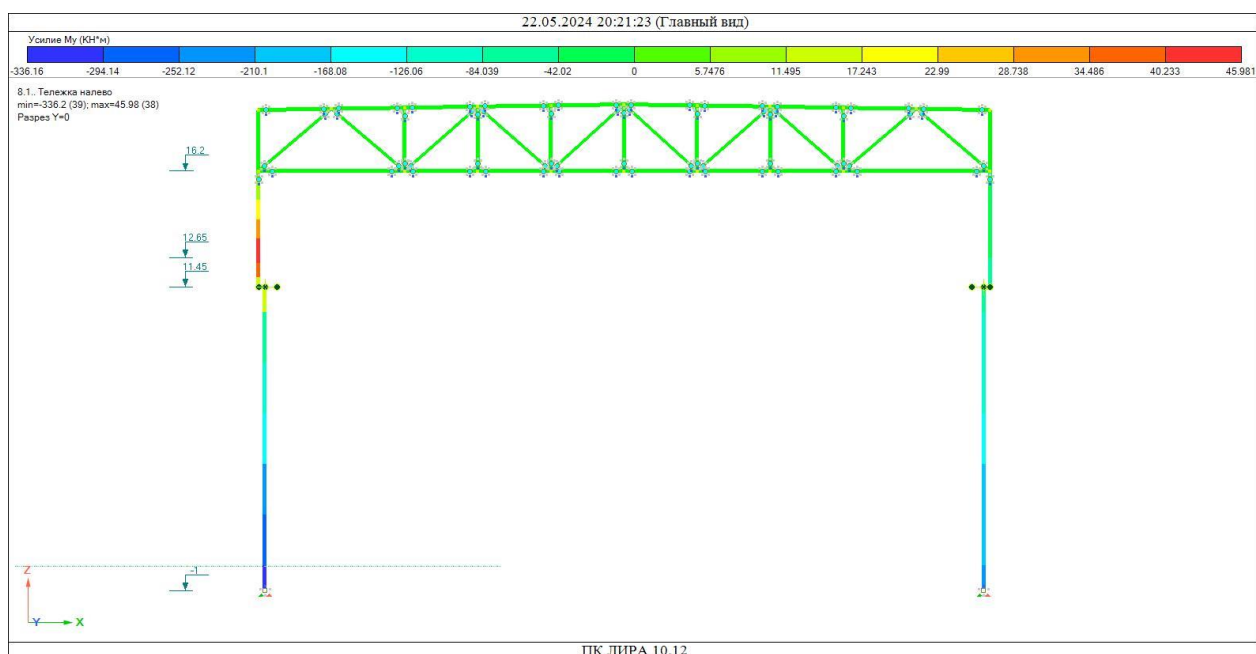


Рисунок 22 — Усилие M от тележки, тормозящей налево

Так как в данном случае нет особенностей сочетания загрузжений, то можно проверить данную раму используя РСУ.

2.1.3 Анализ проверок существующих конструкций

На рисунке 23 приведена цветовая схема проверки сечений рамы. Здесь наблюдается одна особенность всех ПК Лира, они не могут рассчитывать все сечения приводимые в настоящих нормах проектирования. Однако проверка данных сечений далее приведена по расчету в таблицах Excel.

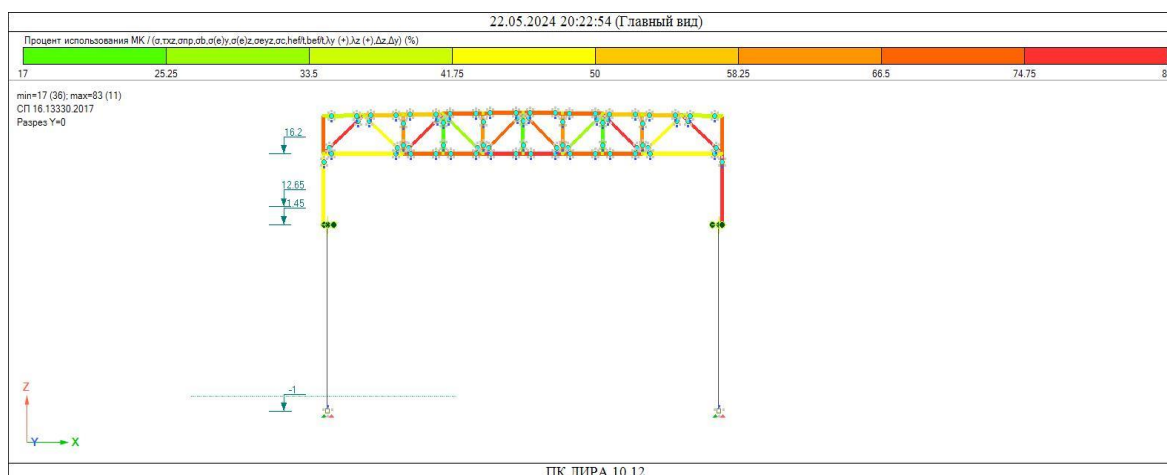


Рисунок 23 — Цветовая схема проверки сечений.

Подкрановое сечение проверим, используя формулы в таблицах Excel. Исходные геометрические данные расчета представлены в таблице 1.

Таблица 1 — Геометрические характеристики из калькулятора Excel

Геометрические характеристики сечения:		
Полки - 400x18:		
b _f	400,00	мм
h _f	18,00	мм
A _{fl}	7200,00	мм ²
I _{fx}	194400,00	мм ⁴
I _{fy}	96000000,00	мм ⁴
Δy	9,00	мм
Стенки -978x12:		
b _w	12,00	мм
h _w	977,85	мм

Продолжение таблицы 1

Геометрические характеристики сечения:		
A_w	11734,20	мм ²
I_{wx}	935011000,21	мм ⁴
I_{wy}	140810,40	мм ⁴
Δy	506,93	мм
Двутавра I40:		
h	400,00	мм
b	155,00	мм
s	8,30	мм
t	13,00	мм
A_{f2}	7260,00	мм ²
A_f	3320,00	мм ²
I_{fx}	6670000,00	мм ⁴
I_{fy}	190620000,00	мм ⁴
Δy	1000,00	мм
A_n	26194,20	мм ²
y_c	506,72	мм
I_x	4492037971,76	мм ⁴
I_y	286760810,40	мм ⁴
i_x	414,11	мм
i_y	104,63	мм
W_{x+}	7870016,96	мм ³
W_{x-}	8864908,35	мм ³
W_y	1433804,05	мм ³
A_1	13129,54	мм ²
A_2	13280,66	мм ²
A_f/A_w	0,28	-
l_{0x}	28937,81	мм
l_{0y}	12450,00	мм

Состояние бланка отчета по проверке колонны представлено в таблице 2.

Усилия для калькулятора вычислены в программе ЛИРА 10.12

Таблица 2 — Бланк отчета проверок сечения

Бланк отчета		
Усилия в сечении:		
N	-1111,90	кН

Продолжение таблицы 2

Бланк отчета		
M	-539,23	кНм
Q	55,03	кН
Расчетное сопротивление стали:		
R_y	240,00	МПа
Модуль упругости стали:		
E	206000,00	МПа
Проверка прочности сечения:		
σ	110,97	МПа
γ_c	1,05	-
<	252,00	МПа
$\%_{исп}$	44,03	-
Расчет на устойчивость в плоскости рамы:		
e	484,96	мм
m_x	1,61	-
$-\lambda_x$	1,04	-
η_5	1,36	-
$\eta_{6/7}$	1,27	-
m_{ef}	2,06	-
α	0,04	-
β	0,09	-
δ	11,49	-
φ_x	0,943	-
φ_e	0,426	-
σ	99,66	МПа
<	252,00	МПа
$\%_{исп}$	39,55	-
Расчет на устойчивость из плоскости рамы:		
$-\lambda_y$	4,06	-
α	0,04	-
β	0,09	-
δ	29,58	-
φ_y	0,443	-
$-\lambda_c$	3,14	-
δ	22,12	-
φ_c	0,614	-
Определение коэффициента c:		
m_x	1,61	-
I_2/I_1	0,504	-
α	0,864	-
β	1,001	-
c	0,42	-

Продолжение таблицы 2

Бланк отчета		
Проверка на $c_{\max}$:		
ω	0,22	-
α	0,16	-
n	0,90	-
β	0,36	-
k	1,25	-
e_x	-484,96	мм
I_t	2048934,64	мм ⁴
ρ	0,21	-
μ	1,95	-
B	-0,68	-
δ	0,42	-
$c_{\max}$	0,68	-
c	0,42	-
σ	229,08	МПа
$<$	252,00	МПа
$\%_{\text{исп}}$	90,90	-
Проверка устойчивости стенки:		
m_x	1,61	-
$c\varphi_y$	$<$	φ_c
σ_1	110,97	МПа
σ_2	26,07	МПа
α	0,765	-
τ	4,69	МПа
c_{cr}	8,73	-
β	0,06	-
$-\lambda_{cw}$	2,54	-
$-\lambda_w$	2,78	-
$\%_{\text{исп}}$	109,67	-
Минимальные требования к поперечным ребрам:		
Шаг ребер:		
от	2444,63	мм
до	2933,55	мм
Усредненный шаг:		
h_r	2700,00	мм
Ширина ребра:		
b_r	80,00	мм
Толщина ребра:		
t_r	6,00	мм
Проверка устойчивости полок:		
m_x	1,61	-

Продолжение таблицы 2

Бланк отчета		
$-\lambda_{\min}$	1,04	-
$-\lambda_f$	0,38	-
$-\lambda_{ufc}$	0,76	-
$-\lambda_{uf}$	0,72	-
$\%_{\text{исп}}$	52,38	-
$-\lambda_f$	0,77	-
$-\lambda_{uf}$	1,09	-
$\%_{\text{исп}}$	70,81	-

Из данного бланка можно выделим для дальнейшего сопоставления проценты использования сечения. Проценты использования сечения по проверкам представлены на рисунке 24.



Рисунок 24 — Проценты использования сечения по проверкам

Как не трудно заметить колонна при реконструкции, при увеличении нагрузок быстрее потеряет устойчивость и плоскости поперечной рамы. Поэтому для сравнения будем сравнивать в основном данную величину.

3 Реконструкция каркаса расширением и усилением

3.1 Анализ расширения каркаса здания

3.1.1 Оценка усилий в одиночной раме после расширения

Теперь определим работу рамы при расширении на один дополнительный пролет. Для сравнения будет запроектирован пролет 30 м.

Так как существующая крайняя колонна станет центральной, чтобы не перегружать колонну, имеющую 90% использования по устойчивости из плоскости рамы, будем опирать новые балки на дополнительные стойки, а нагрузки от торможения нового крана будем передавать на существующую колонну.

Расчетная схема расширенной рамы представлена на рисунке 25.

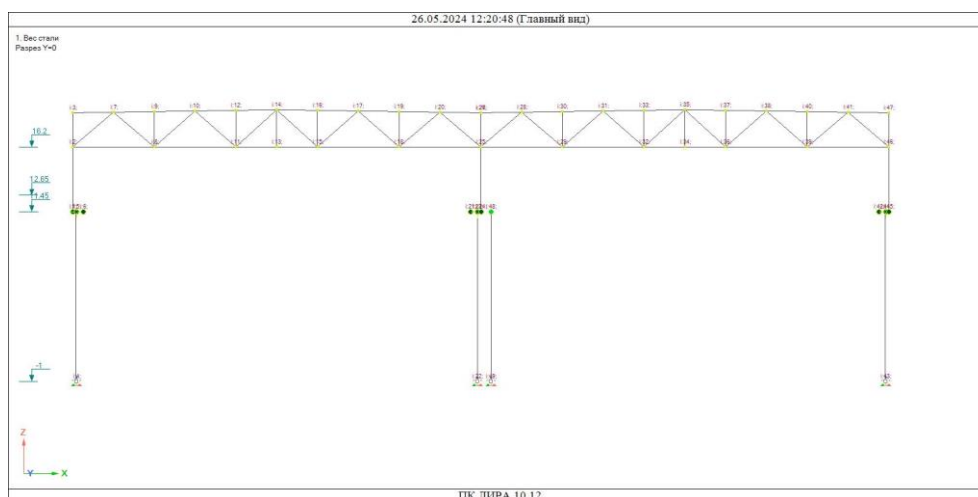


Рисунок 25 — Расчетная схема расширенной рамы

На схеме объединены перемещения у узлов стойки и траверсы существующей колонны, так как при конструировании стойку будем прикреплять к колонне тем самым уменьшив требуемое сечение.

На рисунках 26-67 представлены мозаики усилий.

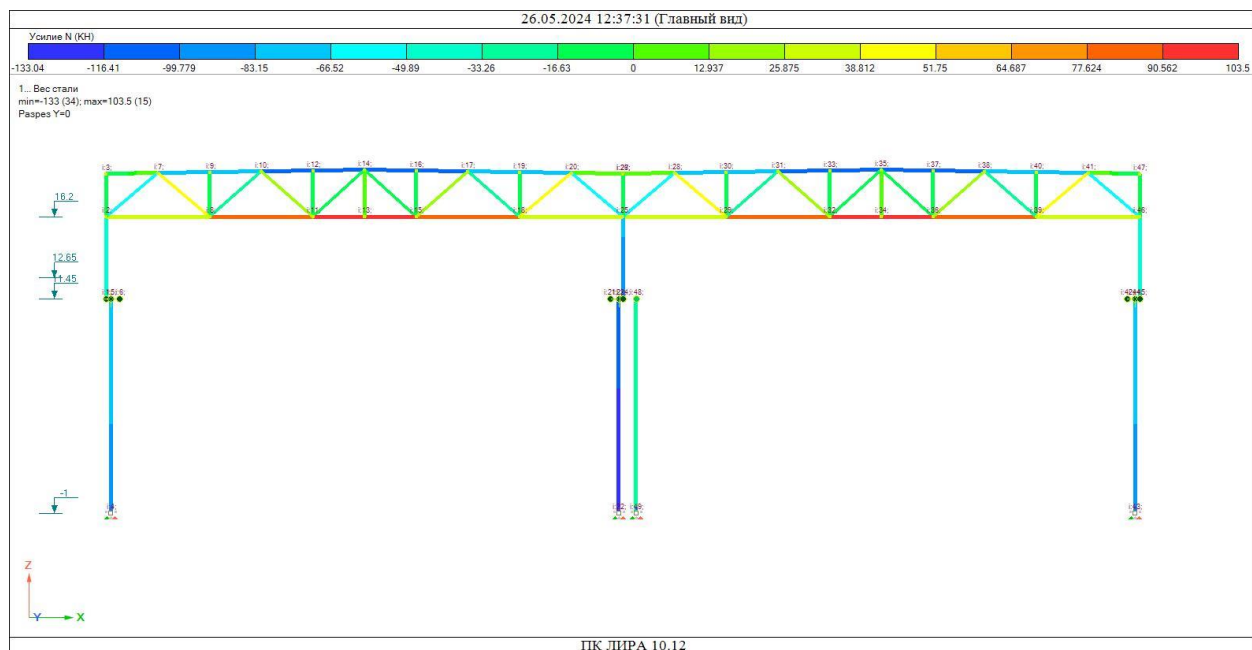


Рисунок 26 — Усилие N от веса стали

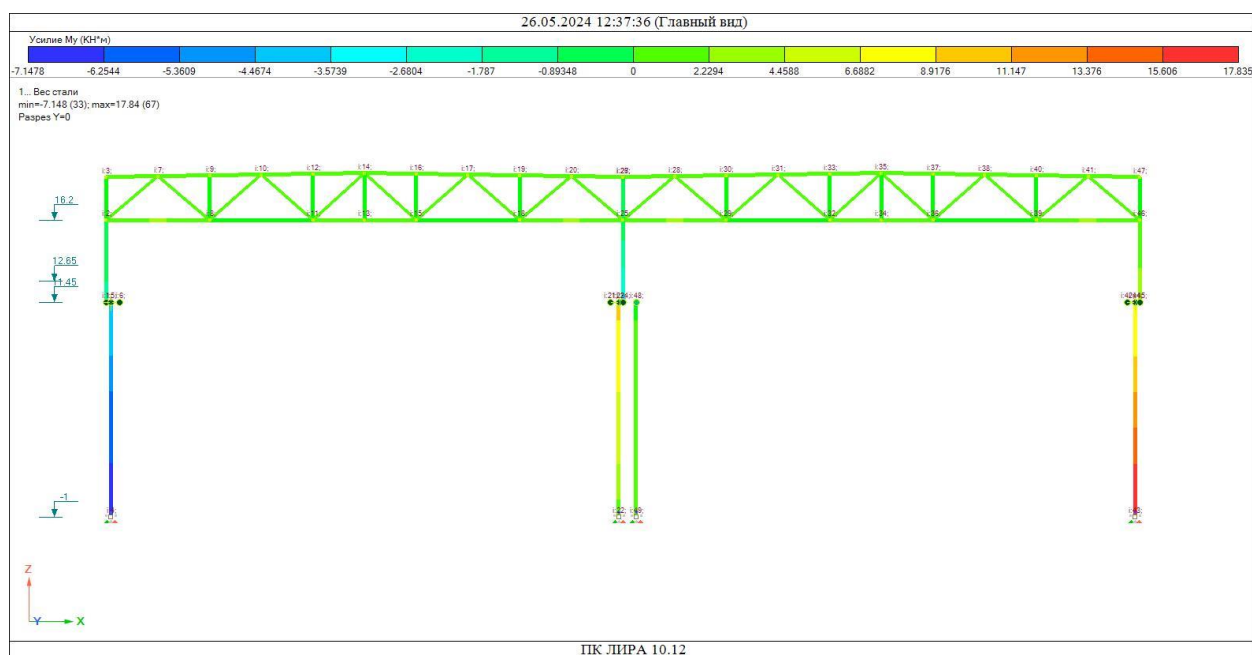


Рисунок 27 — Усилие M_y от веса стали

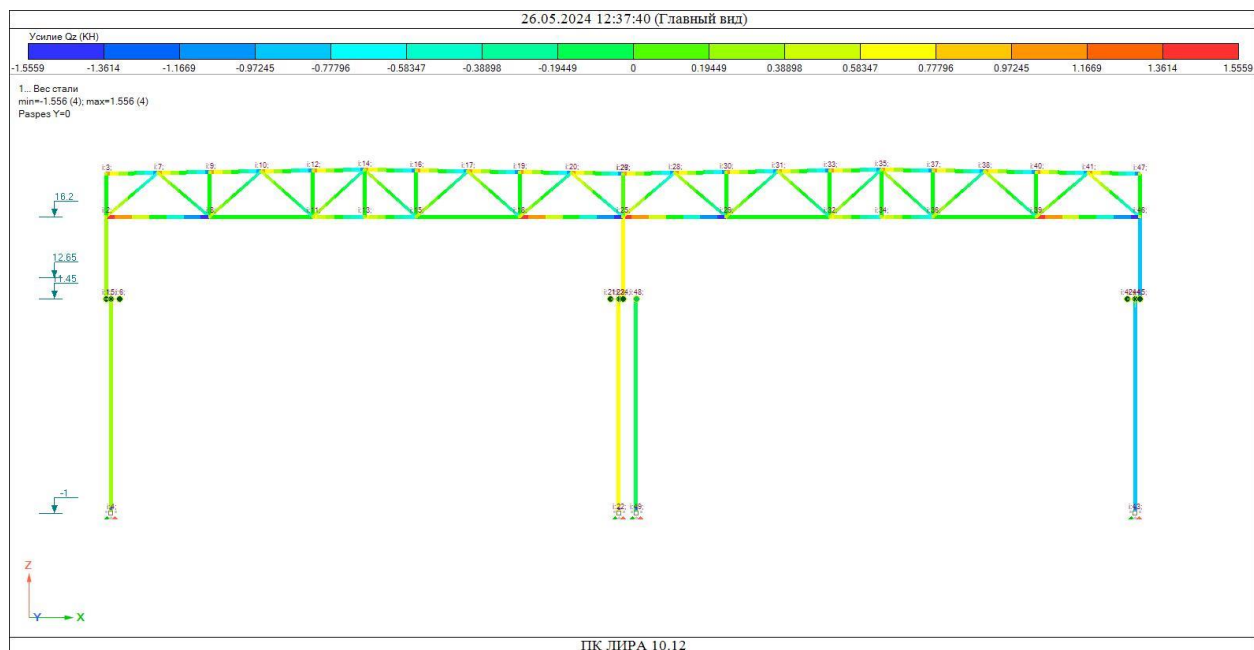


Рисунок 28 — Усилия Q_z от веса стали

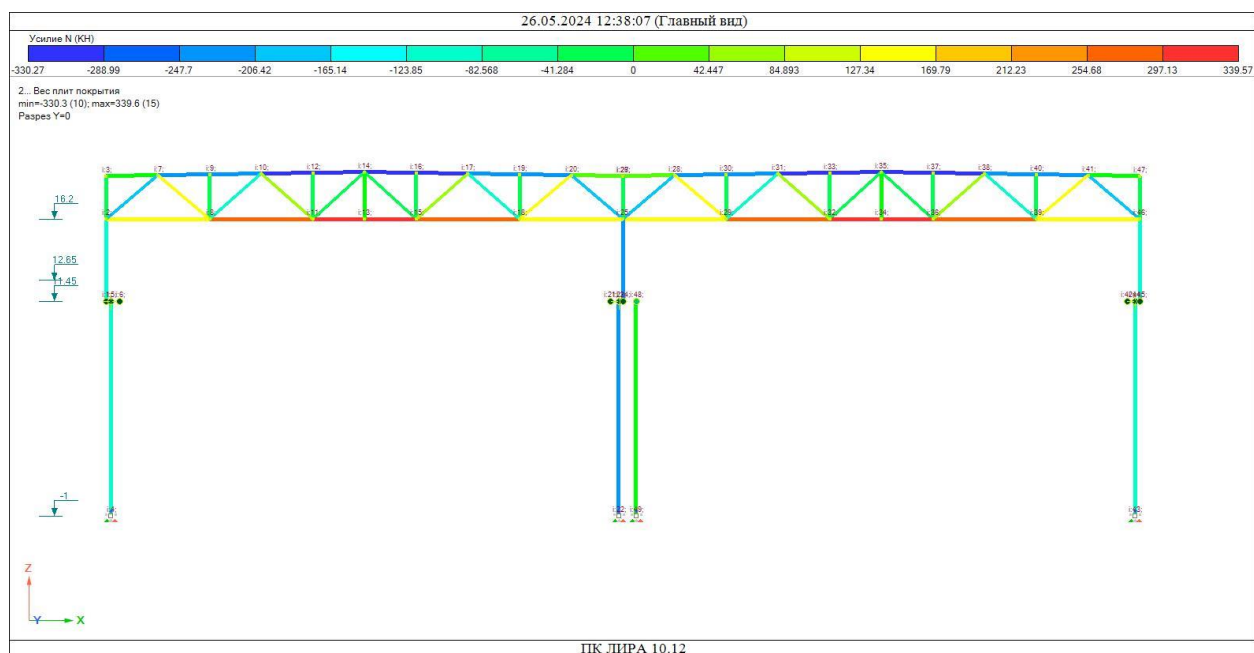


Рисунок 29 — Усилия N от веса плит покрытия

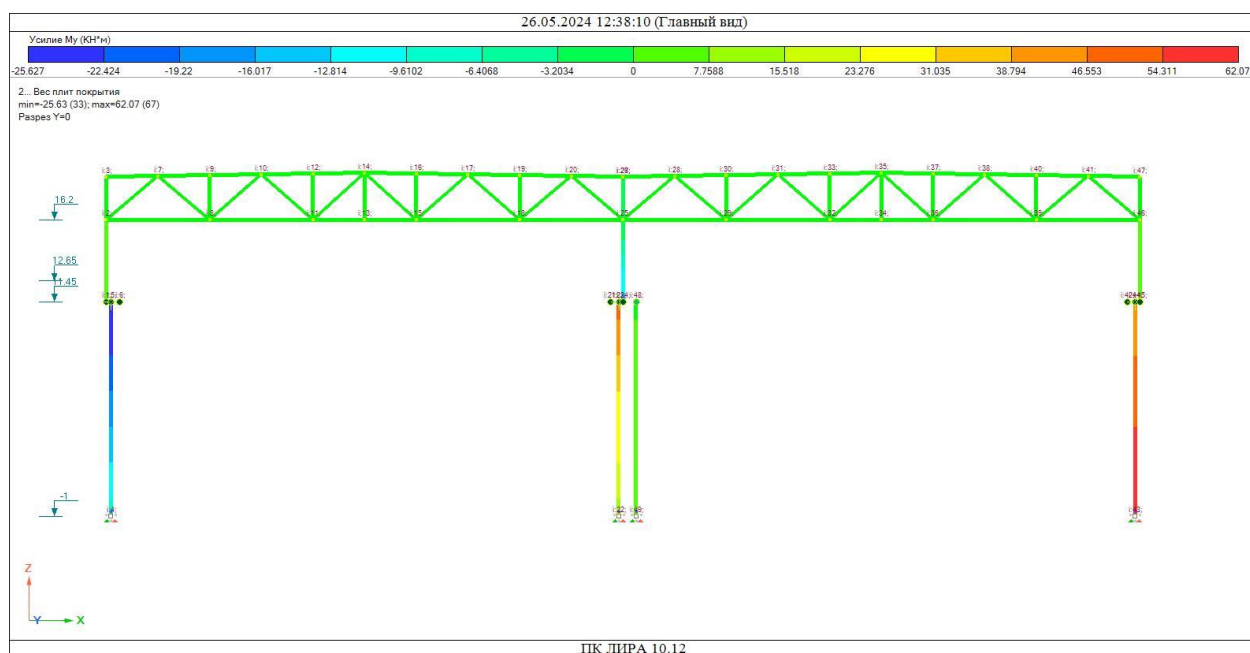


Рисунок 30 — Усилие M_y от веса плит покрытия

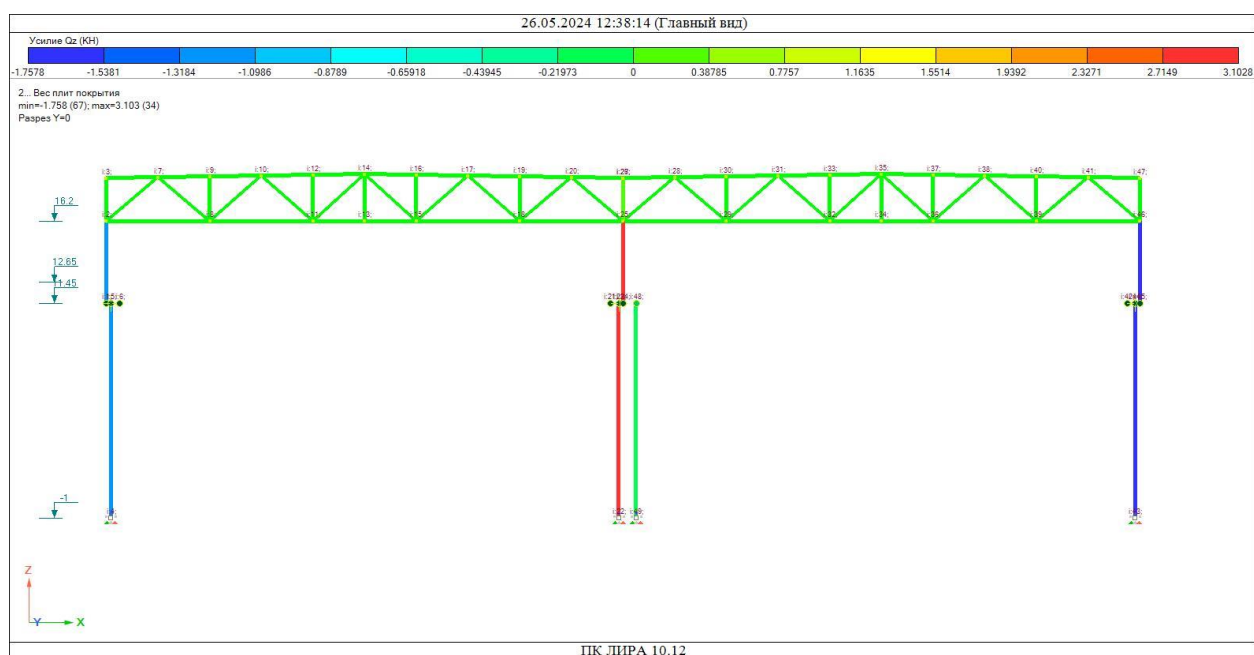


Рисунок 31 — Усилие Q_z от веса плит покрытия

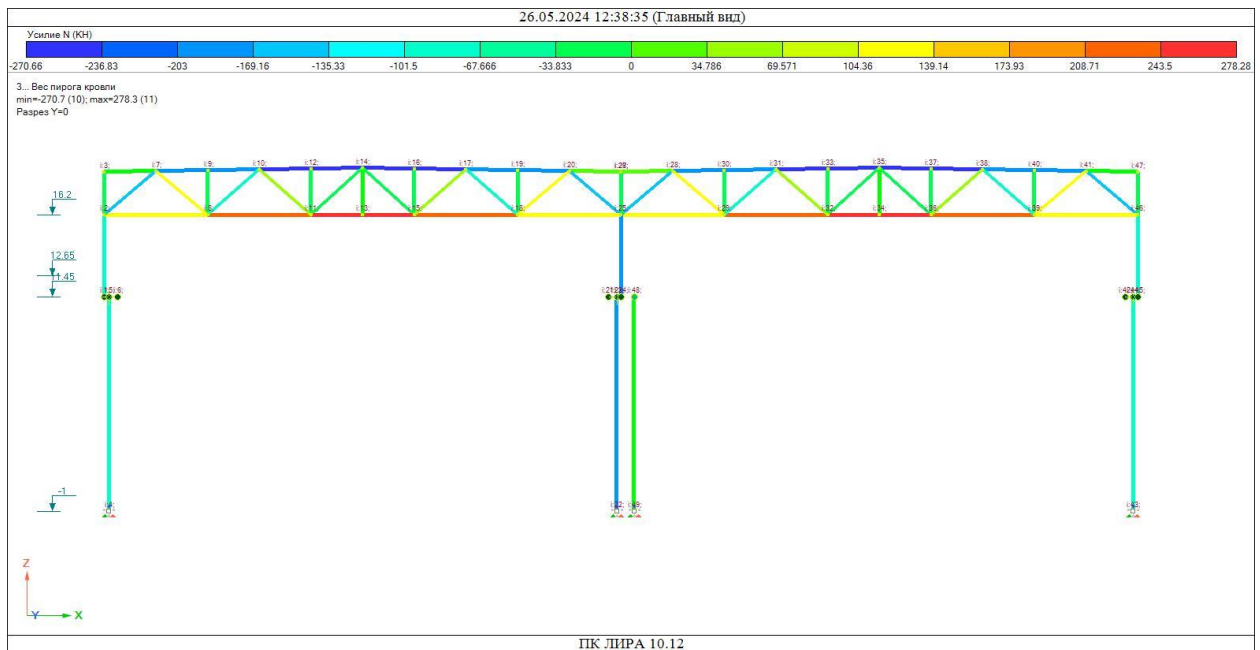


Рисунок 32 — Усилие N от веса пирога кровли

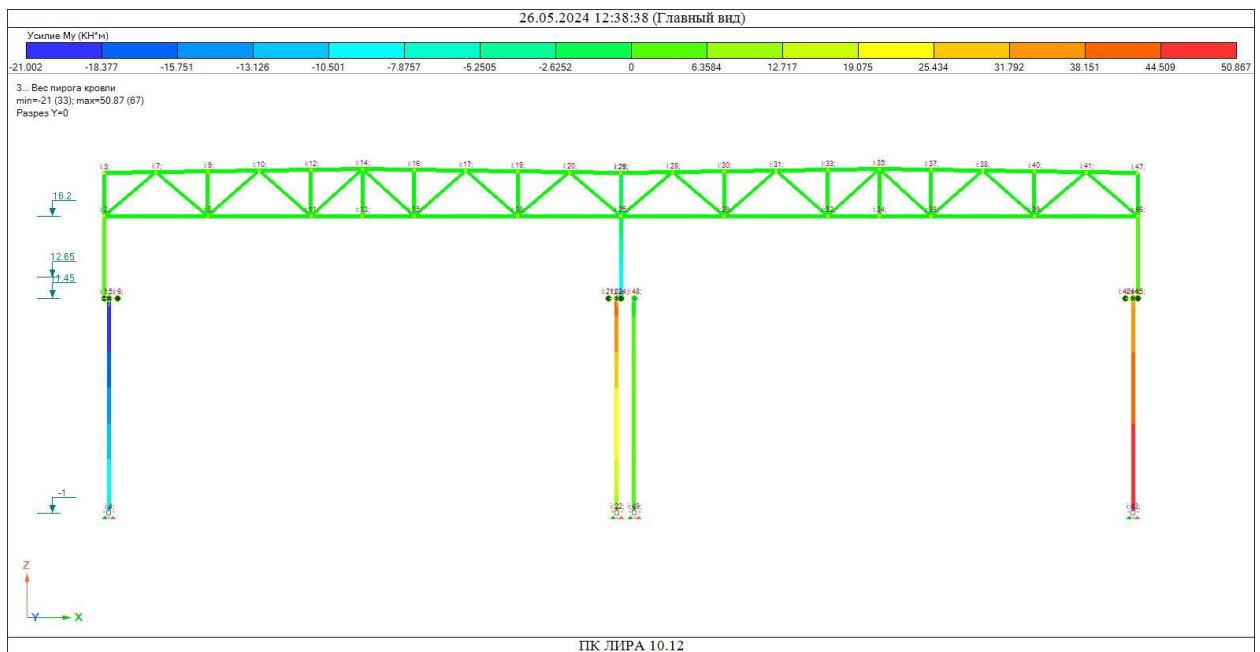


Рисунок 33 — Усилие M_y от веса пирога кровли

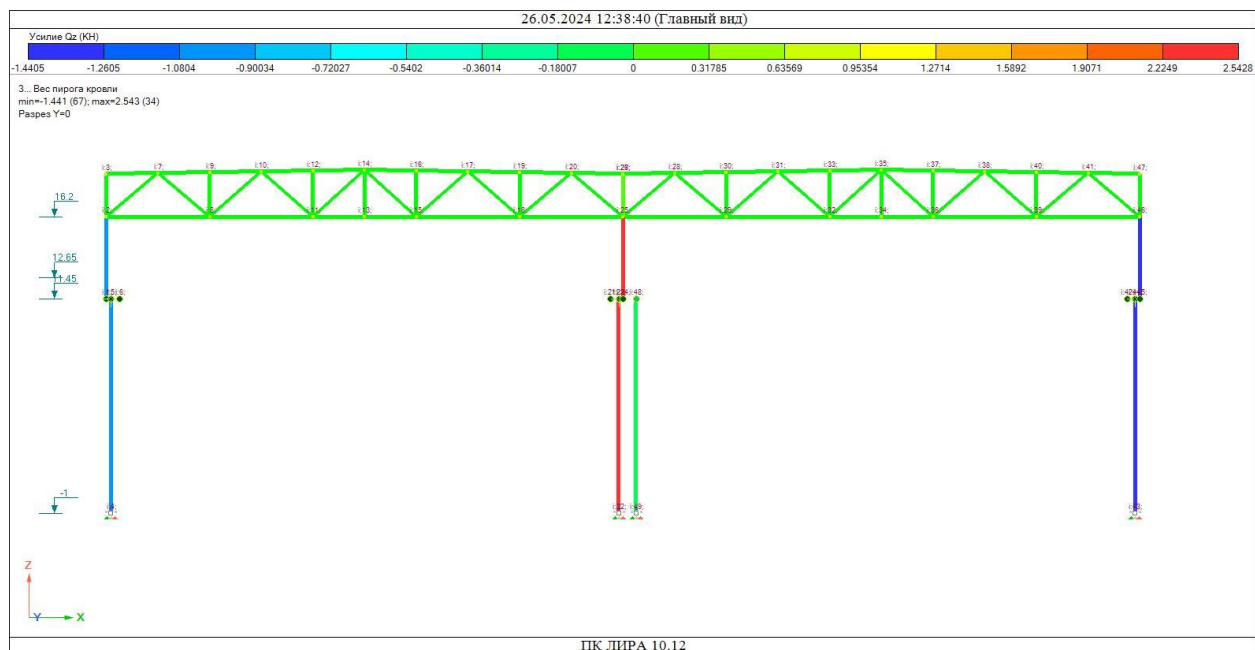


Рисунок 34 — Усилие Q_z от веса пирога кровли

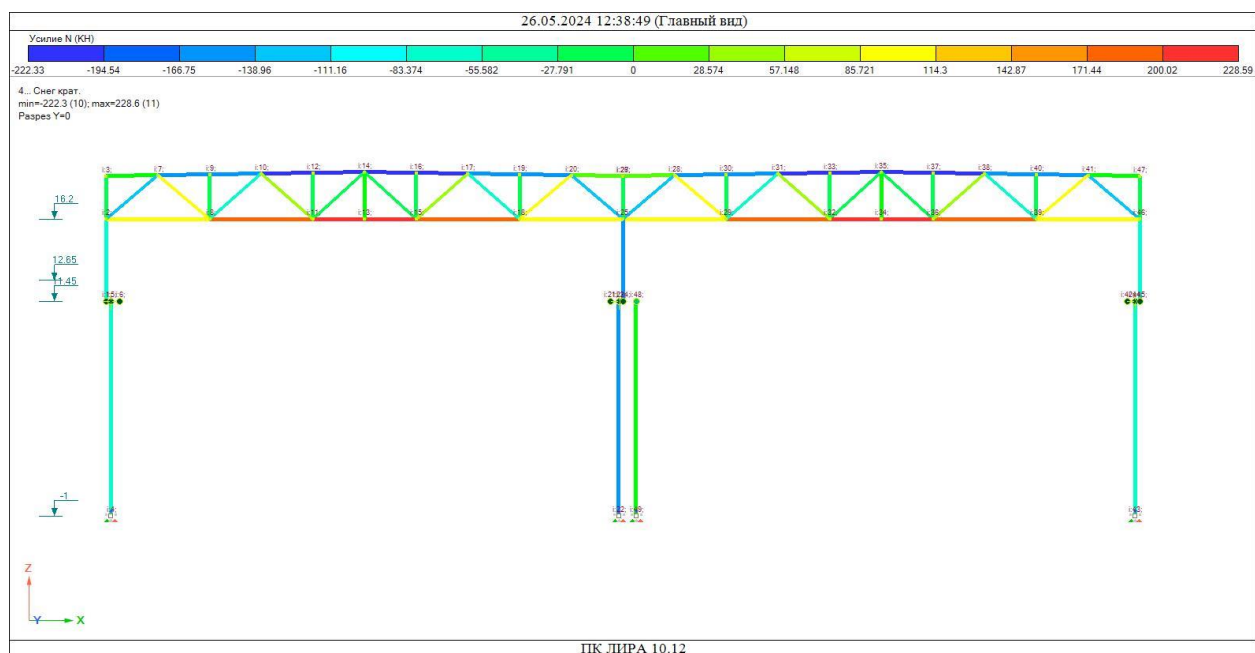


Рисунок 35 — Усилие N от снега крат.

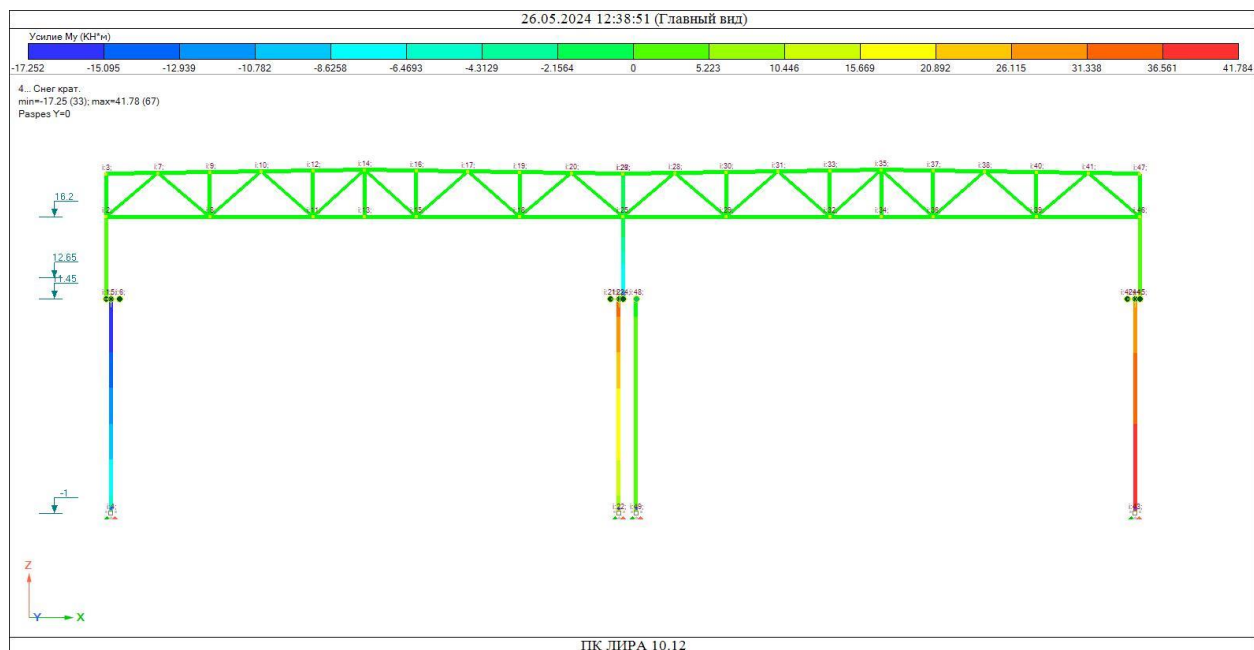


Рисунок 36 — Усилие M_y от снега крат.

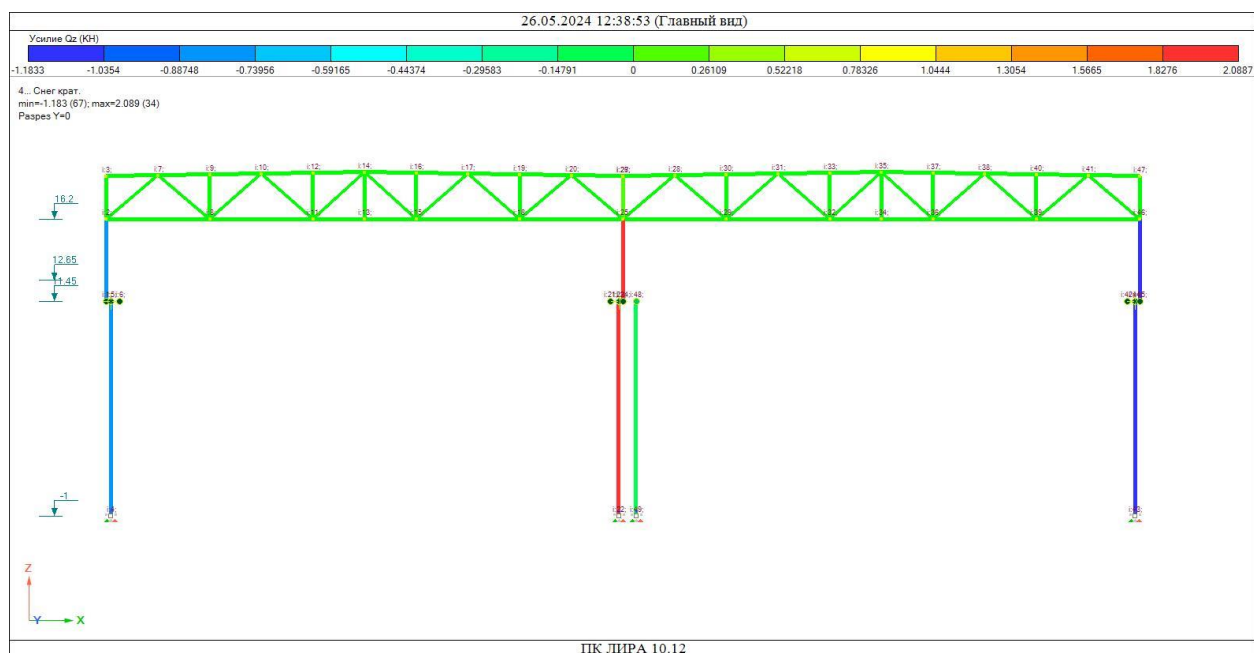


Рисунок 37 — Усилие Q_z от снега крат.

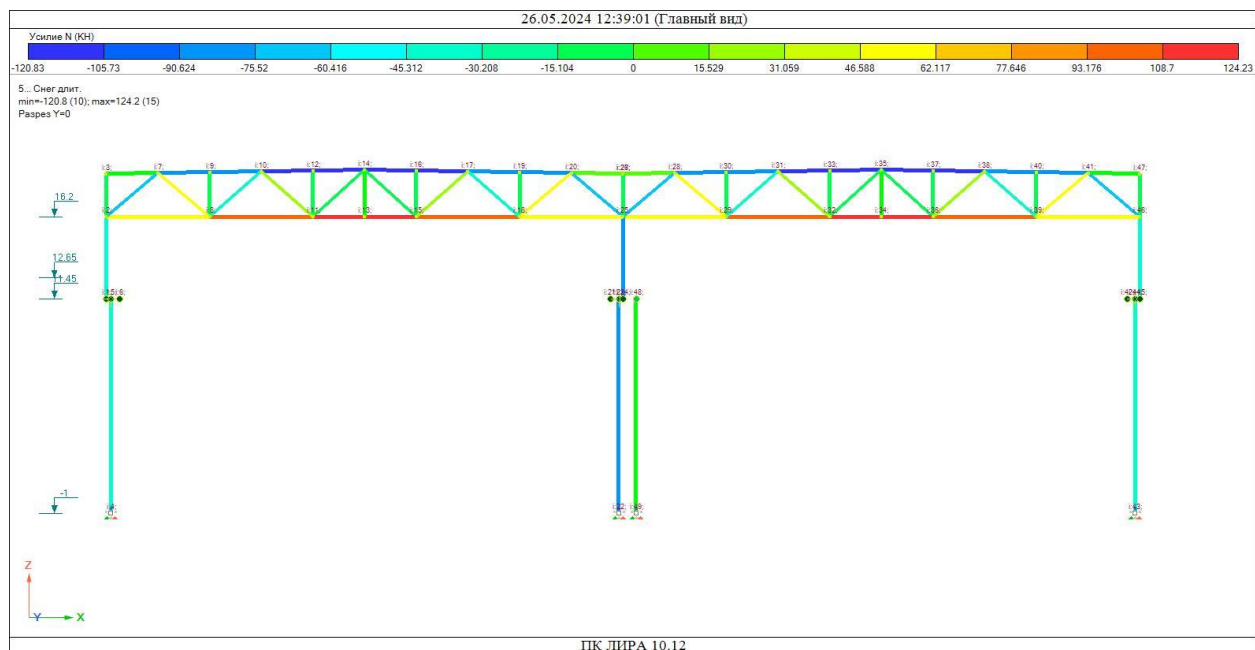


Рисунок 38 — Усилие N от снега длит.

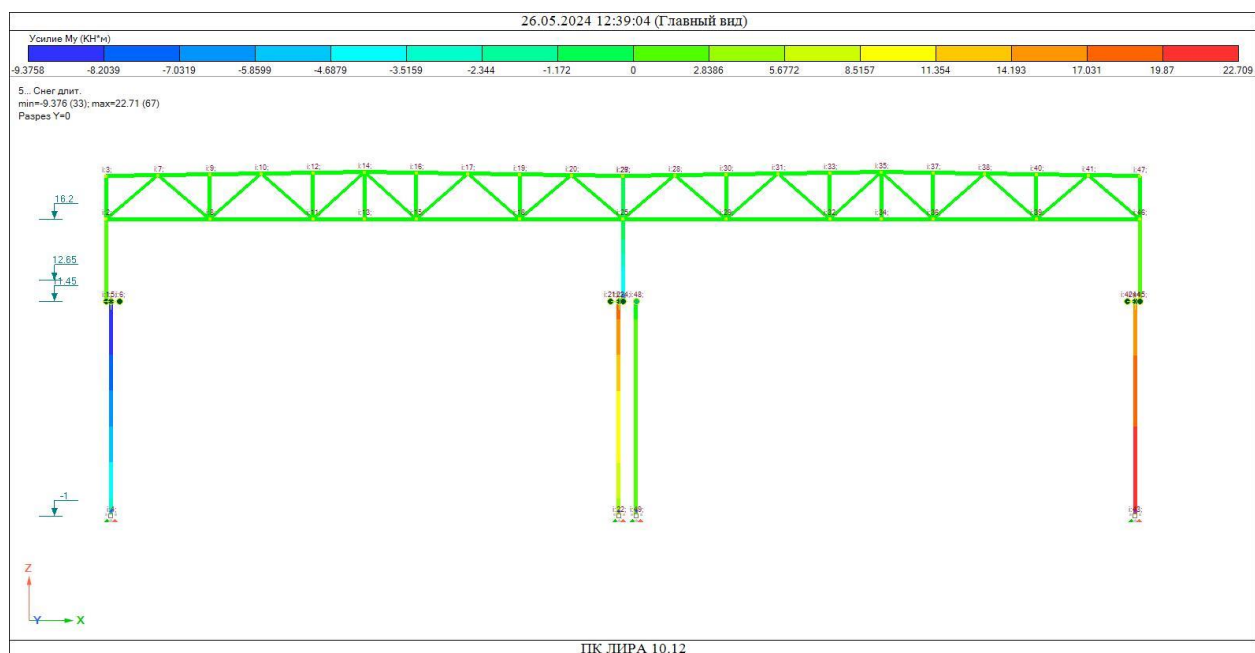


Рисунок 39 — Усилие M_y от снега длит.

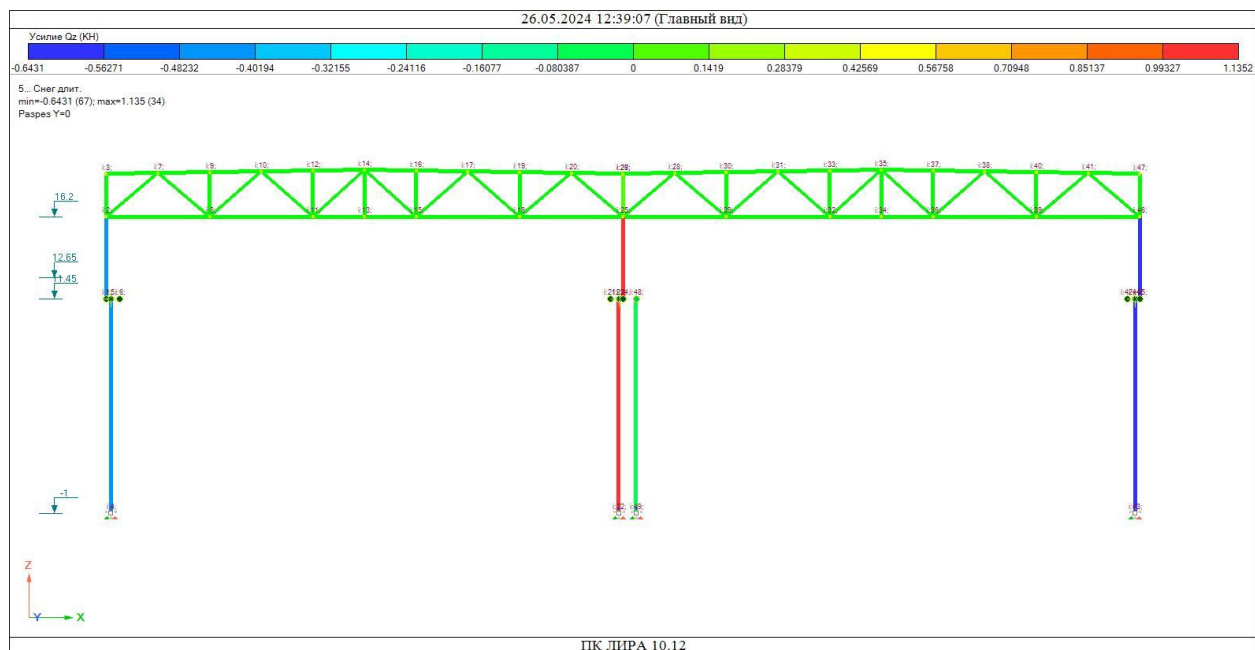


Рисунок 40 — Усилие Q_z от снега длит.

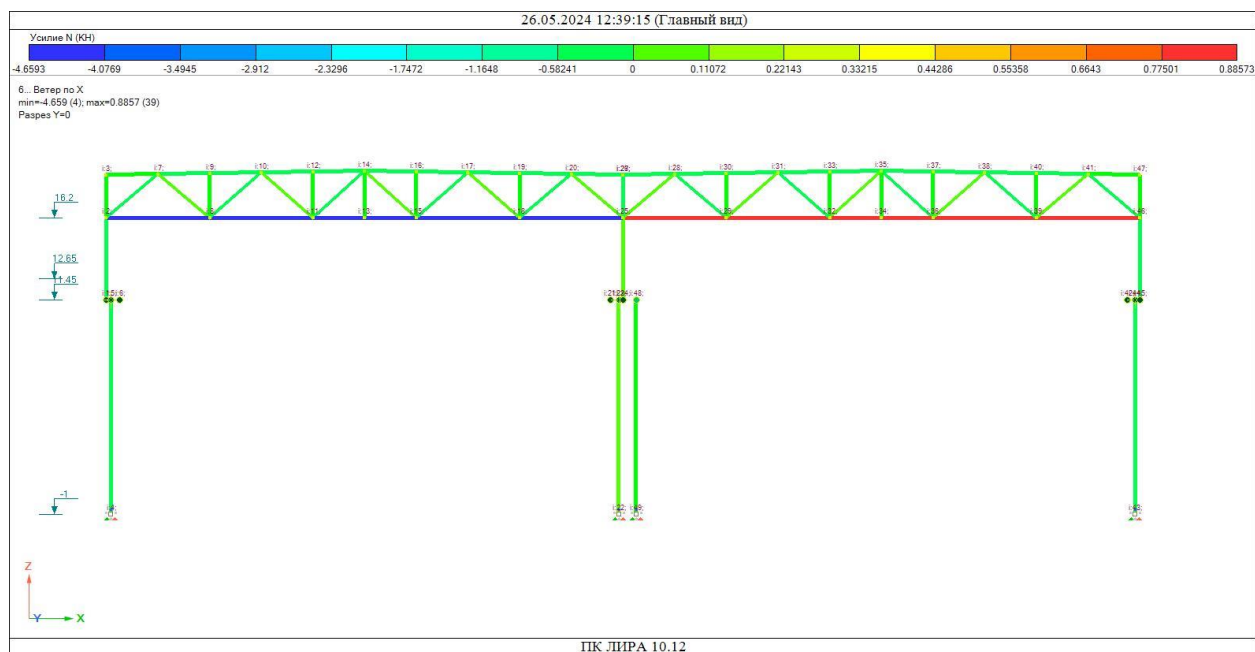


Рисунок 41 — Усилие N от ветра по X

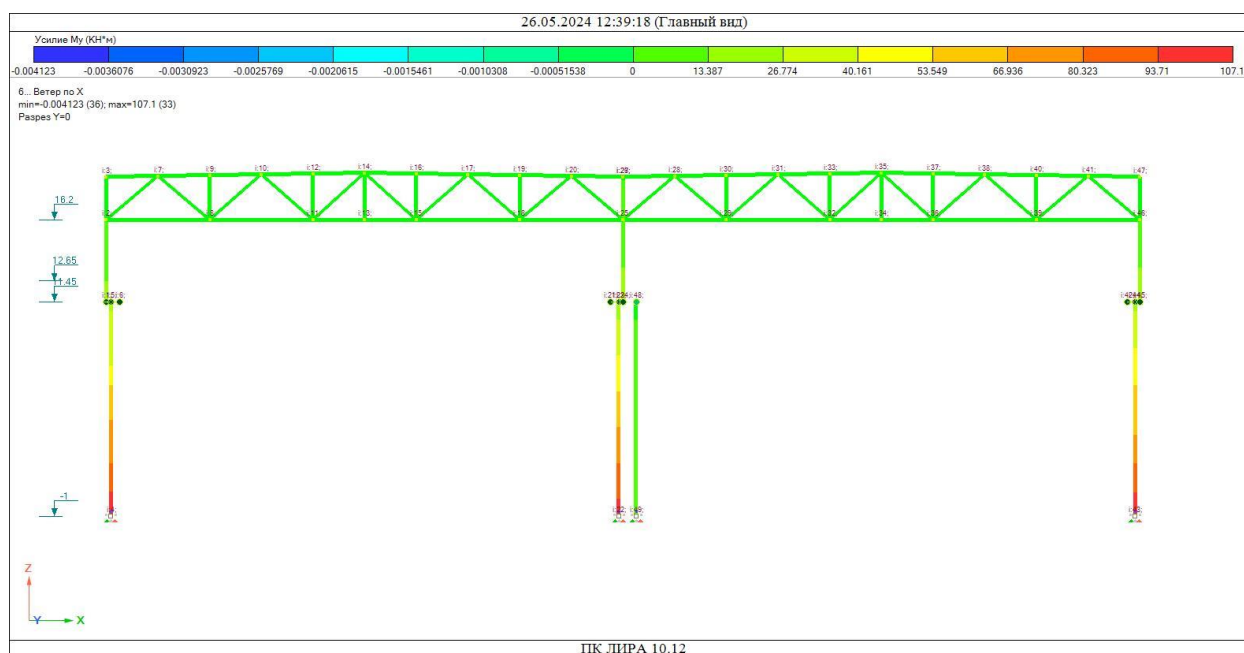


Рисунок 42 — Усилие M_y от ветра по X

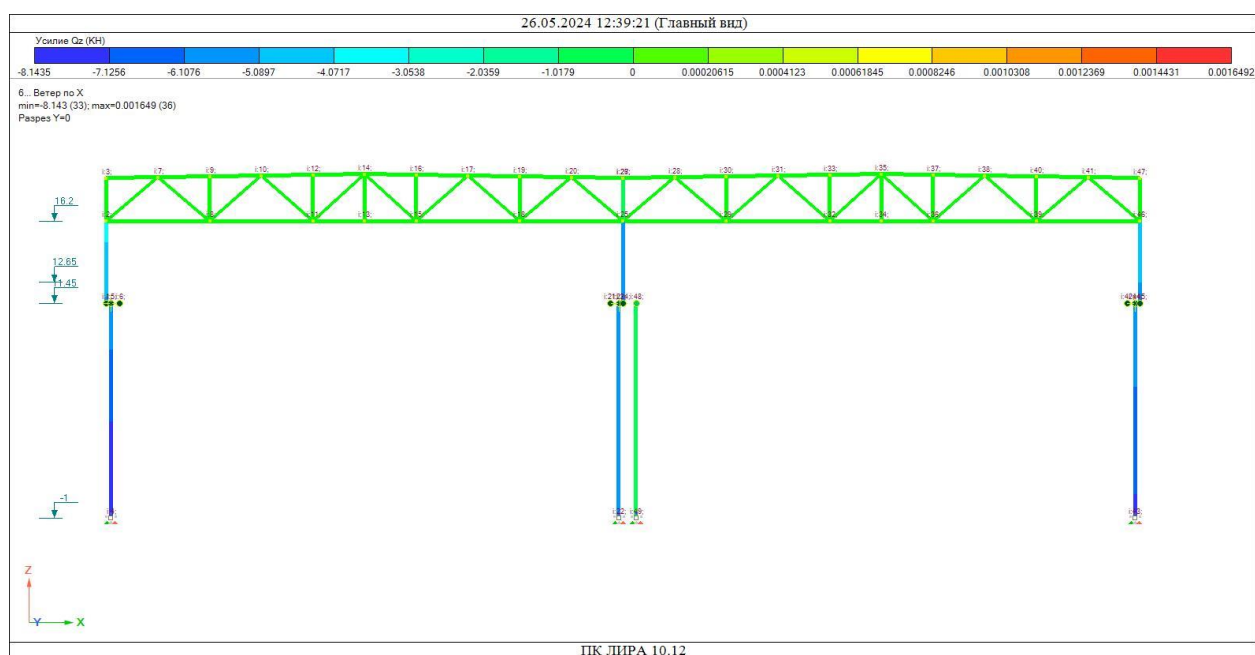


Рисунок 43 — Усилие Q_z от ветра по X

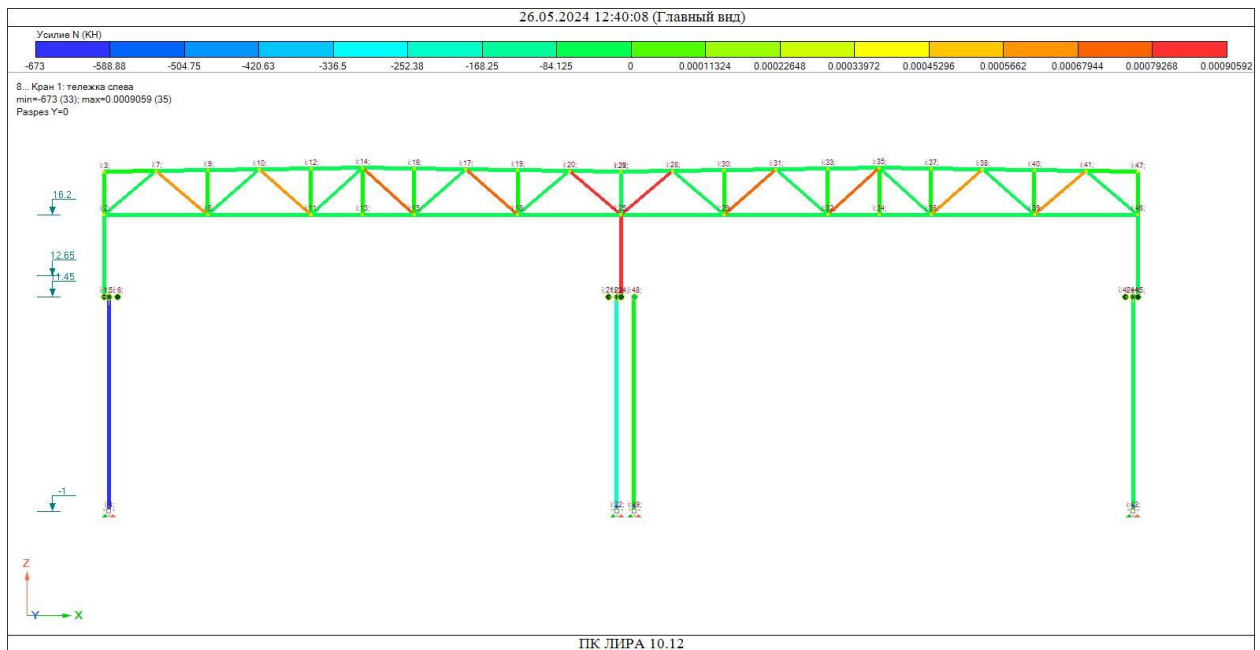


Рисунок 44 — Усилия N от крана 1 тележка слева

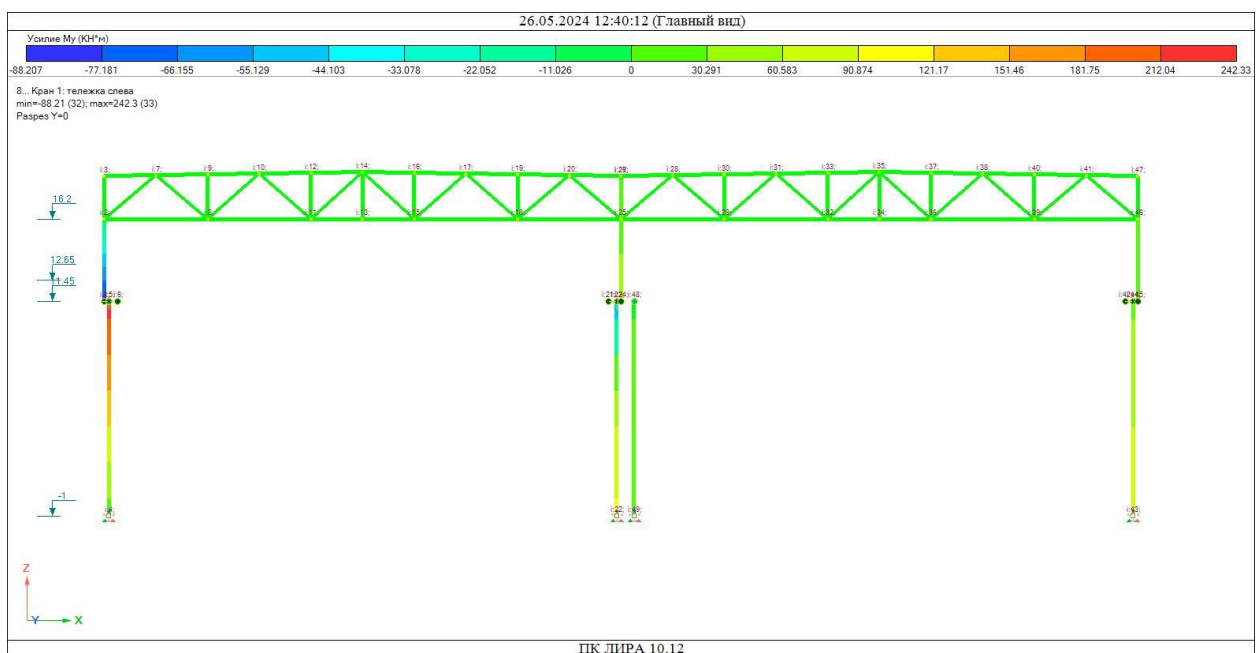


Рисунок 45 — Усилия Mu от крана 1 тележка слева

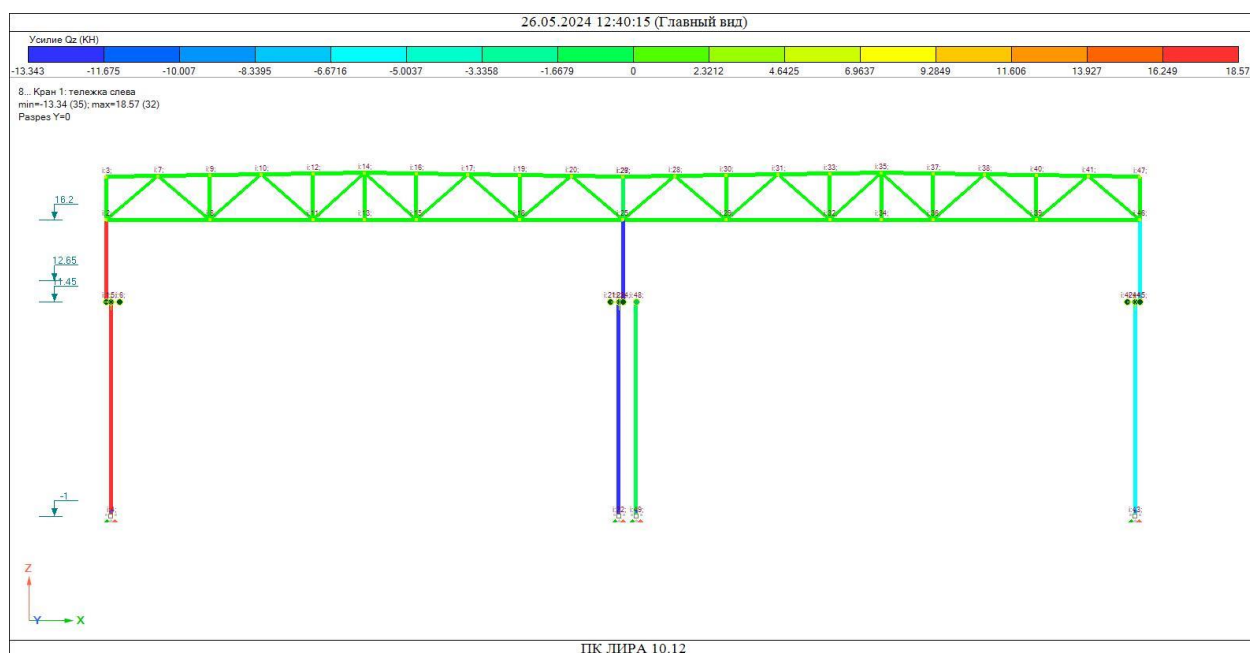


Рисунок 46 — Усилие Q_z от крана 1 тележка слева

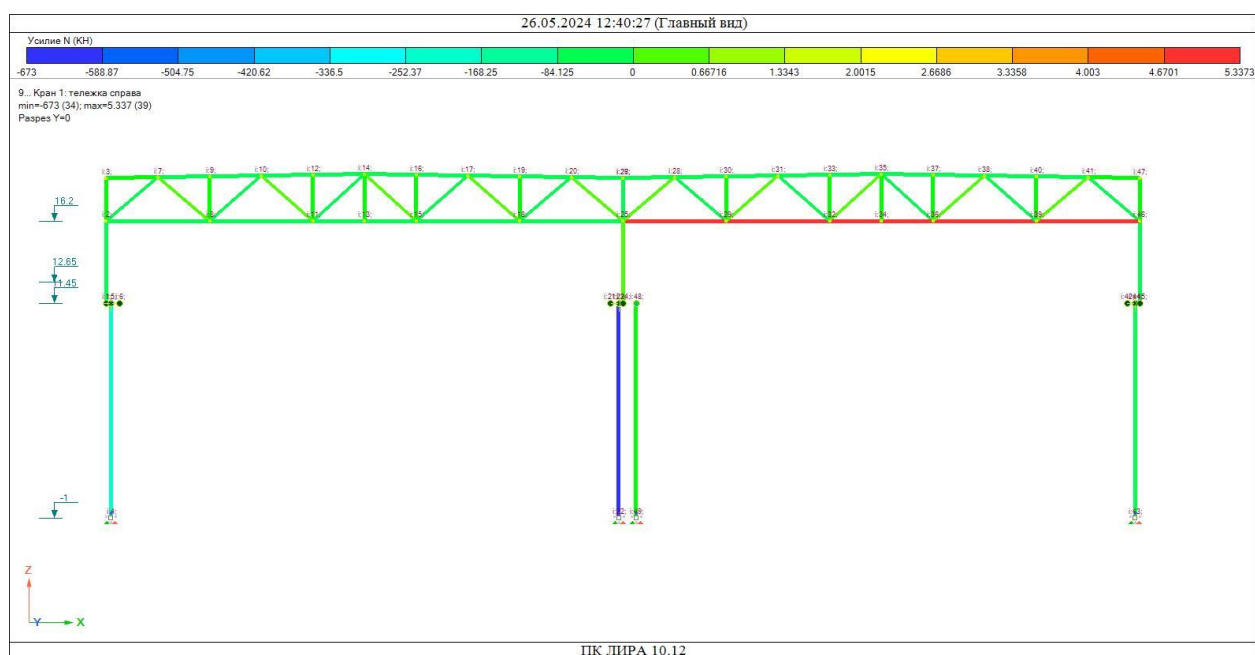


Рисунок 47 — Усилие N от крана 1 тележка справа

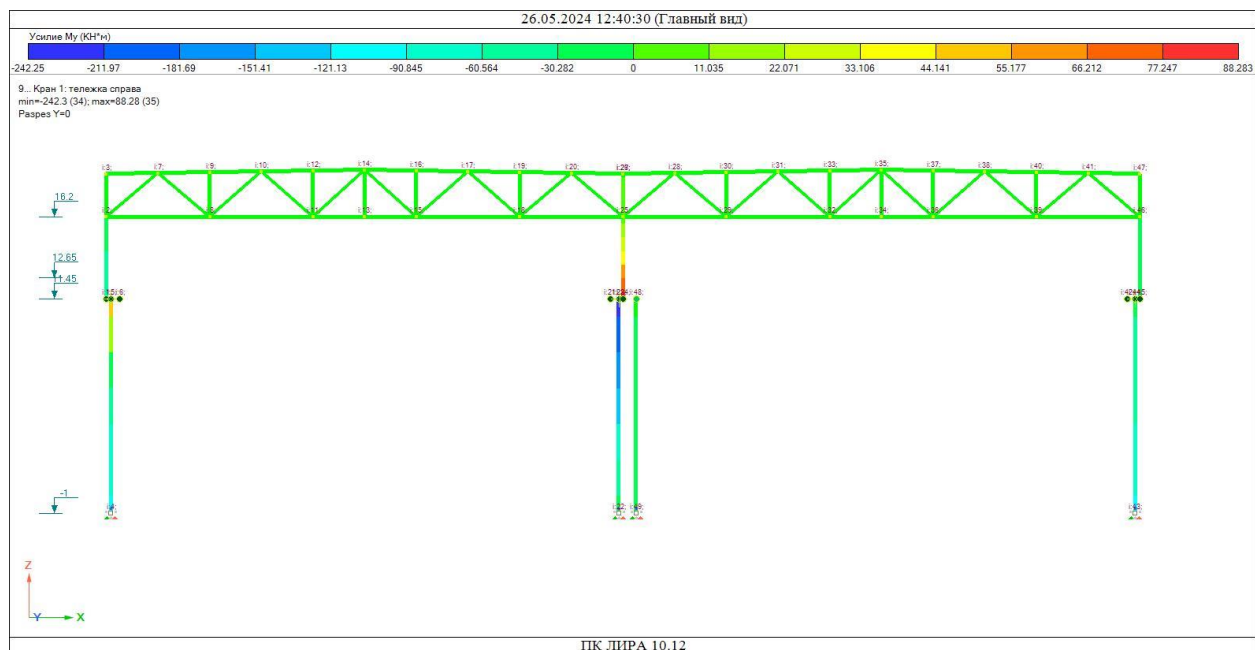


Рисунок 48 — Усилие M_y от крана 1 тележка справа

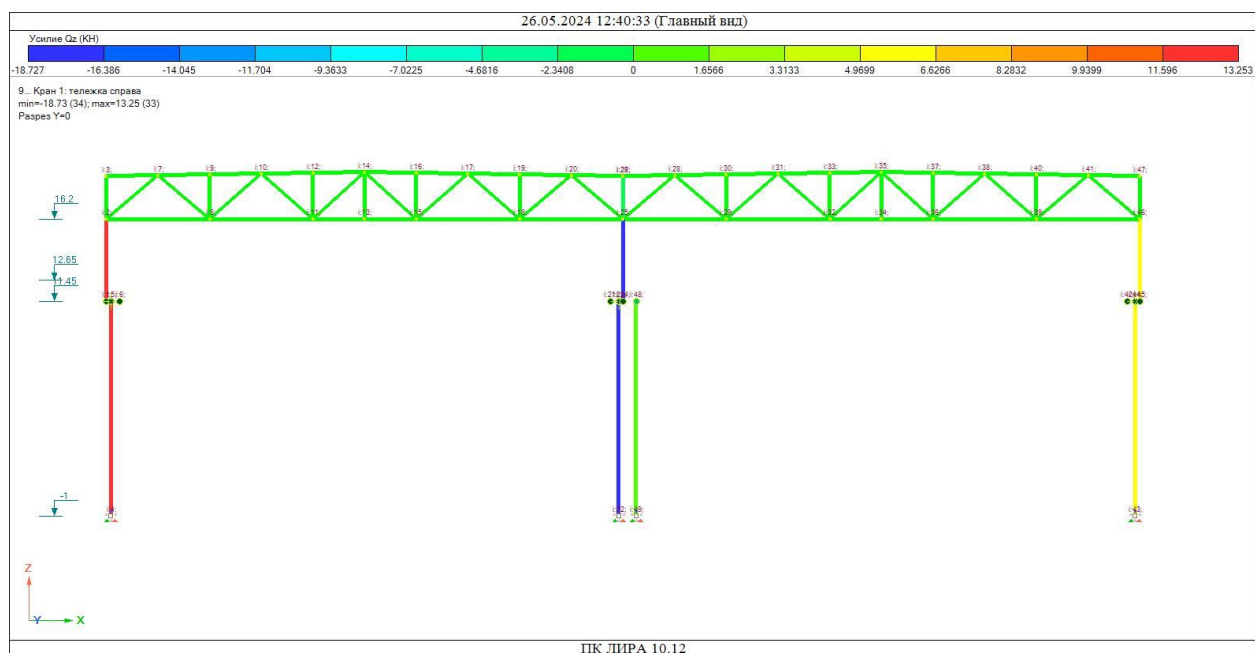


Рисунок 49 — Усилие Q_z от крана 1 тележка справа

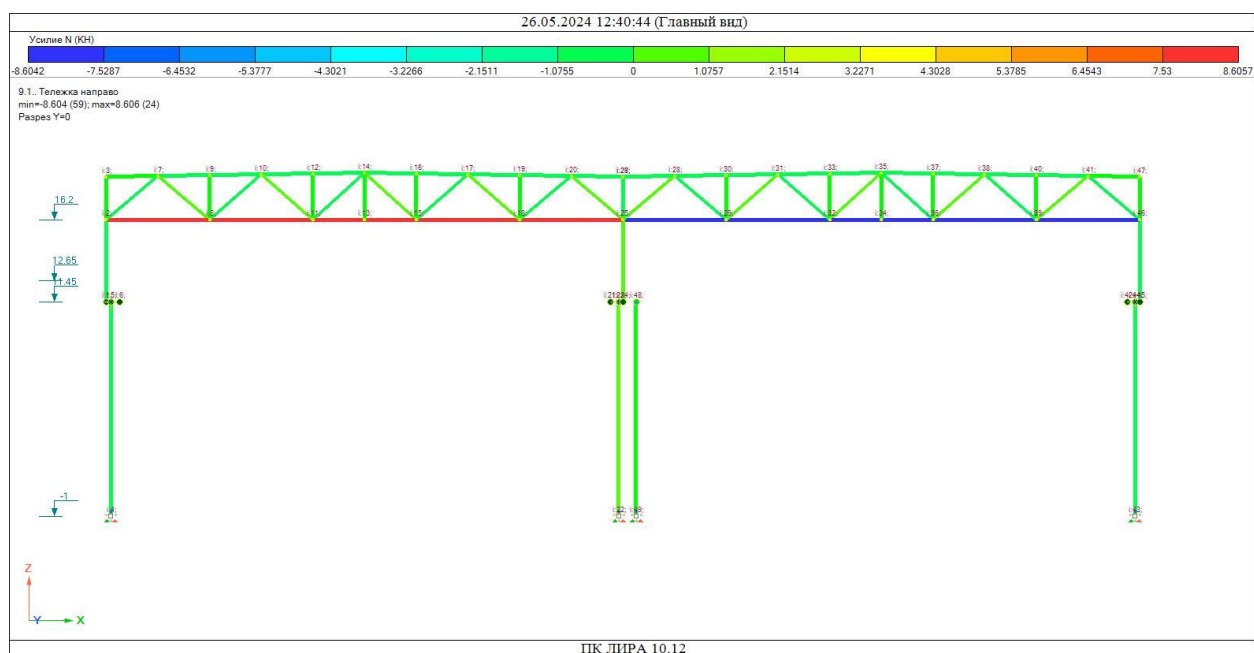


Рисунок 50 — Усилие N от торможения тележки 1 направо

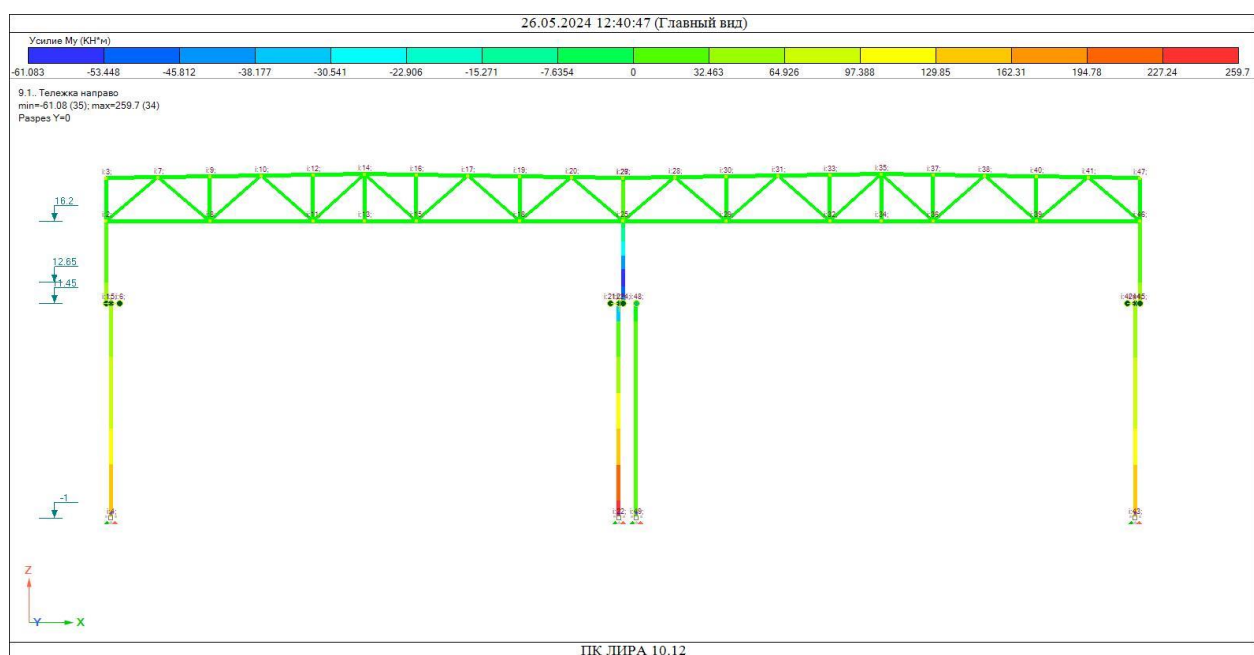


Рисунок 51 — Усилие M_y от торможения тележки 1 направо

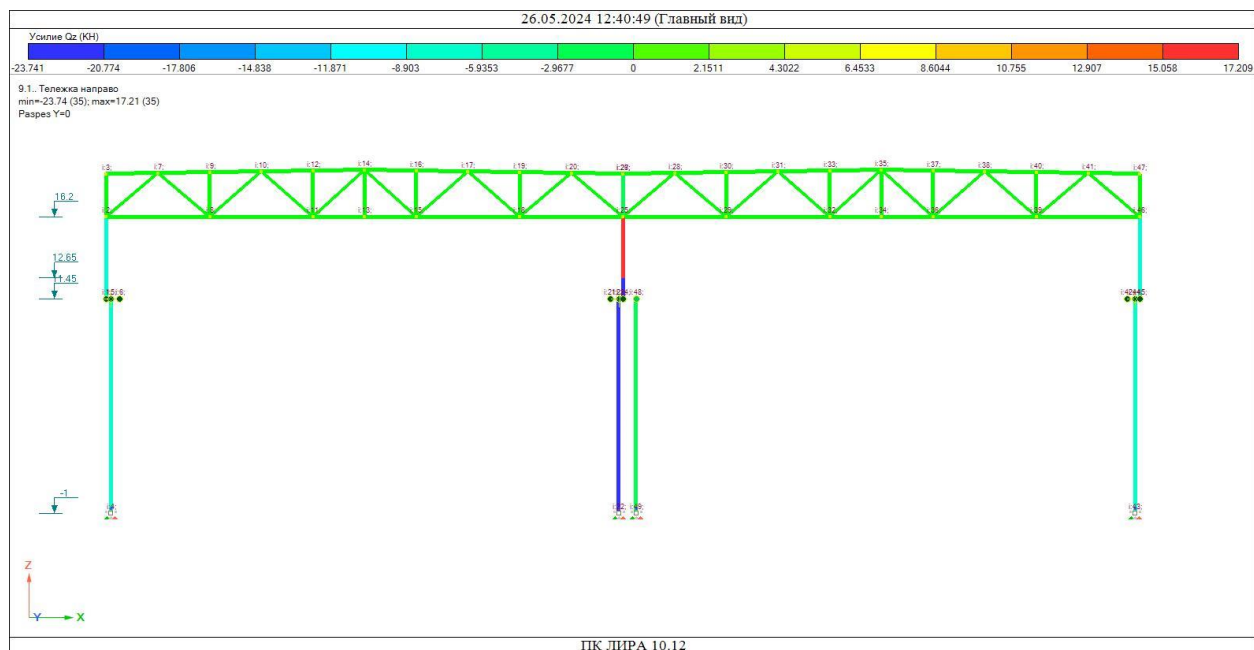


Рисунок 52 — Усилие Q_z от торможения тележки 1 направо

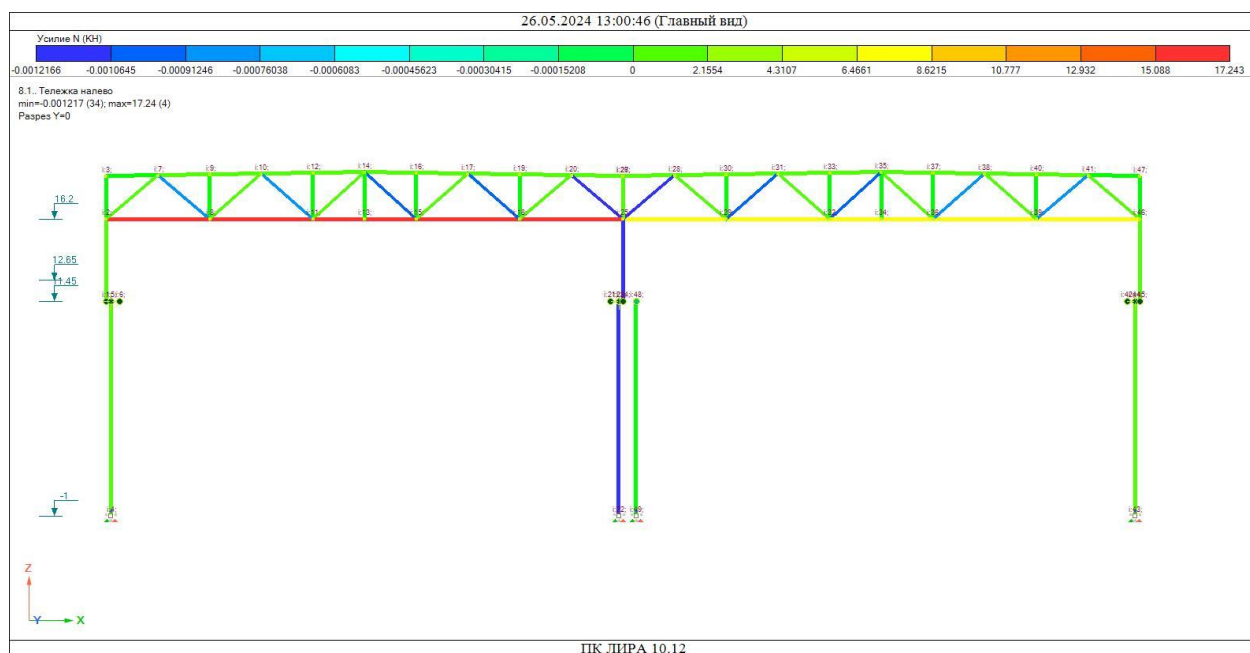


Рисунок 53 — Усилие N от торможения тележки 1 налево

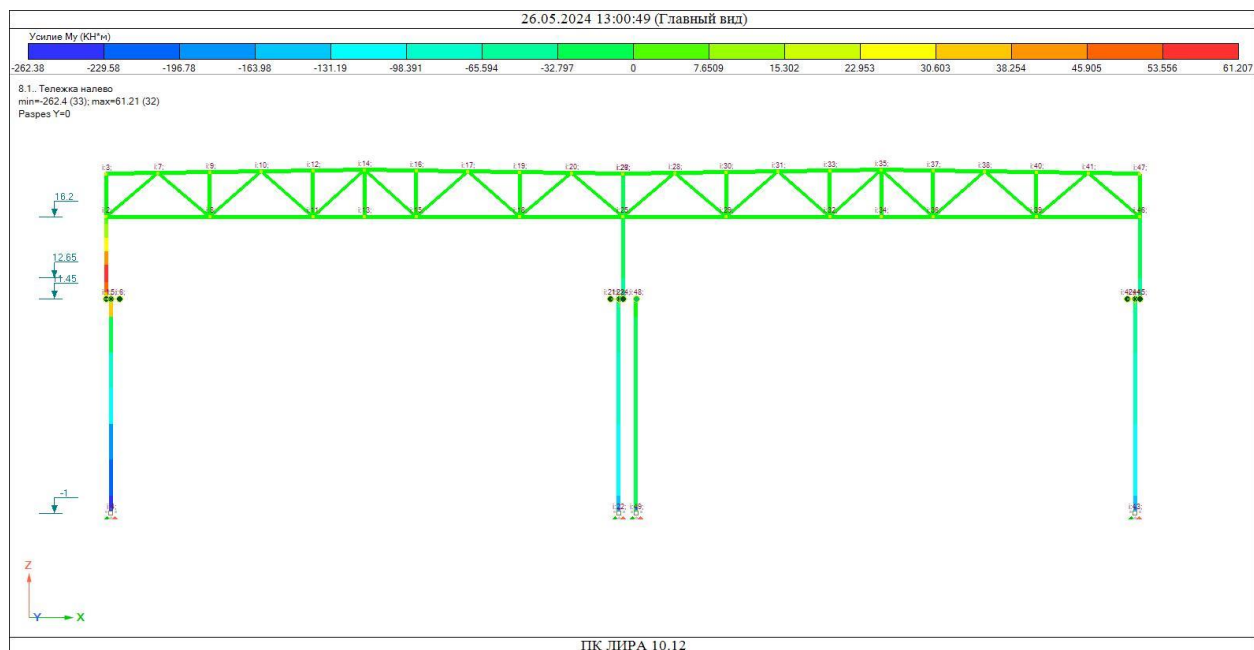


Рисунок 54 — Усилие M_y от торможения тележки 1 налево

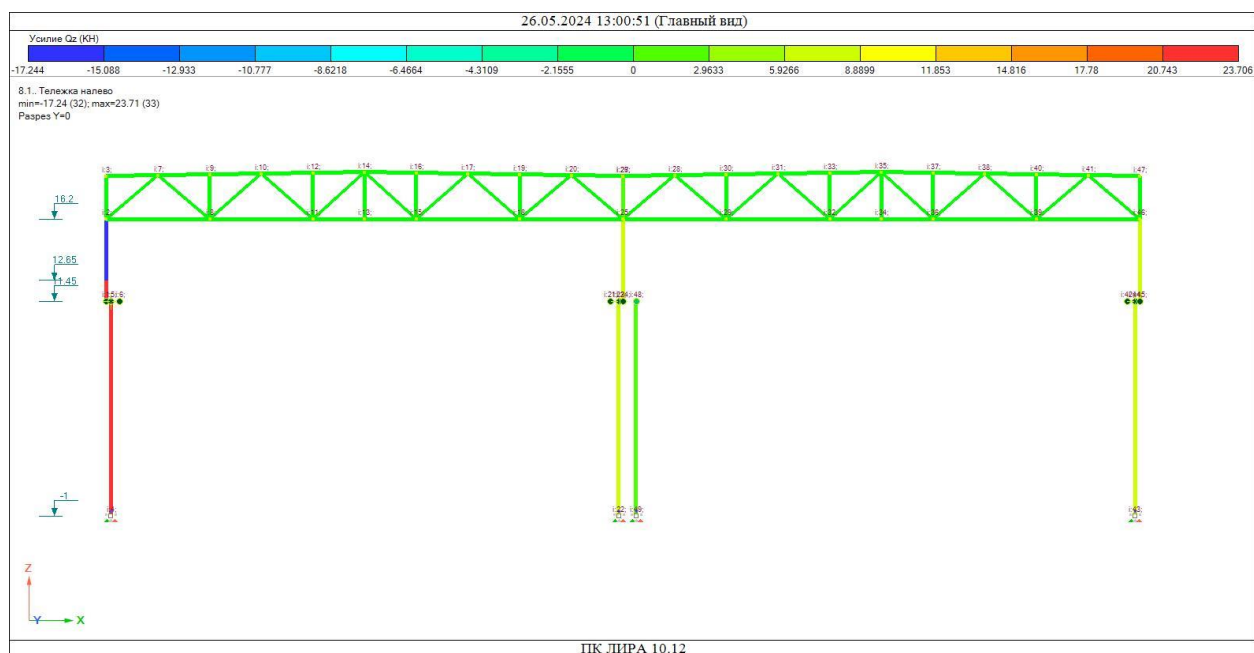


Рисунок 55 — Усилие Q_z от торможения тележки 1 налево

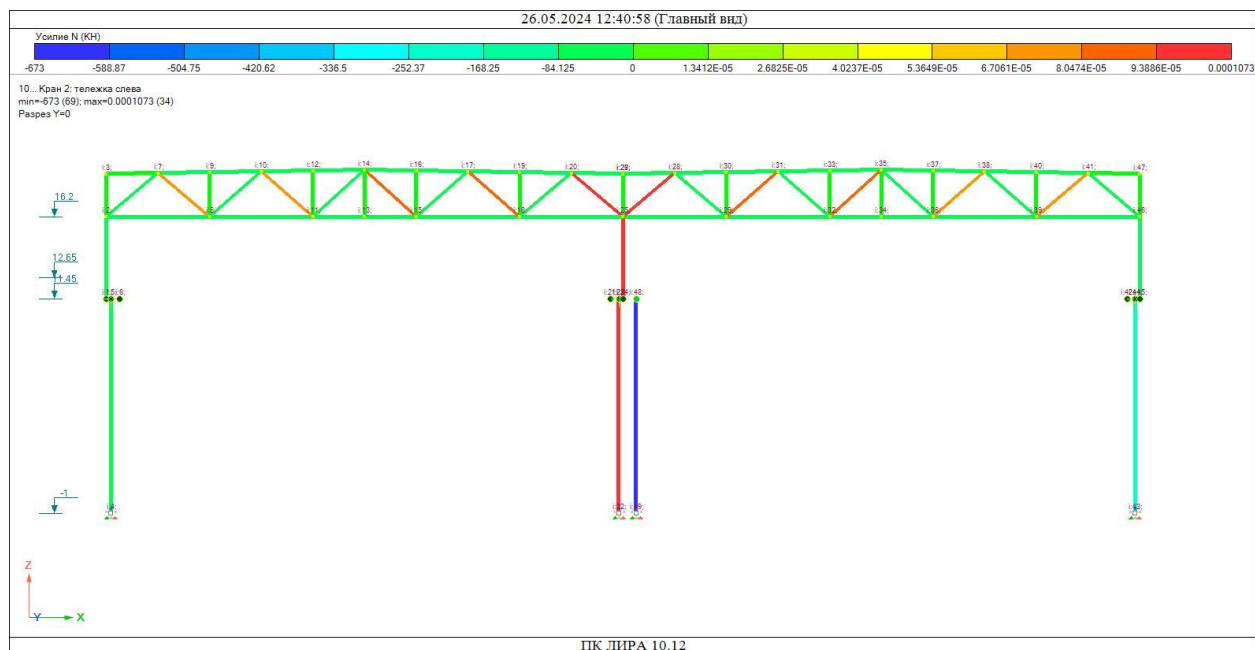


Рисунок 56 — Усилия N от крана 2 тележка слева

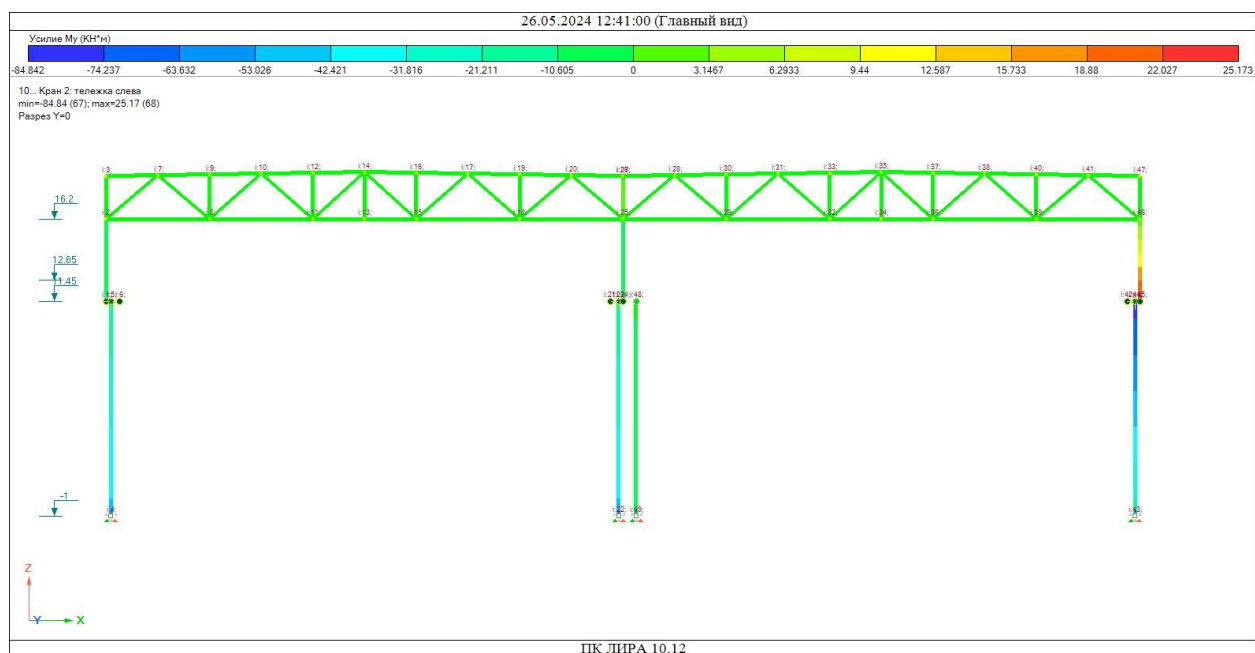


Рисунок 57— Усилия M_y от крана 2 тележка слева

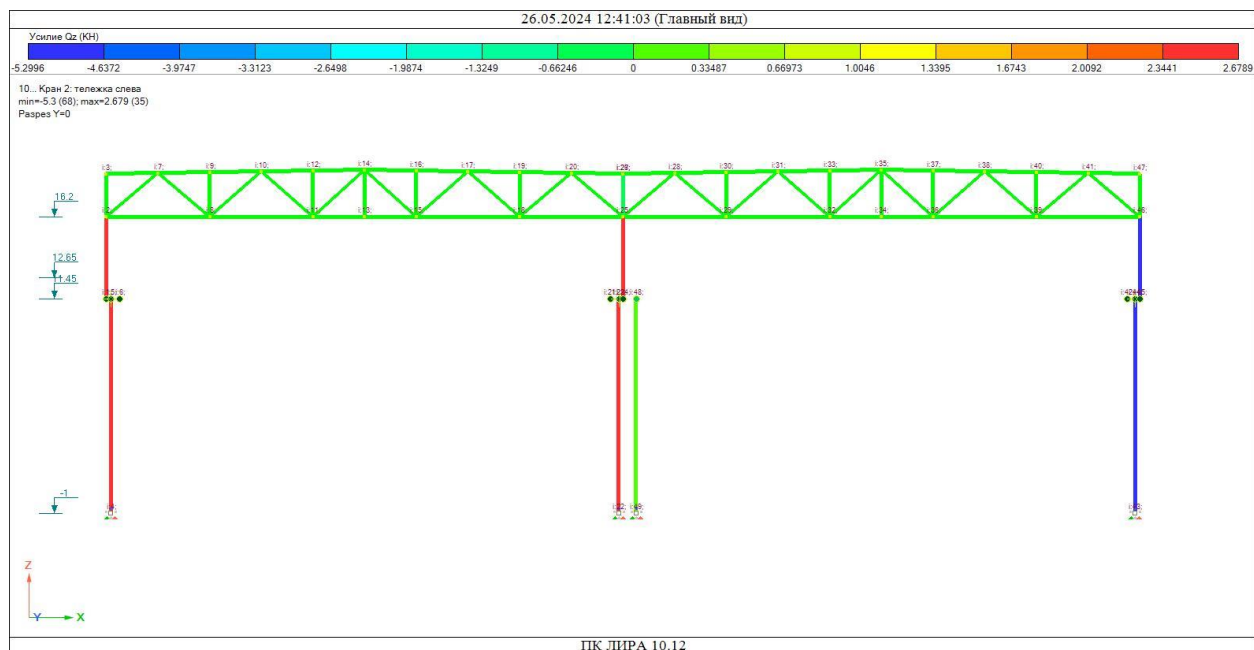


Рисунок 58 — Усилие Q_z от крана 2 тележка слева

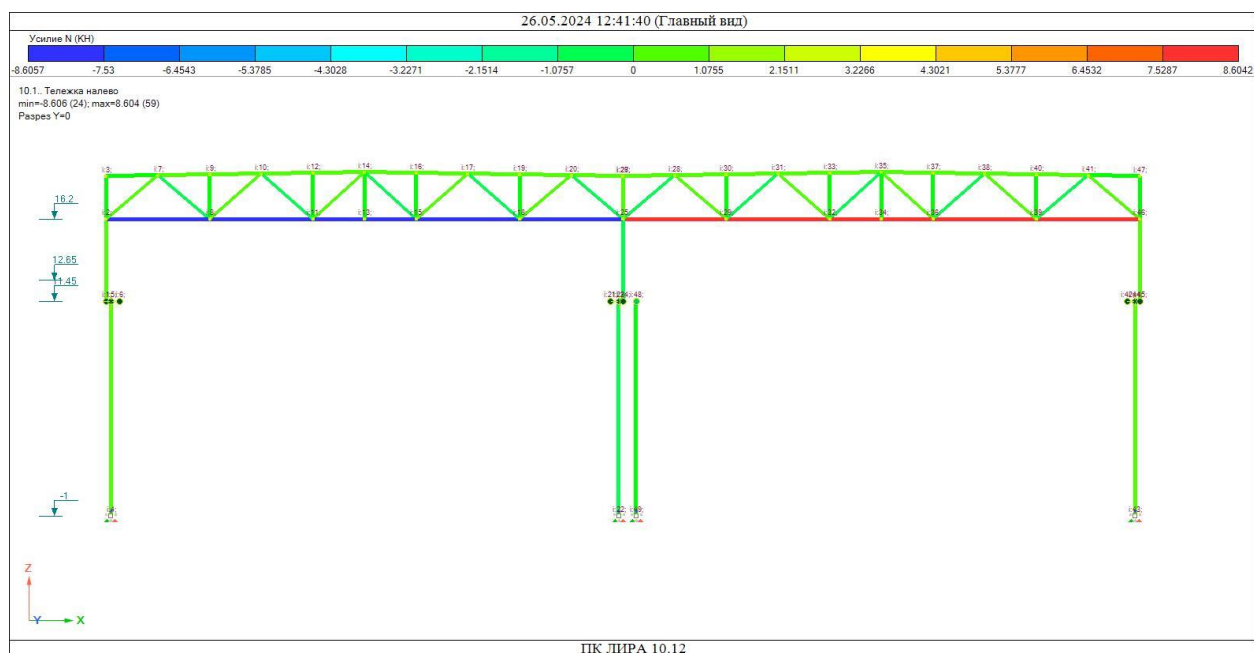


Рисунок 59— Усилие N от торможения тележки 2 налево

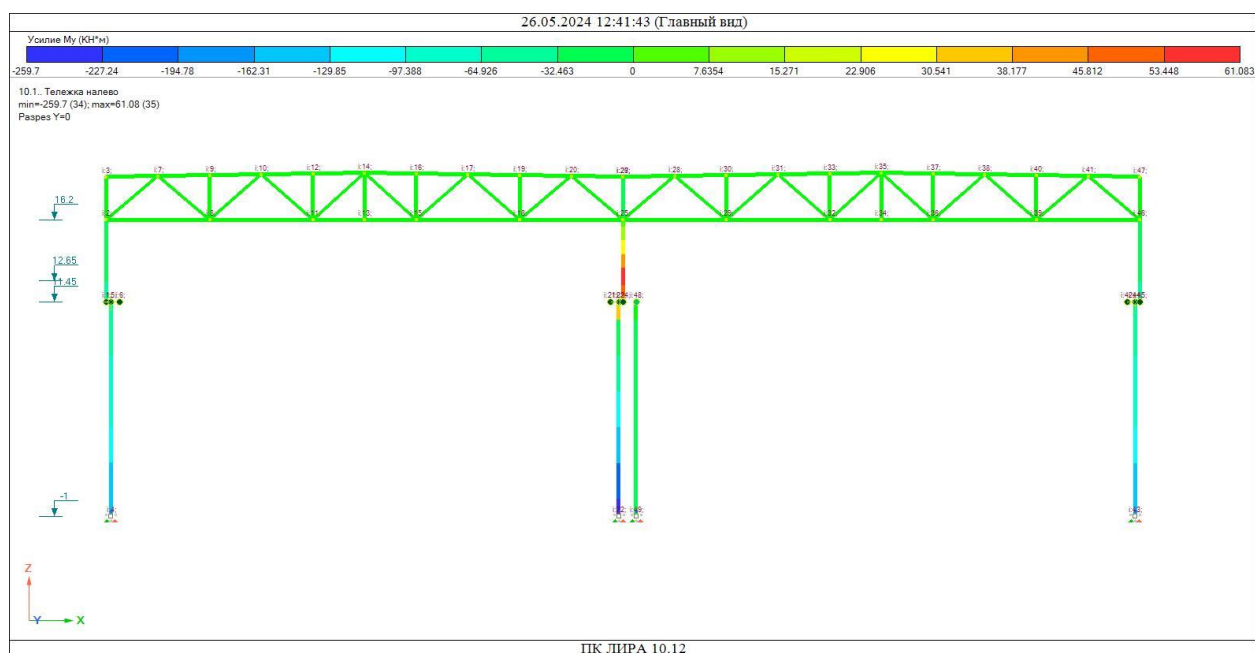


Рисунок 60 — Усилия M_y от торможения тележки 2 налево

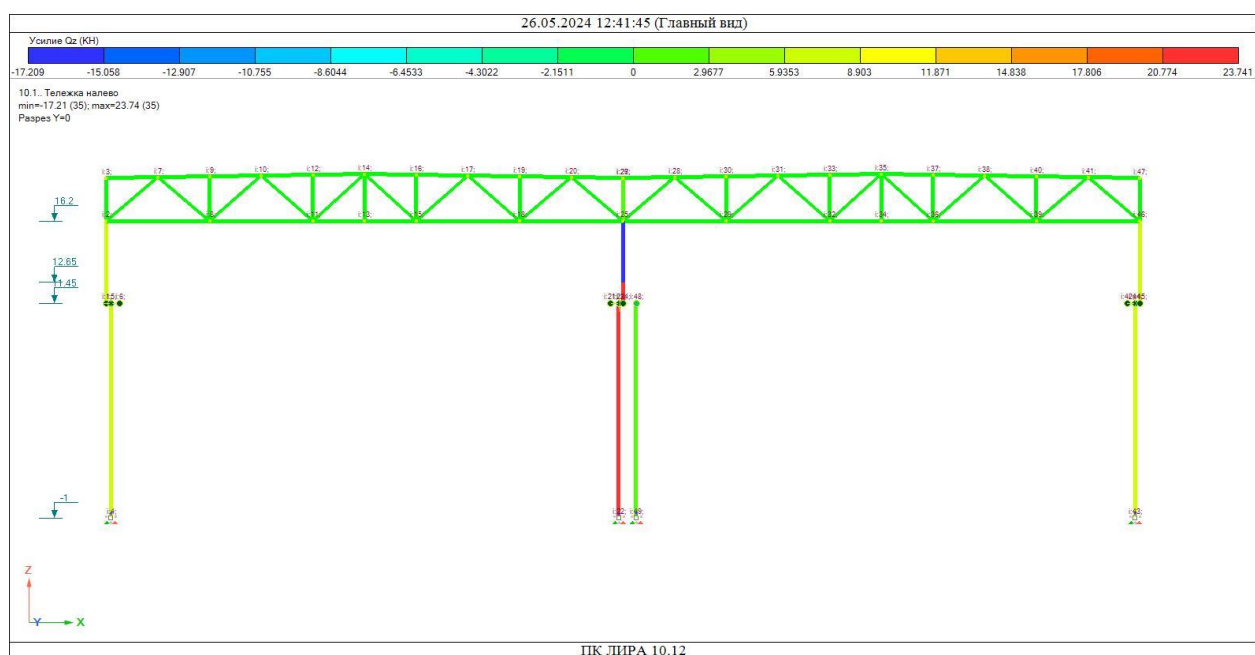


Рисунок 61 — Усилия Q_z от торможения тележки 2 налево

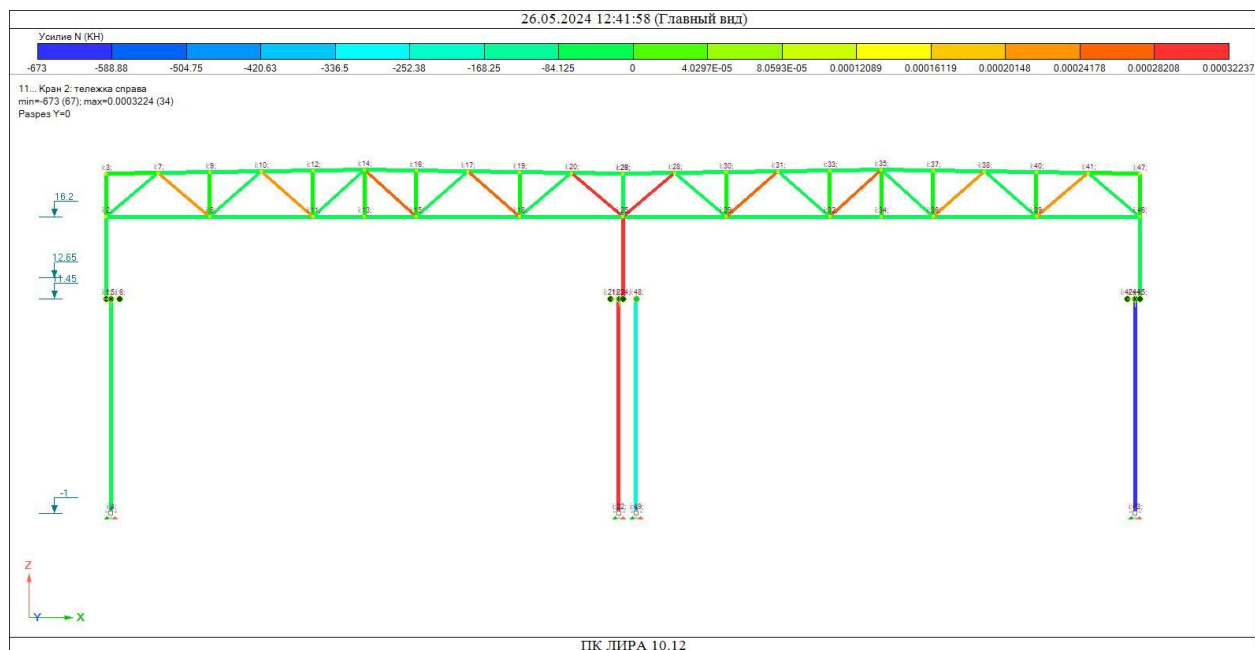


Рисунок 62 — Усилие N от крана 2 тележка справа

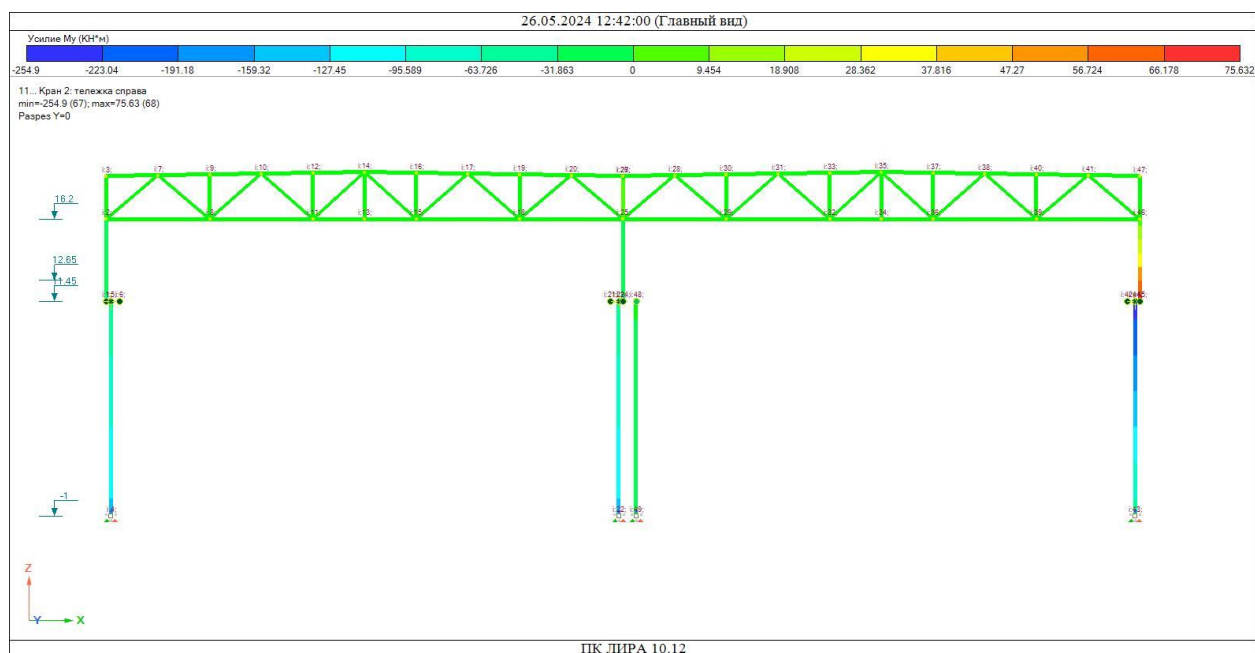


Рисунок 63 — Усилие M_y от крана 2 тележка справа

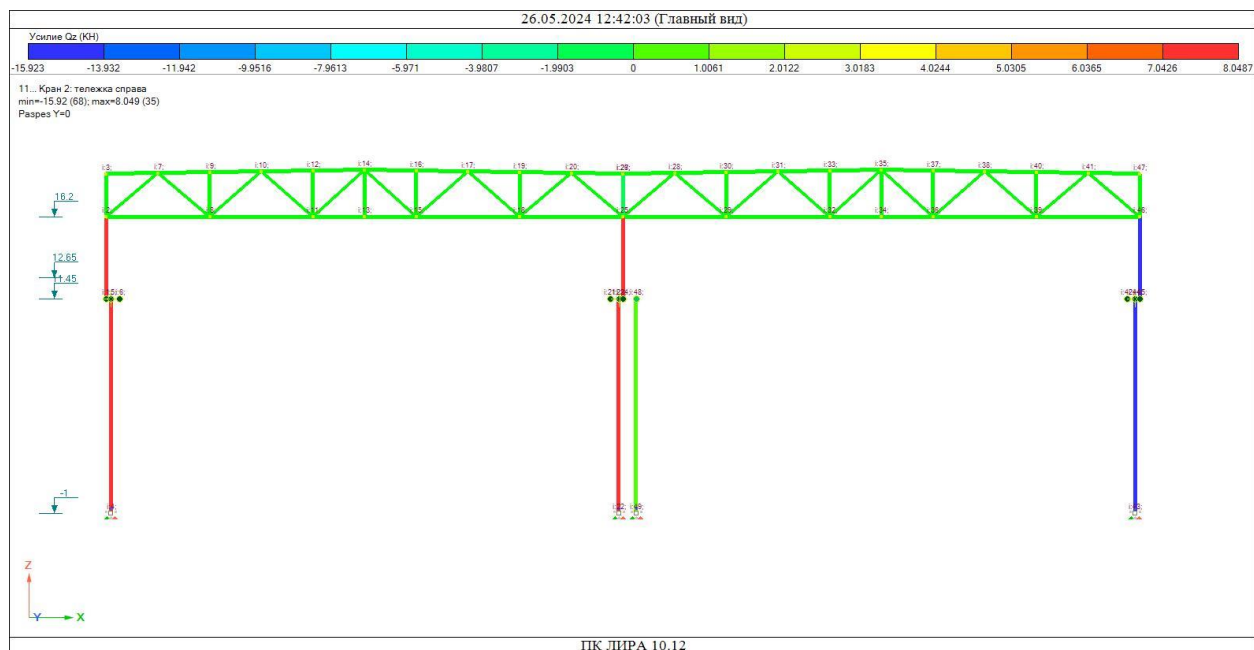


Рисунок 64 — Усилие Q_z от крана 2 тележка справа

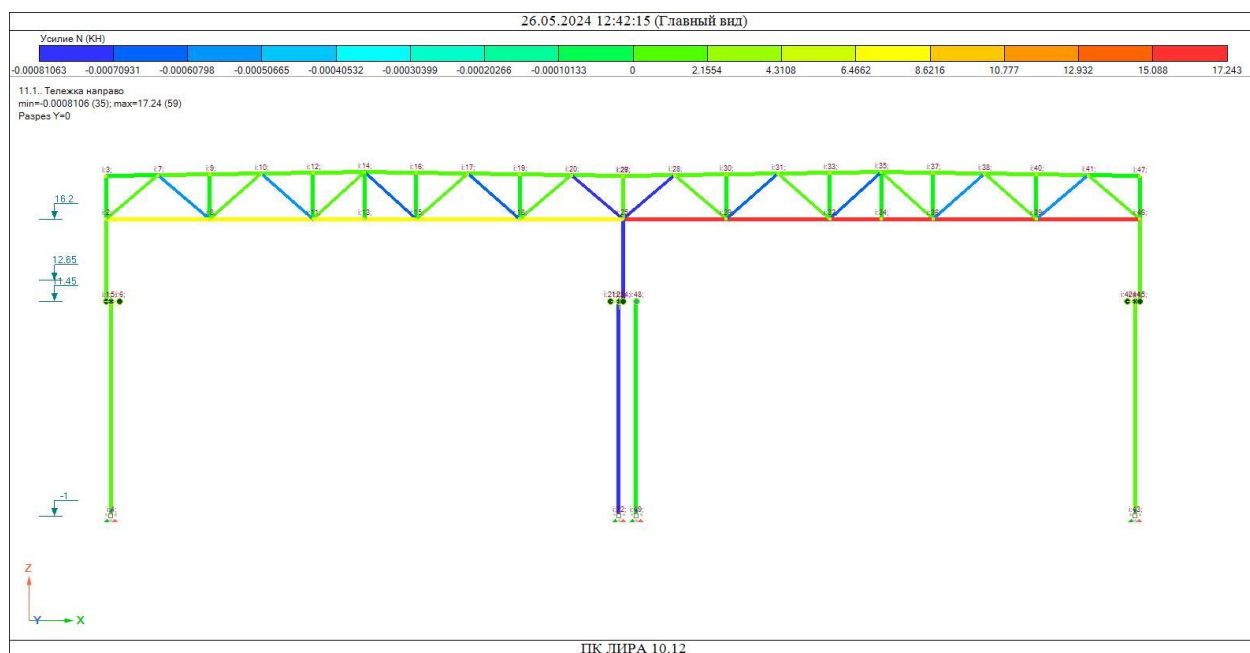


Рисунок 65 — Усилие N от торможения тележки 2 направо

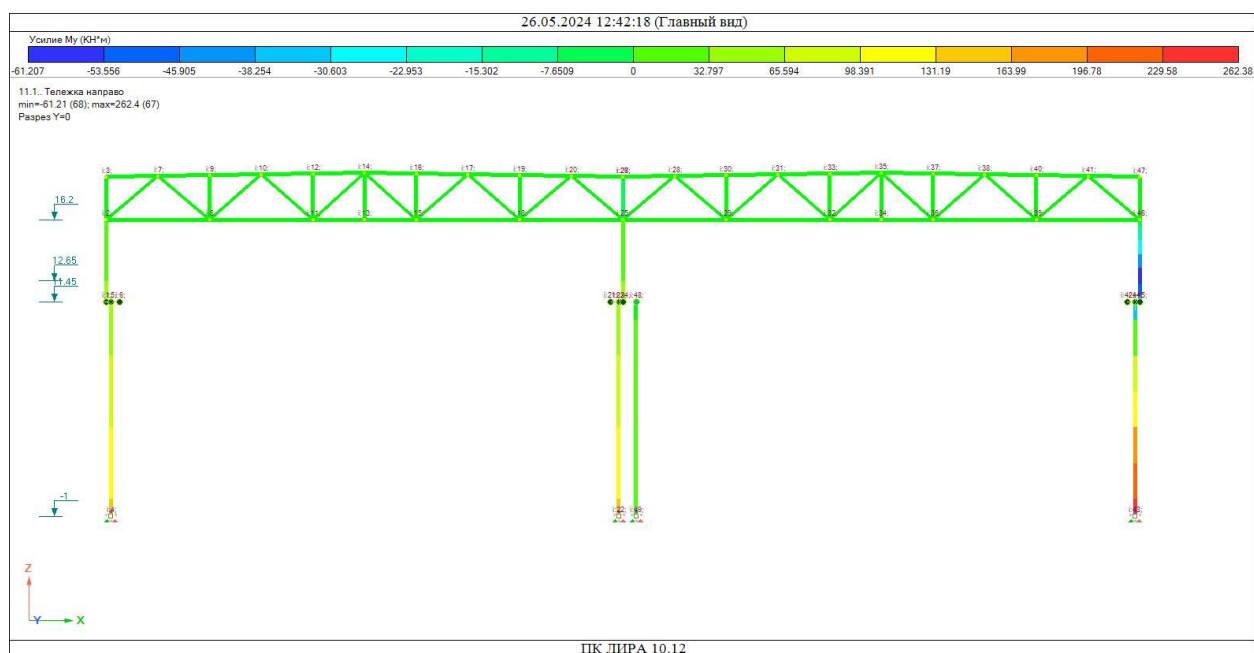


Рисунок 66 — Усилие M_y от торможения тележки 2 направо

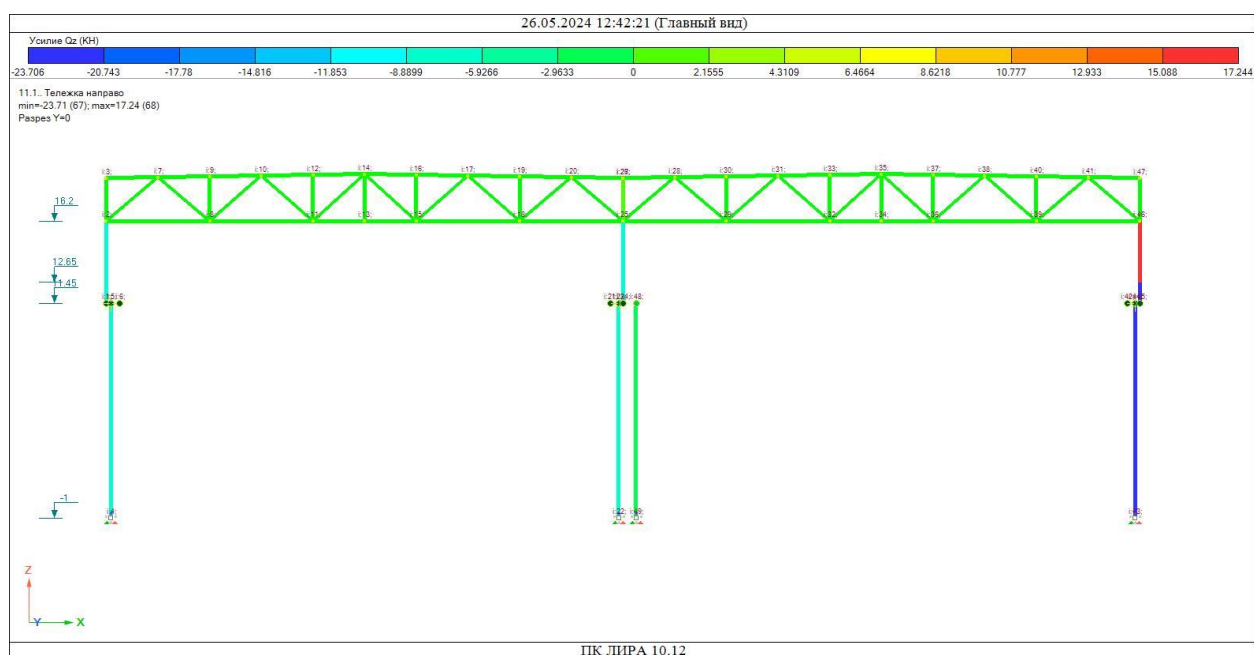


Рисунок 67 — Усилие Q_z от торможения тележки 2 направо

На рисунках 68 и 69 показаны проценты использования сечений до и после реконструкции соответственно.

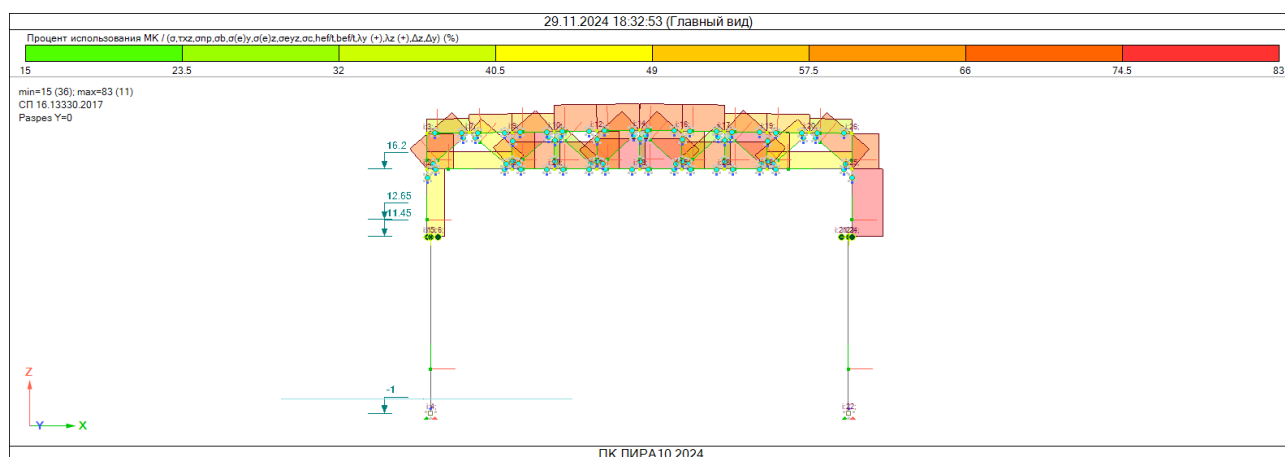


Рисунок 68 — Проценты использования сечений до реконструкции

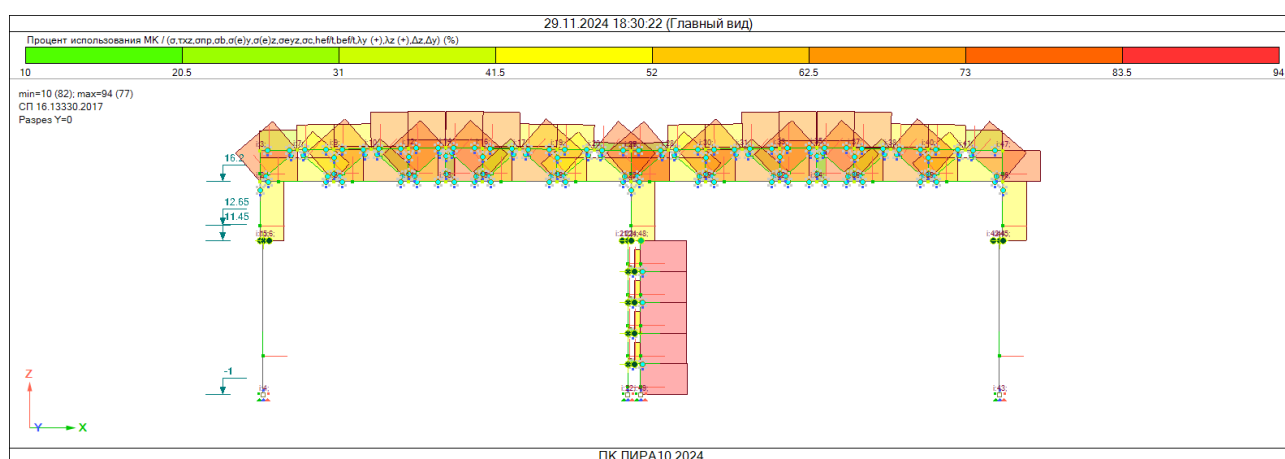


Рисунок 69 — Проценты использования сечений после реконструкции

3.1.2 Анализ проверок элементов каркаса с достроенным пролетом

Если рассматривать расчетные сочетания усилий в расширенной раме можно увидеть, что от колонн крайнего ряда усилия слегка перераспределяются на колонну среднего ряда, однако возрастает момент. Конкретно для этого случая расчетные сочетания усилий были равны: $N = -1111,9\text{кН}$; $M = -539,23\text{кНм}$; $Q = 55,03\text{кН}$, а стали: $N = -1040,4\text{кН}$; $M = -557,15\text{кНм}$; $Q = 51,8\text{кН}$. Для проверки средней колонны выберем 2 сочетания: $N = -1453,2\text{кН}$; $M = 387,97\text{кНм}$; $Q = -34,02\text{кН}$ и $N = -672,43\text{кН}$; $M = -411,59\text{кНм}$; $Q =$

41,08кН. Первое сочетание характерно максимальным усилием сжатия в колонне, когда второе — максимальным моментом.

На рисунке 70 представлены проценты использования сечения колонны крайнего ряда.



Рисунок 70 — Проценты использования сечения по проверкам колонны крайнего ряда

По этим данным можно заметить, что основные проверки показывают небольшую разгрузку подкранового сечения колонны — на 0,52%. Изменение не значимое по отношению к сечению в целом.

На рисунках 71 и 72 представлены проценты использования колонны среднего ряда по обоим сочетаниям.



Рисунок 71 — Проценты использования сечения по проверкам колонны среднего ряда 1

3.1.3 Принципиальные виды конструирования новой стойки

Что характерно для новой стойки, так это принятое сечение сортамента I33, что меньше подкрановой ветви сечения существующих колонн. Однако его необходимо прикреплять к существующей колонне в местах поперечных ребер для обеспечения устойчивости в плоскости рамы. Таким образом вместо расчетной длины стойки в 12,45 м мы получим 2,5 м на каждый промежуток. Прикреплять стойку придется двумя $\square 24\text{С}$. Данные швеллеры нужно крепить через фасонки 200x100x10 мм болтами М20 по 4 болта на каждую сторону. Это обеспечит раскрепление стойки в плоскости ее наименьшей жесткости. Детали узла, соединяющего стойку и колонну, показаны на рисунке 74.

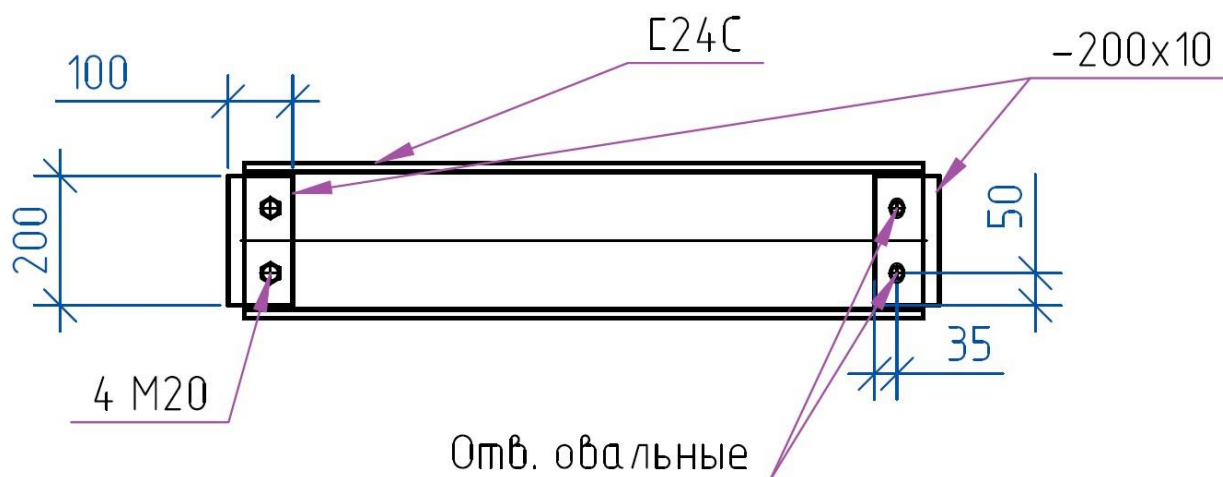


Рисунок 74 — Детали узла крепления стойки к колонне

Здесь применены овальные отверстия для исключения возникновения момента в болтовых соединениях.

В случаях, когда важно время монтажа вместо данной стойки можно использовать колонные двутавры. В данном случае потребуется $\square 40\text{К1}$ или сварное сечение I450x14/340x6, что имеет площадь сечения 186,81 см². В сравнении с I33 с площадью 53,8 см² мы имеем завышение в 3,47 раза потребной площади материала и соответственно в столько же раз и тонн, что является обоснованным только при необходимой скорости производства работ.

Если рассматривать реальный рынок сортамента, то окажется, что □33 является специальной позицией и его производство на заводе будет только от определенного тоннажа, поэтому можно брать в запас сечение ниже по сортаменту.

Исходя из полученных результатов расчета на рисунке 75 представлена сконструированная колонна существующего цеха.

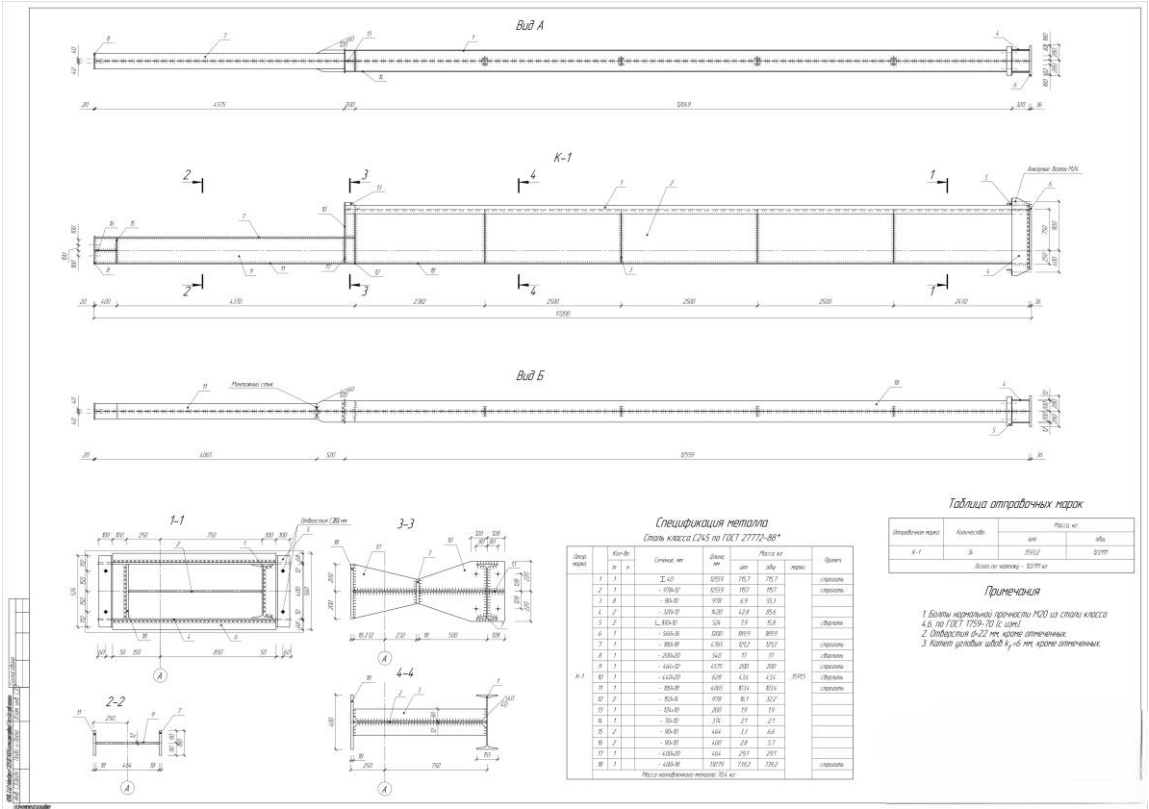


Рисунок 75 — Чертеж существующей колонны

Пример выполнения совмещения существующей колонны и новой стойки из сварного двутавра представлен на рисунке 76.

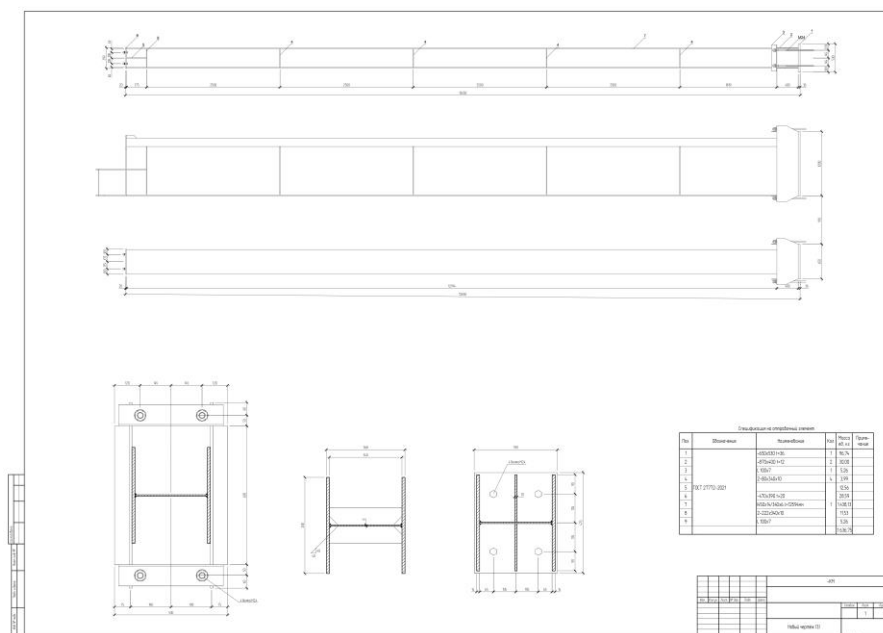


Рисунок 76 — Чертеж существующей колонны с новой стойкой из сварного двутавра

3.2 Анализ реконструкции с увеличением мощности мостового крана

3.2.1 Анализ усилий в раме и проверка сечений с новыми сочетаниями

Рассмотрим случай реконструкции с необходимой сменой крана с 30т на 50т нормального режима работы. Необходимо проверить нужно ли усиление подкрановых частей колонн. Расчет выполнен в самодельном калькуляторе на основе таблиц Excel. Результат проверки представлен в таблице 3, 4. Сечение 2 находится в уровне подкрановых балок, сечение 4 в уровне базы колонны.

Таблица 3 — РСУ в сечениях колонны.

Расчётные усилия	Надкрановая часть колонны	Подкрановая часть колонны
	Сечение II-II	Сечение IV-IV

Продолжение таблицы 3

Расчётные усилия	Надкрановая часть колонны		Подкрановая часть колонны		
$+M_{\max}$ $N_{\text{соотв.}}$	41,46	-310	210,88	-718,33	-8,13
$-M_{\max}$ $N_{\text{соотв.}}$	-181,24	-414,33	-715,51	-1391,3	87,11

Таблица 4 — Проверка колонны на устойчивость из плоскости действия момента.

Проверка колонны на устойчивость из плоскости действия момента				
λ_y	114,47	-	-	
$-\lambda_y$	3,85	-	-	
a	0,04	-	-	
b	0,09	-	-	
δ	27,72	-	-	
φ_y	0,479	-	-	
$-\lambda$	3,14	-	-	
δ	22,12	-	-	
φ_c	0,614	-	-	
β	1,133	-	-	
α	0,723	-	-	
c	0,473	-	-	
ω	0,223	-	-	
α	0,163	-	-	
n	0,665	-	-	
β	0,149	-	-	
k	1,25	-	-	
$I_{\text{г,двут}}$	40,6	СНиП 23-81	t82	
$I_{\text{г}}$	178,54	-	-	
ρ	0,22	-	-	
μ	1,93	-	-	
B	1,70	-	-	
δ	0,45	-	-	
$c_{\max}$	0,713	-	-	
σ	25,36	<	24,47	
Процент использования:	-3,6	-	-	

Из бланка отчета видно, что колонна потеряет устойчивость если при эксплуатации кран максимально загрузить. Так как основной критерий оценки с пригодности сечения не пройден, будем проектировать усиление.

Рассмотрим два варианта усиления подкрановой части колонны, в первом варианте последуем рекомендациям проектирования усиления и добьемся малого изменения центра тяжести, а во втором исходя из условий скорости проведения работ.

Так как в данном случае изменяются крановые нагрузки приведем мозаику эпюр по данным загрузениям. Данные представлены на рисунках 77-79.

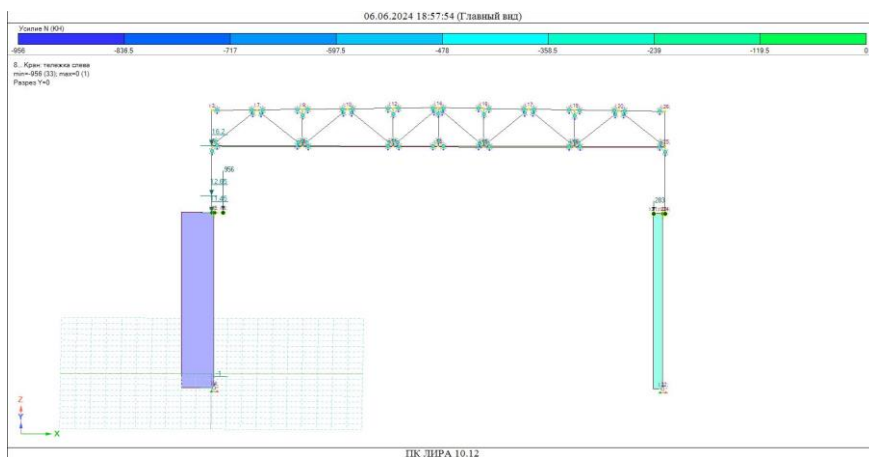


Рисунок 77 — Усилие N от веса крана 50т на левой стороне

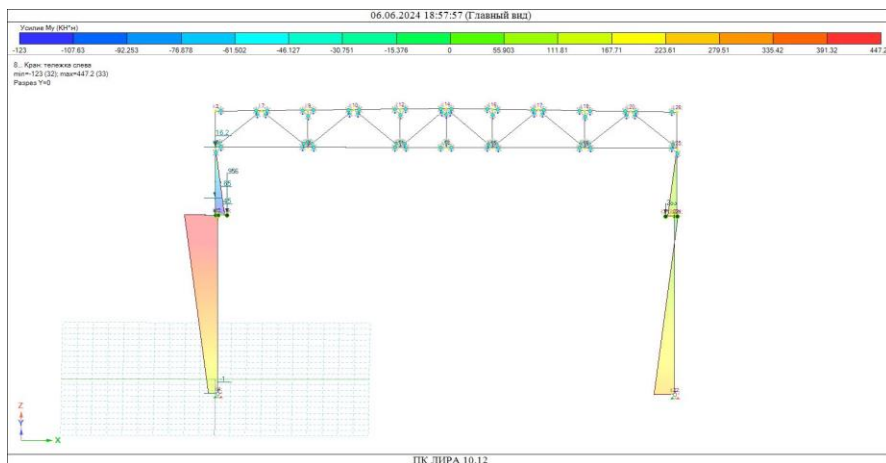


Рисунок 78 — Усилие M от веса крана 50т на левой стороне

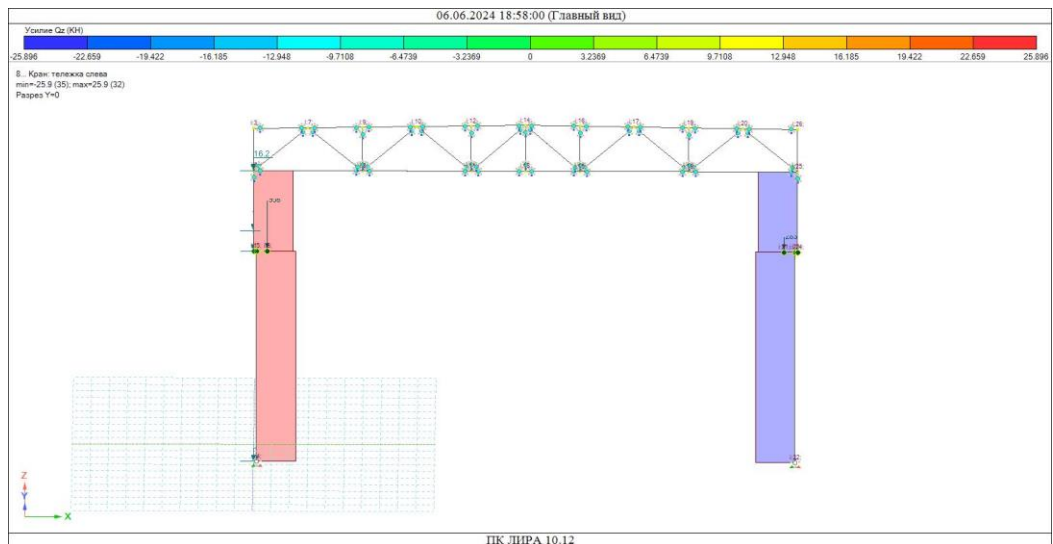


Рисунок 79 — Усилие Q от веса крана 50т на левой стороне

3.2.2 Принципиальные схемы и их решения по усилению и пригодности к применению

На рисунке 80 представлена схема усиления подкранового сечения.

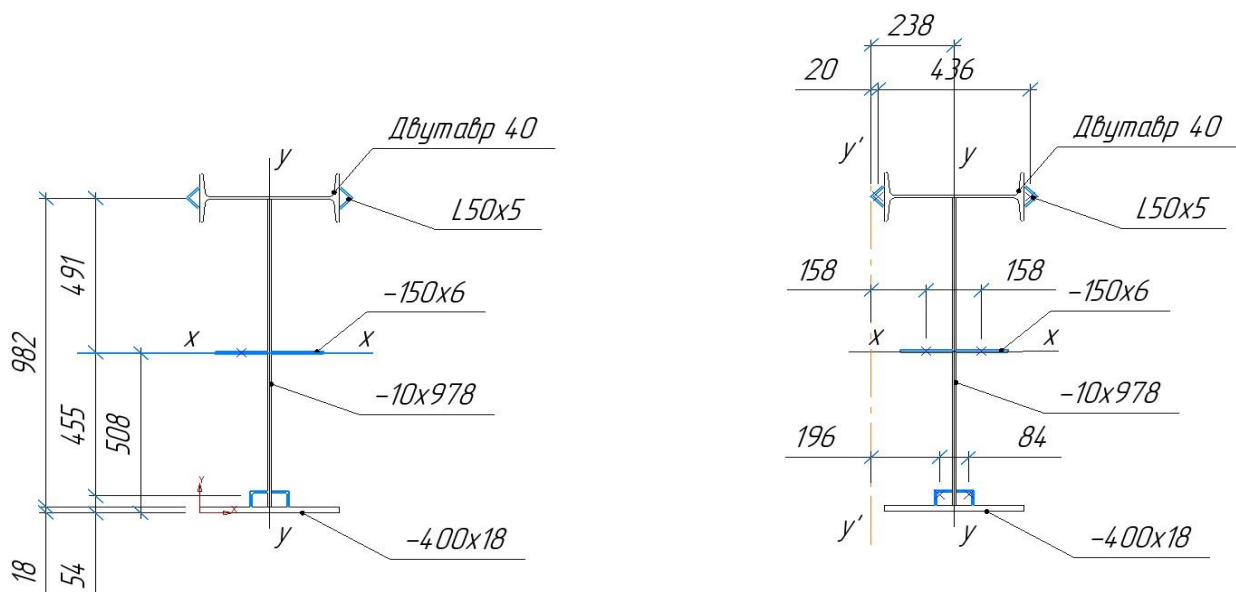


Рисунок 80 — Схема первого усиления сечения

Расчет выполнен в таблицах Excel, данные по расчету приведены в таблице

5.

Таблица 5 — Бланк отчета проектирования первого усиления

Бланк отчета проектирования усиления				
Продольное ребро 2 штуки				
b	150	мм	-	-
h	6	мм	-	-
A _П	900	мм ²	-	-
I _x	2700	мм ⁴	-	-
I _y	1687500	мм ⁴	-	-
W _x	900	мм ³	-	-
W _y	22500	мм ³	-	-
i _x	1,73	мм	-	-
i _y	43,30	мм	-	-
Уолки №5 50x5 под 45 градусов у полок двутавра				
b	50	мм	-	-
t	5	мм	-	-
R	5,5	мм	-	-
r	1,8	мм	-	-
F	4,8	см ²	-	-
X ₀ -X ₀				
I _x	17,77	см ⁴	-	-
W _{x0}	5,03	см ³	-	-
i _{x0}	1,92	см	-	-
Y ₀ -Y ₀				
I _{y0}	4,63	см ⁴	-	-
W _{y0}	2,3	см ³	-	-
i _{y0}	0,98	см	-	-
x ₀	1,42	см	-	-
Уолки №5 50x5 у полки двутавра				
b	50	мм	-	-
t	5	мм	-	-
R	5,5	мм	-	-
r	1,8	мм	-	-
F	4,8	см ²	-	-
X-X				
I _x	11,2	см ⁴	-	-
W _x	3,13	см ³	-	-
i _x	1,53	см	-	-

Продолжение таблицы 5

Бланк отчета проектирования усиления				
Сечение в целом после усиления				
A_H	279,59	261,59	251,99	$см^2$
y_c	50,83	50,82	48,95	$см$
x_c	23,79	23,80	26,40	$см$
I_{Hx}	476707,92	476707,28	452570,09	$см^4$
I_{Hy}	34894,51	33433,46	30564,89	$см^4$
W_{Hx}	9378,98	9379,89	9245,80	$см^3$
W_{Hy}	1466,55	1404,77	1157,78	$см^3$
i_{Hx}	41,29	42,69	42,38	$см$
i_{Hy}	11,17	11,31	11,01	$см$
-	3 присоединение	2 присоединение	1 присоединение	-
Сочетание усилий при проведении усиления конструкции				
M	179,37	кН	-	-
N	-334,59	кНм	-	-
e_x	53,6	см	-	-
N_{Σ}	612366	кН	-	-
f_0	0,03	см	-	-
σ_0	37,4	МПа	-	-
$\square_0$	0,1606	$\leq$	0,2	-
I_r	58,48	$<$	43362,03	-
f_x	0,03	-	-	-
λ_x	9,0	9,0	8,9	-
λ_{λ}	0,30	0,30	0,30	-
φ	1,021	0,927	1,022	-
$Q_{max}=Q_{fic}$	13,99	15,41	13,98	-
S_r	0,9	$см^3$	-	-
S_r	236,16	$см^3$	-	-
S_r	217,92	$см^3$	-	-
α_w	0,5	-	-	-
$\square_w$	0,7	-	-	-
$\square_z$	1	-	-	-
R_w	180	МПа	-	-
Минимальный катет сплошных швов для элементов усиления				
K_f	0,01	мм	-	-
принимаем				

Продолжение таблицы 5

Бланк отчета проектирования усиления				
k_f	4	мм	присоединение ребра	-
K_f	2,33	мм	-	-
принимаем				
k_f	4	мм	присоединение уголков к полкам двутавра	-
K_f	1,95	мм	-	-
принимаем				
k_f	4	мм	присоединение уголков к стенке и полке	-
α_N	1,00	-	-	-
V	0,016	-	-	-
l_0	379,4	-	-	-
u	1	-	-	-
ξ_1	0,1462	-	-	-
ξ_2	0,1374	-	-	-
ξ_3	0,0573	-	-	-
ξ_4	0,0576	-	-	-
ξ_5	-0,0187	-	-	-
ξ_6	-0,0302	-	-	-
n_1	1,342	-	-	-
n_2	1,320	-	-	-
n_3	1,085	-	-	-
n_4	1,086	-	-	-
n_5	0,987	-	-	-
n_6	0,979	-	-	-
f_w	0,018	-	-	-
k_w	1	-	-	-
Проверка устойчивости в плоскости действия момента				
e_f	51,5	см	-	-
m_f	1,53	-	-	-
λ_x	9,19	-	-	-
λ_x	0,31	-	-	-
η	1,44	-	-	-
m_{ef}	2,21	-	-	-
φ	0,495	-	-	-

Продолжение таблицы 5

Бланк отчета проектирования усиления				
σ	10,05	<	24,465	-
% использования	41	-	-	-
Проверка устойчивости из плоскости действия момента				
λ_y	111,44	-	-	-
λ_y	3,75	-	-	-
a	0,04	-	-	-
b	0,09	-	-	-
δ	26,85	-	-	-
φ_y	0,497	-	-	-
α	0,73	-	-	-
$\square$	1	-	-	-
c	0,473	-	-	-
σ	21,20	<	24,465	-
% использования	87	-	-	-
Проверка местной устойчивости стенки				
$-\lambda_w$	3,34	-	-	-
$c*\varphi_y$	0,235	-	-	-
Q	44	-	-	-
σ_1	19,92	-	-	-
σ_2	-5,25	-	-	-
α	1,26	-	-	-
τ	0,450	-	-	-
c_{cr}	13,6	-	-	-
β	0,046	-	-	-
$-\lambda_{uw}$	3,209	<	3,732	-
% использования	86	-	-	-
Проверка местной устойчивости полок				
b_{ef}	19,5	-	-	-
$-\lambda_f$	0,36	-	-	-
$-\lambda_{ufc}$	0,73	-	-	-
$-\lambda_f$	0,71	-	-	-
% использования	96	-	-	-

Сведем результаты проверки усиленного сечения по критическим значениям предыдущих проверок. Данные представлены на рисунке 81.

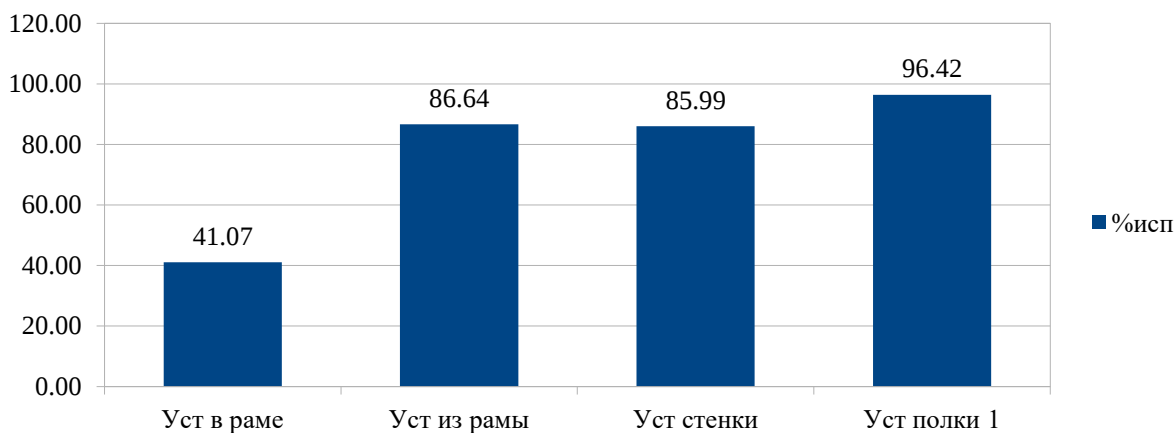


Рисунок 81 — Проценты использования сечения по проверкам

Как можно видеть приведенное усиление нуждается в доработке, поскольку результат по проверке общей устойчивости недогружен на 13%, однако иначе потребуются усилить дополнительно полку постановкой добавочных косых ребер, что повлечет еще большие затраты на сварные швы.

Перейдем к следующему варианту усиления колонны. Будем использовать неравнополочные уголки и крепить внахлест угловыми швами к наружной полке колонны. На рисунке 82 приведена схема второго варианта усиления.

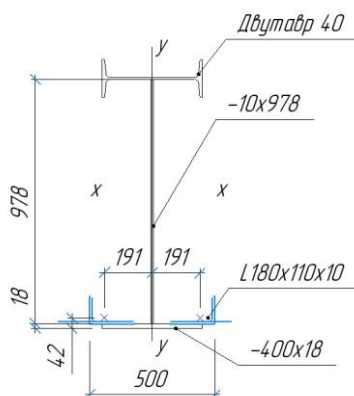


Рисунок 82 — Схема второго варианта усиления

Что характерно для этого усиления так это его скорость монтажа, по сравнению с первой схемой здесь не требуется особая последовательность приварки элементов усиления, однако мы изменяем центр тяжести сечения, однако для данной колонны он будет находиться в пределах ядра жесткости, что сократит влияние смещения центра тяжести. Также постановкой уголков таким образом мы увеличиваем сопротивление местному выгибу полки колонны.

В таблице 6 приведен расчет, произведенный в программе Excel.

Таблица 6 — Бланк отчета по проверке второго варианта усиления.

Бланк отчета по проверке второго варианта усиления			
Уголки 180х110х10 под 90 градусов			
B	180	мм	-
b	110	мм	-
t	10	мм	-
R	14	мм	-
r	4,7	мм	-
I_x	952,28	см ⁴	-
W_x	78,59	см ³	-
i_x	5,8	см	-
I_y	276,37	см ⁴	-
W_y	32,27	см ³	-
i_y	3,12	см	-
x_0	2,44	см	-
y_0	5,88	см	-
A	28,33	см ²	-
Сечение в целом после усиления			
A_H	299,05	см ²	-
y_c	41,87	см	-
x_c	25,0	см	-
I_{Hx}	492886,92	см ⁴	-
I_{Hy}	39957,50	см ⁴	-
W_{Hx}	11772,35	см ³	-
W_{Hy}	1598,30	см ³	-
i_{Hx}	40,60	см	-

Продолжение таблицы 6

Бланк отчета по проверке второго варианта усиления			
i_{Hy}	11,56	см	-
Сочетание усилий при проведении усиления конструкции			
M	179,37	кНм	-
N	-334,59	кН	-
e_x	53,6	см	-
N_0	612366	кН	-
f_0	0,03	см	-
σ_0	34,8	МПа	-
$\square_0$	0,1493	$\leq$	0,2
I_r	552,74	$<$	43362,03
f_x	0,03	-	-
λ_x	11,75	-	-
λ_x	0,40	-	-
φ	1,016	-	-
$Q_{max}=Q_{fic}$	14,16	кН	-
S_r	1067,14	см ³	-
T	3,68	кН	-
α_w	0,5	-	-
$\square_w$	0,7	-	-
$\square_z$	1	-	-
R_{wf}	180	МПа	-
R_{un}	360	МПа	-
R_{wz}	162	МПа	-
k_f	0,6	см	-
γ_c	0,8	-	-
l_w	1,34	см	-
N_r	100,11	-	-
l_{wk}	9,53	см	-
a	0,04	-	-
V	0,0144	-	-
ξ_1	0,1493	-	-
n_1	1,23	-	-
α_N	1,00	-	-
l_0	477,2	-	-
y_1	40,07	-	-

Продолжение таблицы 6

Бланк отчета по проверке второго варианта усиления			
f_w	0,003	-	-
k_w	1	-	-
Проверка устойчивости в плоскости действия момента			
e_f	51,46	см	-
m_f	1,31	-	-
λ_x	11,75	-	-
λ_x	0,40	-	-
A_f/A_w	0,920	-	-
η_s	1,71	-	-
η	1,603	-	-
m_{ef}	2,096	-	-
φ	0,511	-	-
σ	9,11	<	19,572
% использования	47	-	-
Проверка устойчивости из плоскости действия момента			
λ_y	107,71	-	-
λ_y	3,62	-	-
a	0,04	-	-
b	0,09	-	-
δ	25,81	-	-
φ_y	0,520	-	-
α	0,67	-	-
$\square$	1,09	-	-
c	0,58	-	-
σ	15,45	<	19,572
% использования	78,9	-	-
Проверка местной устойчивости полок			
b_{ef}	19,5	-	-
$-\lambda_f$	0,10	-	-
$-\lambda_{ufc}$	0,36	-	-
$-\lambda_f$	0,34	-	-
% использования	94	-	-

Данные по проверкам второго усиления приведены на рисунке 83.

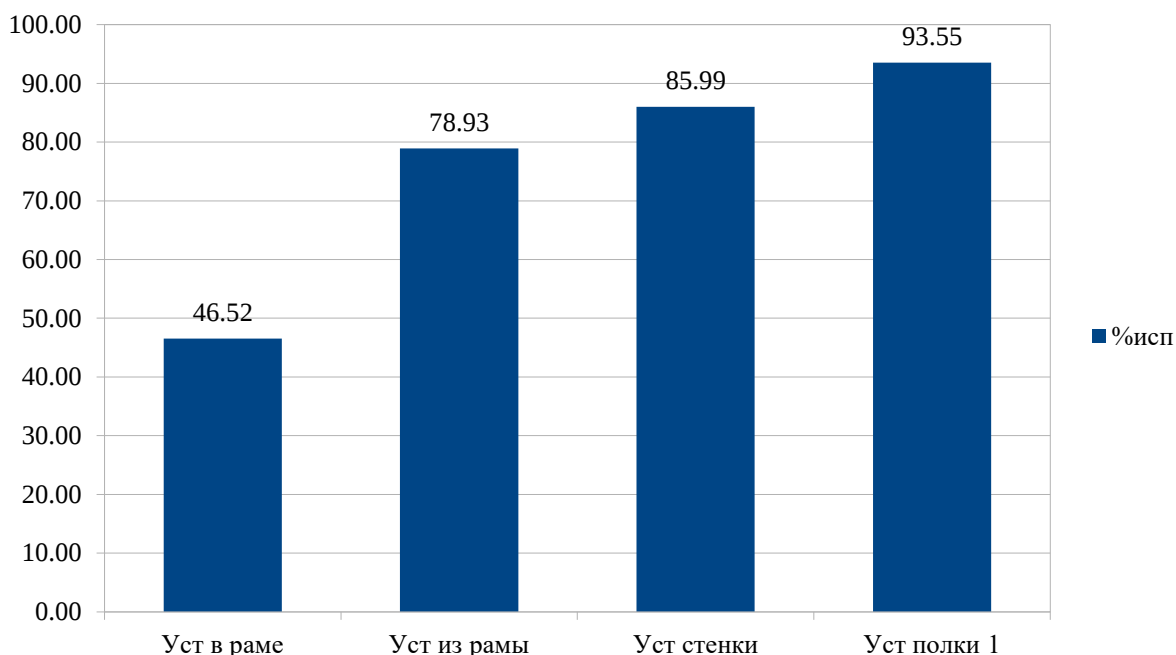


Рисунок 83 — Проценты использования сечения по проверкам второго усиления

По итогу данного усиления мы получили большой запас 22% по устойчивости, что не является идеальным результатом, а значит есть возможность понизить количество стали усиления. Однако мы ограничены условиями сварки элементов, что также отражается на качестве выполняемого усиления.

3.3 Оценка влияния изменения крановых нагрузок для крановых производственных зданий

В одной из публикуемых статей разбирал вопрос о значимости крановых нагрузок на каркас и подкрановые балки.

Рассмотрим краны нормального режима работы с двумя крюками, подходящие для холодных складов.

На рисунке 84 представлены нормативные нагрузки на колеса кранов для расчета полной вертикальной и тормозной нагрузок.

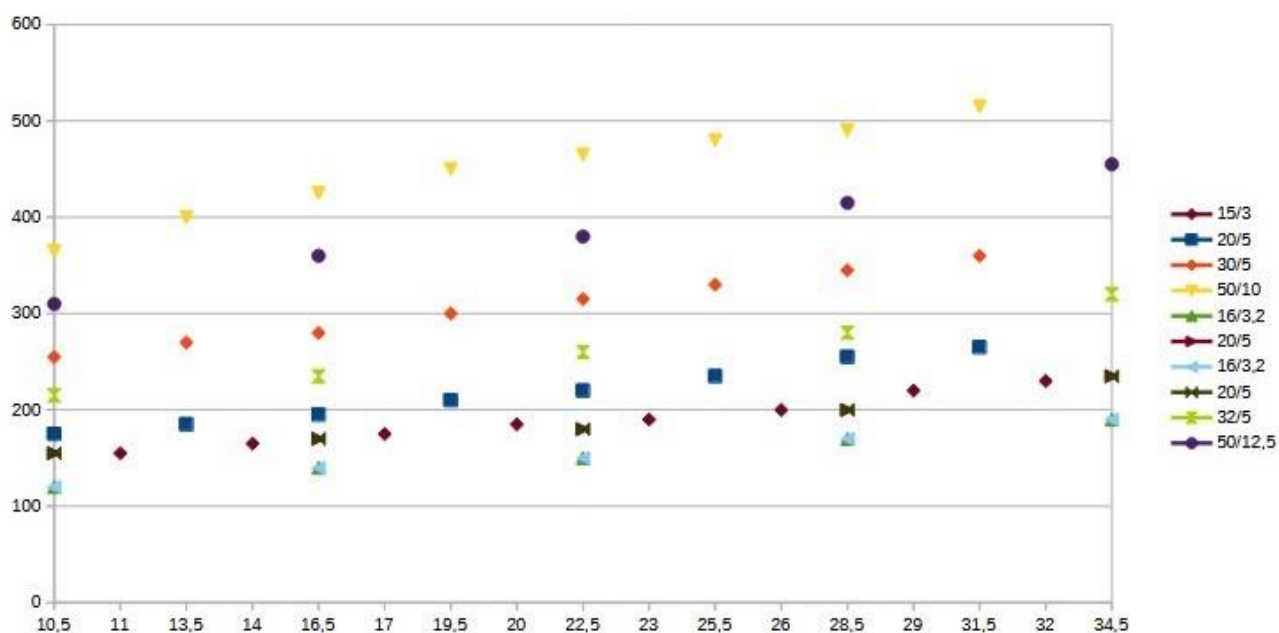


Рисунок 84 — Сравнение вертикальных крановых нагрузок от колес.

Из этой диаграммы можно вычлениить краны 20/5 и 50/10 (12,5). Так как их основной подъем одинаковый их можно сравнить без большой погрешности. Среднее значение отношения их нагрузок равно 1,2. Этот коэффициент означает, что здания постройки до 80-х годов имеют гораздо, больший (120%) запас по несущей способности от кранов. Данный факт очень полезен для проведения реконструкции и технологического перевооружения. Это также означает, что эти здания могут быть реконструированы с меньшими затратами материалов и гипотетически меньшими организационно техническими затратами.

Полезная нагрузка от кранов, также влияет на развитие сечения подкрановых балок. Это важный фактор так как при конструировании балок приходится применять более дорогие марки сталей, в отличии от остальных элементов каркаса здания.

Рассматривая вариант модернизации производства, может потребоваться увеличение грузоподъемности кранов. По рисункам 85 и 86 можно определить максимальные вертикальные и тормозные нагрузки от соответствующих кранов.

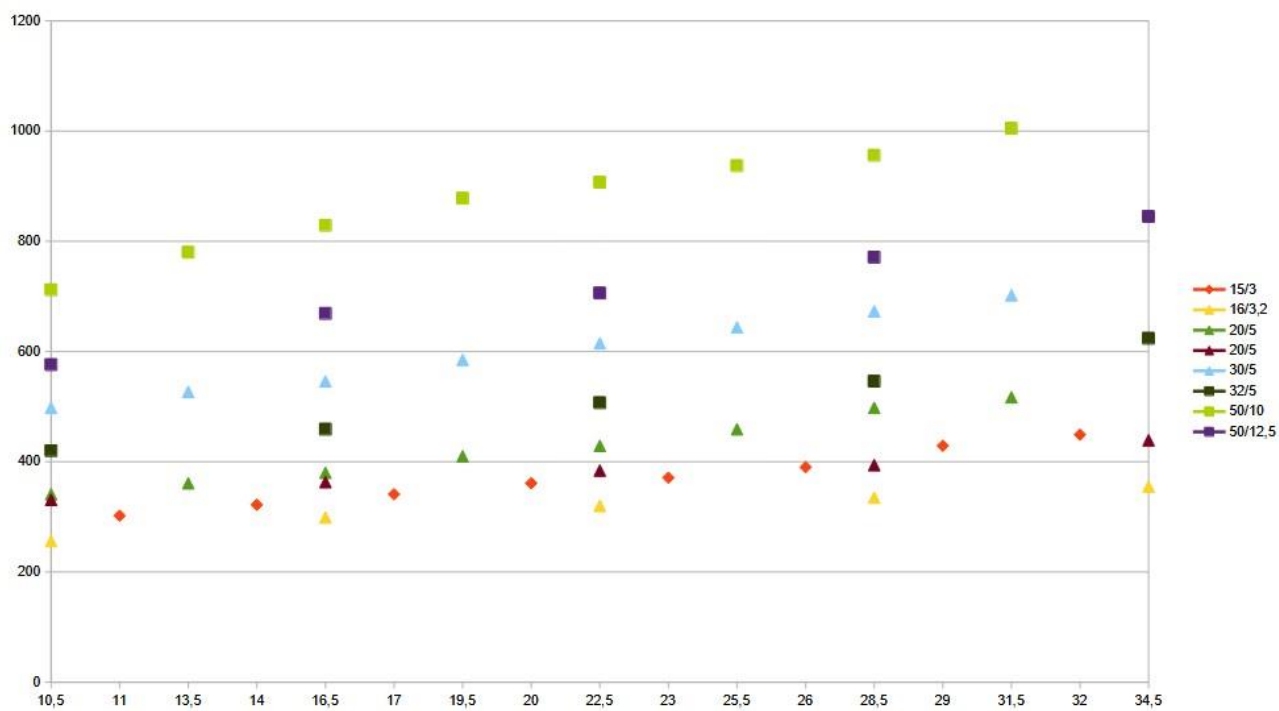


Рисунок 85 — Полные вертикальные нагрузки от колес кранов.

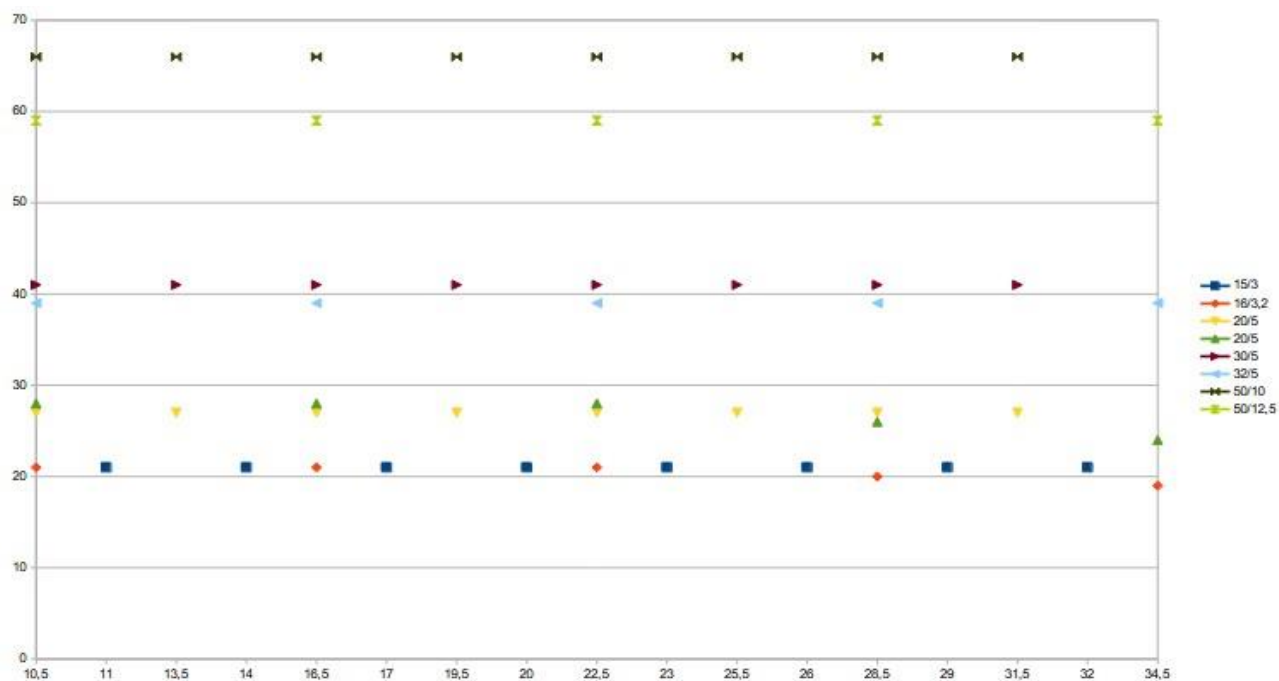


Рисунок 86 — тормозные нагрузки от соответствующих кранов на колесо.

Из рисунков можно понять, что если потребуется поменять кран на более мощный, например с 30/5 по ГОСТ 3332-54 на 50/12,5 по ГОСТ 25711-83, то

придется в большей степени усиливать тормозные балки и колонны, поскольку изменение вертикальной нагрузки находится в пределах 5%. С другой стороны, увеличивается горизонтальная сила торможения примерно на 145%. Учитывая, что металлоконструкции проектируют с 5%-м запасом, можно утверждать, что подкрановые балки усиливать не придется, если закладывать при проектировании реконструкции нагрузку только от одного крана 50/12,5.

В следующих таблицах рассчитаны коэффициенты запаса по предельным состояниям 1 группы для подкрановой существующей балки.

Таблица 7 — Бланк отчета по конструированию существующей подкрановой балки на текущие нагрузки.

Параметры	Значения	Единицы измерения/ пояснения
M_y	1188,5	кНм
Q_z	688,8	кН
M_z	59,85	кНм
Q_y	34,65	кН
M_x	49,5	кНм
F	345	кН
R_y	240	МПа
R_s	139,2	МПа
γ_c	0,9	-
h	980	мм
b_f	300	мм
t_f	20	мм
h_w	960	мм
t_w	12	мм
A_f	6000	мм ²
A_w	11520	мм ²
A	23520	мм ²
x_c	150	мм
y_c	500	мм
$I_y(I_x)$	3766336000	мм ⁴
$I_z(I_y)$	90138240	мм ⁴
$W_y(W_x)$	7532672	мм ³
$W_z(W_y)$	600921,6	мм ³
S_y	4322400	мм ³
I_x	0,0038	-

Продолжение таблицы 7

Параметры	Значения	Единицы измерения/ пояснения
S_x	0,0043	
a_f	0,964	1000(высота сечения колонны)-18(стенка колонны)-18(привязка оси швеллера)
t	0,008	толщина тормозного листа
b	0,864	Ширина тормозного листа
a	0,432	Расстояние от центра тяжести тормозного листа до произвольной оси y_1-y_1
x_c	0,596	Положение центра тяжести балки
$x_{Пр}$	0,518	Расстояние от центра тяжести тормозной балки до точки, испытывающей наибольшее сжимающее напряжение
I_y	0,029	-
По прочности		
$K_{зп}$	0,735	-
По касательным напряжениям		
$K_{зп}$	0,305	-
Комплексное воздействие факторов		
c	3,25	-
I_{If}	0,000016	-
l_{ef}	0,3553	-
σ_{loc}	97,11	-
a/h_{ef}	1,0417	-
p	0,3849	-
c_1	9,7	-
c_2	1,99	-
$\square$	2	-
δ	1,0365	-
c_{cr}	31,5	-
$'-\lambda_w$	2,844	-
$\sigma_{loc,cr}$	572,60	-
σ_{cr}	934,42	-
$'-\lambda_{ef}$	2,731	-
τ_{cr}	563,74	-
σ	151,47	-
τ	59,79	-
$K_{зп}$	0,348	-
Катет шва пояса и стенки:		
S_f	0,00294	

Продолжение таблицы 7

Параметры	Значения	Единицы измерения/ пояснения
k	0,0050	-
R _{up}	370	-
σ_p	0,310	-
Местная устойчивость стенки балки		
A _{оп.ч}	0,0087	-
I _y	4,5E-05	-
λ	13,376	-
- λ	0,457	-
φ	0,996	-
K _{змy}	0,366	-

Как можно видеть балка принималась в запас на устройство крана большей мощности.

Таблица 8 — Бланк отчета проверок изменения несущей способности для крана большей мощности

Параметры	Значения	Единицы измерения/ пояснения/ проценты изменения относительно фактических параметров
M _y	1288,5	кНм
Q _z	863,92	кН
M _z	82,24	кНм
Q _y	55,15	кН
M _x	76,68	кНм
F	415	кН
R _y	240	МПа
R _s	139,2	МПа
γ_c	0,9	
h	980	мм
b _f	300	мм
t _f	20	мм
h _w	960	мм
t _w	12	мм
A _f	6000	мм ²
A _w	11520	мм ²
A	23520	мм ²
x _c	150	мм

Продолжение таблицы 8

Параметры	Значения	Единицы измерения/ пояснения/ проценты изменения относительно фактических параметров
y_c	500	мм
$I_y(I_x)$	3766336000	мм ⁴
$I_z(I_y)$	90138240	мм ⁴
$W_y(W_x)$	7532672	мм ³
$W_z(W_y)$	600921,6	мм ³
S_y	4322400	мм ³
I_x	0,0038	-
S_x	0,0043	-
a_f	0,964	1000(высота сечения колонны)- 18(стенка колонны)-18(привязка оси швеллера)
t	0,008	толщина тормозного листа
b	0,864	Ширина тормозного листа
a	0,432	Расстояние от центра тяжести тормозного листа до произвольной оси y_1-y_1
x_c	0,5957	Положение центра тяжести балки
$x_{Пр}$	0,5183	Расстояние от центра тяжести тормозной балки до точки, испытывающей наибольшее сжимающее напряжение
I_y	0,02873	-
По прочности		
$K_{зп}$	0,799	8,61%
По касательным напряжениям		
$K_{зп}$	0,383	25,42%
c	3,25	-
I_{lf}	0,000015674	-
I_{ef}	0,355262657179081	-
σ_{loc}	116,814979456399	-
a/h_{ef}	1,04166666666667	-
p	0,384867878610671	-
c_1	9,7	-
c_2	1,99	-
$\square$	2	-
δ	1,03645833333333	-
c_{cr}	31,5	-
$l-\lambda_w$	2,84440061994287	-
$\sigma_{loc,cr}$	572,604192	-
σ_{cr}	934,416	-
$l-\lambda_{ef}$	2,73062459514516	-

Продолжение таблицы 8

Параметры	Значения	Единицы измерения/ пояснения/ проценты изменения относительно фактических параметров
$\tau_{ст}$	563,741042	-
σ	164,212645924315	-
τ	74,9930555555555	-
$K_{зп}$	0,402370975682906	15,54%
		-
Катет шва пояса и стенки:		
S_f	0,00294	-
k	0,00600602553164554	21,21%
$R_{уп}$	370	-
σ_p	0,389153153153153	25,42%
Местная устойчивость стенки		
$A_{оп.ч}$	0,00874222974967453	-
I_y	4,50329067569961E-05	-
λ	13,3757255987973	-
$-\lambda$	0,456551066224857	-
φ	0,996	-
$K_{змү}$	0,459344184974782	25,42%

Как можно видеть изменения запаса прочности и устойчивости существующих подкрановых балок чуть больше 25%, также коэффициенты запаса не превышают 0,95. Все это говорит о том, что существующие подкрановые балки могут годиться и для новых кранов, однако здесь есть один большой нюанс. Все краны имеют свои требования к подкрановым рельсам, и чем больше грузоподъемность крана, тем больше требуется рельс, но данный случай не относится к этому нюансу.

3.4 Оценка работоспособности узла в оголовке колонны среднего ряда

Так как в случае построения смежного пролета здания возникает необходимость опирания новой фермы на оголовки уже существующей колонны требуется провести проверку плиты оголовка на новые усилия, которые возникнут в нем при опирании новой фермы.

Так как обычно принято при конструировании данного узла берется пластина толщиной 20 мм. Так как изначально от фермы приходила нагрузка на оголовки 429,51 кН то при опирании новой нагрузка повысится до 850,41 кН.

Так как жесткость узла напрямую зависит от опорных ребер колонны проверим их на прочность на смятие.

Изначально ребра конструировались следующим образом.

$$A_p = \frac{429,51}{360} = 1181,1 \text{ мм}^2 \quad (1)$$

Принятое ребро размерами сечения 120x10 мм удовлетворяет. Также важно то, где располагается ребро. Так как нагрузка от фермы сконцентрирована только на одной половине опорной плиты, оно располагается в середине ближайшей к ферме половины сечения колонны.

Так как нагрузка на колонну не превышает двукратного увеличения, что видно по указанным выше нагрузкам, следует продублировать данное ребро на вторую половину сечения.

Расчетные длины швов для четырех их сечений должны быть равны:

$$l_{\text{ш}} = \frac{429,51}{2 \cdot 1 \cdot 5 \cdot 0,45 \cdot 360} + 10 = 342 \text{ мм} \quad (2)$$

$$l_{\text{ш}} = \frac{429,51}{2 \cdot 0,7 \cdot 5 \cdot 180} + 10 = 351 \text{ мм} \quad (3)$$

Т.е. существующее ребро длиной 400 мм принято в запас. Тогда второе ребро принимается аналогично существующему с приваркой швом по одной стороне под скос кромки ребра по соединению У9 по ГОСТ 5264-80.

На рисунке 87 показан узел до усиления и на рисунке 88 после усиления. Сварные заводские швы условно не показаны.

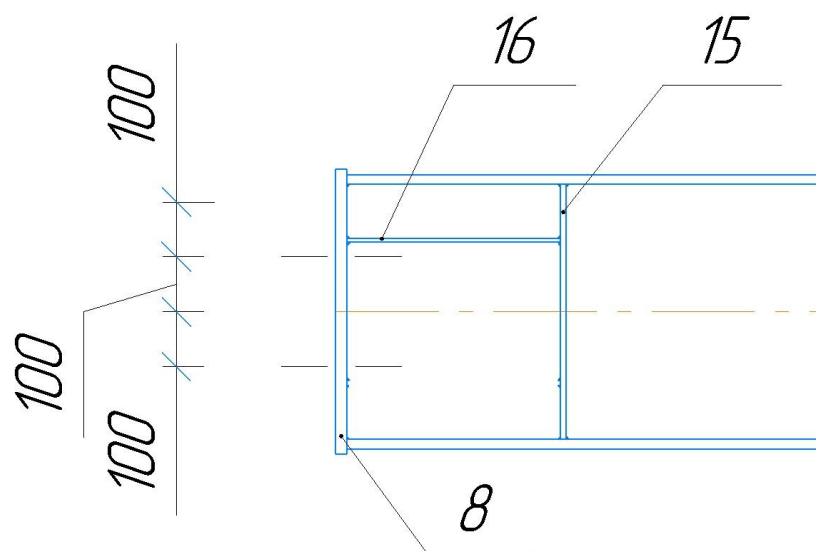


Рисунок 87 — Узле оголовка до усиления

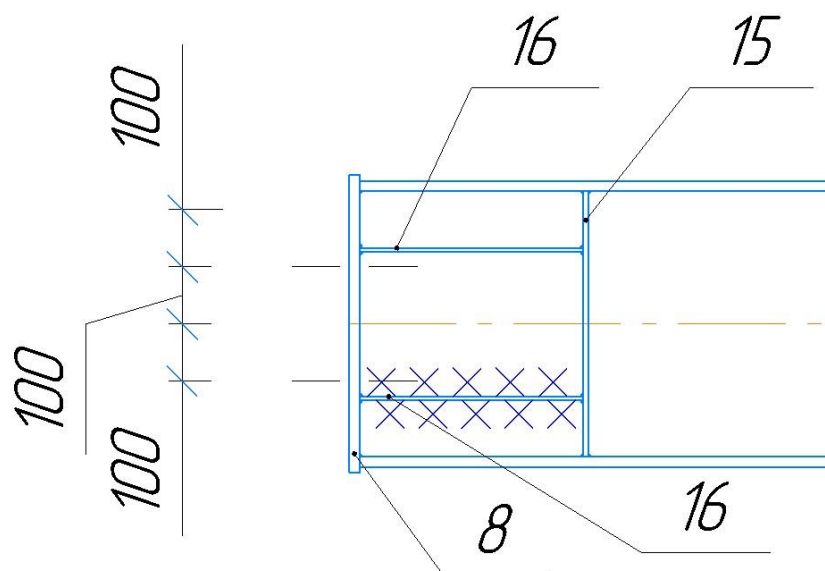


Рисунок 88 — Узел оголовка после усиления

3.5 Возможности применения балок с гофрированной стенкой

Балки с гофрированной стенкой регламентируются по ГОСТ Р 70006-2022.

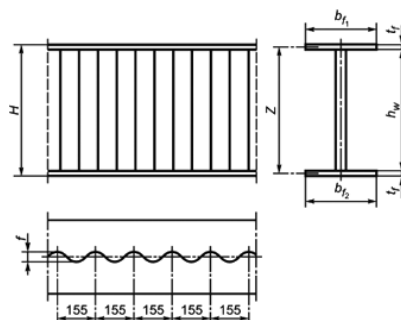


Рисунок 89 – Общий вид сварного двутавра с синусоидальной поперечно-гофрированной стенкой

ГОСТом обозначены следующие гарантированные параметры сечений балок.

В миллиметрах								
Обозначение: стенка-пояс	Толщина стенки t_w	Высота стенки h_w	Высота волны гофра f	Шаг волны гофра	Ширина поясов b_f	Толщина пояса t_f	Высота свеса пояса	Длина сварного двутавра L
СИ-Л	2+8	333, 500, 625, 750, 1000, 1250, 1500	43 при $t_w=3,0$; 40 при $t_w=2,0, 2,5$	155	120-450	3+40	-	3000-20000
СИ-Г	2+3	250, 333, 417, 500, 625	36+40	140	120+300	3+6	50, 80, 100	3000-20000

Рисунок 90 – Нормируемые размеры балок с гофрированной стенкой

Рассматривать для крановых нагрузок возможно только двутавры СИ-Л, поскольку под крановые нагрузки требуется развитые пояса.

Так как самым слабым местом для данных балок предположительно является стенка, примем её с максимально допускаемой толщиной относительно всех остальных параметров.

В качестве сечения для сравнения будет сварной двутавр из -280x20 – пояса, -960x12 – стенка.

За нагрузку примем характеристики крана 50/10 нормального режима работы по ГОСТ 3332-54*. Для проверки первой группы предельных состояний учтём нагрузку от двух кранов.

Синусоидальная форма стенки обладает большей местной устойчивостью в сравнении с обычными двутаврами, которые усиливаются ребрами жесткости. Каждая полуволна стенки воспринимает сдвиговые усилия. Таким образом есть возможность законструировать балку без поперечных ребер, что облегчает производство отправочных марок.

Так как в большинстве случаев тормозная нагрузка от кранов воспринимается тормозной балкой, состоящей из настила, приваренного или закрепленного болтами с определенным шагом, проверку на устойчивость стесненного кручения или опрокидывания не требуется выполнять. Это характерно для подкрановых балок, относящихся к балкам первого класса, что работают исключительно в предположении упругих деформаций.

Прогибы подкрановых балок нужно будет рассматривать отдельно, так как нормируется только действие одного крана.

На следующих рисунках 91-92 приведены эпюры моментов и поперечных усилий.

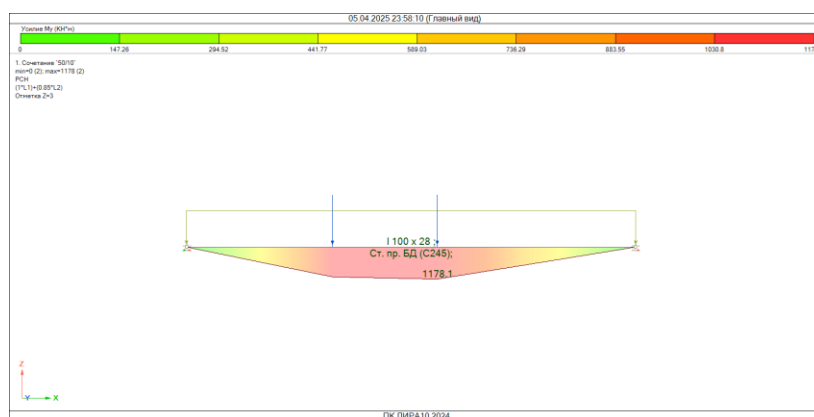


Рисунок 91 – Эпюра моментов

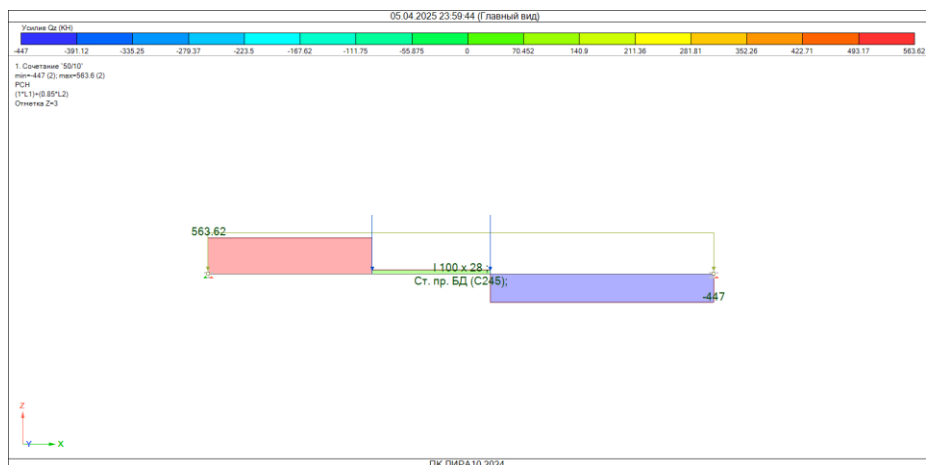


Рисунок 92 – Эпюра поперечных усилий

В таблице 9 приведен расчет балки с гофрированной стенкой по 1ГПС.

Таблица 9 – Проверка гофрированной балки

Величина	Значение	Ед. изм	Примечание
N	0	кН	-
M	1412	кНм	-
Q	675,24	кН	-
F _к	490	кН	-
γ _f	1,2	Для 6К - 1,4 для 1К-5К - 1,2	
R _{yn}	245	МПа	-
R _y	240	МПа	-
R _s	138,6341463	МПа	-
G	79000	МПа	-
E	206000	МПа	-
I	2648700	мм ⁴	Момент инерции гофра, длина которого равняется шагу гофров a _s (интеграл определен по smath)
H	1000	мм	Высота сварного двутавра
a _s	77,5	мм	Половина шага гофра
h _w	960	мм	Полная высота стенки
t _w	8	мм	Толщина гофрированной стенки
f	43	мм	Высота волны гофра
s	92,21685366	мм	Развернутая длина полуволны гофра

Продолжение таблицы 9

Величина	Значение	Ед. изм	Примечание
b_{f1}	310	мм	Ширина верхнего пояса
b_{f2}	310	мм	Ширина нижнего пояса
t_{f1}	20	мм	Толщина верхнего пояса
t_{f2}	20	мм	Толщина нижнего пояса
l	6000	мм	Длина отправочного элемента
A_{f1n}	6200	мм ²	Площадь нетто верхнего пояса
A_{f2n}	6200	мм ²	Площадь нетто нижнего пояса
A_n	12400	мм ²	Площадь нетто
A_{f1}	6200	мм ²	Площадь брутто верхнего пояса
A_{f2}	6200	мм ²	Площадь брутто нижнего пояса
A	12400	мм ²	Площадь брутто
μ	1	-	Коэффициент расчетной длины
l_{ef}	6000	мм	Расчетная длина балки
I_{yn}	99303333,33	мм ⁴	-
i_f	89,48929172	мм	-
λ_y	67,04712803	-	-
$\underline{\lambda}$	2,288506711	-	-
I_{xn}	2977653333	мм ⁴	-
i_x	490,0340124	-	-
λ_x	12,24404806	-	-
$\underline{\lambda}_{ef}$	0,481938056	-	-
η	1,153172257	-	-
$\underline{G}A_w$	509893779	Н	-
γ_c	1	-	-
k_λ	1	-	-
$\underline{\lambda}_w$	4,095936893	-	-
I_{f1}	206666,6667	мм ⁴	-
I_r	15236900	мм ⁴	-

Продолжение таблицы 9

Величина	Значение	Ед. изм	Примечание
I_{lf}	15443566,67	мм ⁴	-
ψ	3,25	-	-
l_{ef}	404,671452	мм	-
k_s	0,810105114	-	-
δ	4,036458333	-	-
λ_c	0,393452514	-	-
s/h_w	0,096059223	-	-
c_1	7,5721875	-	-
D_1	8117194,361	-	-
D_2	7040415484	-	-
h_1	980	мм	-
M_{ult}	1429,2736	кНм	>1%
Q_{ult}	1064,710244	кН	>58%
$F_{k,ult}$	647,4743232	кН	>32%
σ_x	161,4222299	МПа	<33%
τ_{xy}	87,921875	МПа	<37%
σ_{loc}	181,6288242	МПа	<24%
σ_{M+Q}	192,7525837	МПа	<20%
$\sigma_{loc,cr}$	9391,564374	МПа	-
$\tau_{0,cr}$	5701,153844	МПа	-
$\tau_{p,cr}$	5873,92317	МПа	-
τ_{cr}	5701,153844	МПа	-
$\Phi.193.15$	0,024735601		<1
σ_e	232,3897301	МПа	<3%

Видно, что балка работает на пределе. Это указывает на то, что её сечение максимально эффективно.

В таблице 10 приведен расчет по 1ГПС обычной сварной балки

Таблица 10 – Расчет

Величина	Значение	Ед. изм	Примечание
N	0	кН	-
M	1412	кНм	-
Q	675,24	кН	-
F _к	490	кН	-
γ_f	1,2	Для 6К - 1,4 для 1К-5К - 1,2	
R _{yn}	245	МПа	-
R _y	240	МПа	-
R _s	138,6341463	МПа	-
G	79000	МПа	-
E	206000	МПа	-
H	1000	мм	Высота сварного двутавра
h _w	960	мм	Полная высота стенки
t _w	12	мм	Толщина гофрированной стенки
f	43	мм	Высота волны гофра
b _{f1}	280	мм	Ширина верхнего пояса
b _{f2}	280	мм	Ширина нижнего пояса
t _{f1}	20	мм	Толщина верхнего пояса
t _{f2}	20	мм	Толщина нижнего пояса
l	6000	мм	Длина отправочного элемента
A _{f1n}	5600	мм ²	Площадь нетто верхнего пояса
A _{f2n}	5600	мм ²	Площадь нетто нижнего пояса
A _n	11200	мм ²	Площадь нетто
A _{f1}	5600	мм ²	Площадь брутто верхнего пояса
A _{f2}	5600	мм ²	Площадь брутто нижнего пояса
A _w	11520	мм ²	Площадь брутто cntyrb
A	22720	мм ²	Площадь брутто
μ	1	-	Коэффициент расчетной длины
l _{ef}	6000	мм	Расчетная длина балки
I _{yn}	74832213,33	мм ⁴	-

Продолжение таблицы 10

Величина	Значение	Ед. изм	Примечание
i_f	57,3905163	мм	-
λ_y	104,5468901	-	-
$\underline{\lambda}$	3,568478868	-	-
I_{xn}	3574229333	мм ⁴	-
i_x	396,6313552	-	-
λ_x	15,12739707	-	-
$\underline{\lambda}_{ef}$	0,595429576	-	-
S	4184000	мм ³	-
γ_c	1	-	-
$\underline{\lambda}_w$	2,730624595	-	-
I_{f1}	186666,6667	мм ⁴	-
I_r	15236900	мм ⁴	-
I_{1f}	15423566,67	мм ⁴	-
ψ	3,25	-	-
l_{ef}	353,360405	мм	-
δ	1,080246914	-	-
$\underline{\lambda}_c$	17,06640372	-	-
a/h_w	2,083333333	-	-
c_1	6,306314736	-	-
c_2	1,583271605	-	-
a	2000	мм	-
h_1	980	мм	-
c_{cr}	31,64444444	-	-
ρ	0,382807105	-	-
M_{ult}	1715,63008	кНм	>22%
Q_{ult}	1421,157454	кН	>110%
$F_{k,ult}$	848,0649719	кН	>73%
σ_x	197,5250982	МПа	<18%
τ_{xy}	65,86977444	МПа	<52%

Продолжение таблицы 10

σ_{loc}	138,6686208	МПа	<42%
σ_{M+Q}	198,0757506	МПа	<17%
σ_{cr}	1018,555556	МПа	-
$\sigma_{loc,cr}$	321,3796039	МПа	-
τ_{cr}	225,0400142	МПа	-
Ф.80 СП 16	0,690512341	-	<1

Для обычной балки критерий устойчивости стенки балки более значимым, поскольку сдвиговая жесткость её мала по сравнению с синусоидальной. Также необходимы для обеспечения устойчивости стенки поперечные ребра с шагом 2000 мм. Что увеличивает время производства и утяжеляет конструкцию. Однако так как методики для случая подкрановых балок не оговорены в СП 294 придется проверять данные результаты дополнительно методом прямого анализа.

Расчет методом конечных элементов и балки с треугольным гофрированием приведен в приложении А.

Из полученных данных расчетной модели в разных постановках видно, что для восприятия крановых нагрузок от кранов 50т балка с гофрированной стенкой проходит по прочности со 100% использованием материала. Однако есть отрицательный фактор влияния моментов на пояса из-за несовпадения стенки и подкранового рельса. Данная проблема может решаться только полной приваркой рельса к балке, что заметно удорожает ее производство и замену. Также в заводских условиях будет невозможно приваривать синусоидальную стенку вблизи опорного ребра. Это связано с тем, что образуется, с одной стороны, острый угол. В таком случае стенка делается прямой на коротком участке с установкой промежуточного ребра, что значительно понижает эффект металлоемкости конструкции в целом. Также на данный момент не представляется возможным оценить влияние погиби стенки в процессе

гофрирования. Эффект наклепа после получения стенкой деформирования никак не отражен в методиках. Также действующие нормы полностью нивелируют вклад в прочность стенки, что в рассмотренном случае было показано.

Выводы

По проделанному исследованию можно подытожить следующее:

1. Расширение здания в данном конструктивном решении, при шарнирном опирании ригеля или фермы на колонны, усилия перераспределяются на смежные пролеты таким образом, что расчетные сочетания усилий не выходят за пределы $+30\%$ по продольному сжатию и -35% по изгибному моменту относительно расчетных усилий в подкрановой колонне рамы.
2. Проверка проектирование расширения показало, что возможно эксплуатировать на смежном пролете краны эквивалентной мощности, если продольное усилие от нового крана будет воспринимать дополнительная стойка.
3. Используя существующую колонну для закрепления в плоскости рамы новой стойки можно уменьшить расход стали на погонный метр новой стойки в 3,4 раза (без учета металла прикрепления).
4. Замена крана на одну ступень по грузоподъемности, конкретно в данном случае с 30 т до 50 т, требует небольших затрат материалов, относительно первоначального сечения в интервале от 15% до 25%. В этом же случае есть возможность постановки дополнительных связей по колоннам, однако требуется согласовывать данные решения с технологией внутренних процессов производственного цеха.
5. Менее экономичные в материалах усиления, в данном случае односторонняя приварка уголков, позволит сократить сроки реконструкции в целом. Менее емкие решения по усилению, хоть и требуют большего времени

монтажа и проработки ее технологии (очередности), однако уменьшают требуемое количество металла усиления на 10%.

6. Гофрированные балки являются более эффективными по использованию металла поскольку решают проблему с устойчивостью стенки, что является в большинстве случаев определяющим критерием по металлоемкости конструкции.

7. Расчет методиками действующих сводов правил не предусмотрено проектирование балок с гофрированной стенкой под краны. Применение такого решения в рассмотренном примере показало, что при максимально возможной стенке балки она может выполнять функции подкрановой балки для кранов режима работы до 5К. Однако данное технологическое решение связано с конструктивными сложностями как сборки данной конструкции, так и работы ее элементов.

Данные выводы можно переложить на идентичные случаи, чтобы применить определенные особенности конструирования на аналогичные проекты.

Заключение

В ходе проведенной работы были определены несколько важных особенностей, которые влияют на существующий каркас:

1. Работа смежного пролета рамы влияет на усилия, возникающие в работе центральной колонны. Новая крайняя колонна вовлекается в работу каркаса, тем самым уменьшая влияние момента на сечение центральной колонны. Главный плюс данной особенности – это уменьшение распределения момента в сечениях колонны, что немного уменьшает распределение напряжений в болтах и швах траверсы базы колонны, а также траверсы ступени колонны.
2. Особенность, связанная с новым пролетом следующая. В проведенных расчетах и анализе крановых нагрузок выяснилось, что допустимо использовать на новом пролете кран 32/5 т, как и на существующем пролете без дополнительных усилений конструкций существующей колонны.
3. Введение связей между новой стойкой и колонной существующего каркаса позволяет сделать сечение менее металлоемким. В сравнении с металлоемкостью сварного двутавра из листов полок 450х14 и листа стенки 340х6 или 40К1 прокатный двутавр I33 с поперечными связями из швеллера №24 в четырех точках по высоте стойки может сэкономить металл в три раза больше относительно первых двух сечений.
4. Особенностью усиления существующих колонн каркаса для эксплуатации крана 50/12,5 т: во-первых, есть возможность всегда нарастить сечение; во-вторых, если позволяет технологический процесс в здании, то можно установить дополнительные распорки между колоннами из уголков двух 100х7 сваренных в тавровое сечение. Данные распорки поделят длину подкрановой части колонны пополам, тем самым увеличив устойчивость.
5. Особенность усиления колонны увеличением сечения следующая. При проектировании усиления колонны можно сэкономить либо время, либо

материалы. Если приваривать более массивные элементы усиления только к ветви или поясу колонны можно сэкономить на времени производства работ по их монтажу, однако это не эффективно по использованию металла. Если приваривать элементы усиления сохраняя центр тяжести основного сечения колонны, то можно добиться менее металлоемкого усиления, однако этот вариант потребует значительно большего времени по приварке всех элементов.

6. Гофрированные балки являются более эффективными по использованию металла поскольку решают проблему с устойчивостью стенки.

Список используемой литературы и используемых источников

1. Абалмасов А.С, Абилязов Б.А., Марахтанов А.Н., Стыпенко Н.Г., Томилов В.М. «Конструктивные решения по усилению строительных конструкций промышленных зданий» Волгоградский Проектно-конструкторский технологический институт ремонтного производства 1985 г.
2. Беленя Е.И. Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов / Е. И. Беленя, В. А. Балдин, Г. С. Ведеников и др.; Под общ. ред. Е. И. Беленя. - 6-е изд. перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1986. - 560 с., ил. <https://belgut.ru/uchebnik/370-metallicheskie-konstrukcii-pod-redakciey-belenya-e-i.html>.
3. Белов, И. В. Современные методы реконструкции при обследовании конструкций зданий и сооружений / И. В. Белов // Сборник студенческих научных работ : ВЫПУСК 27, Москва, 24–27 марта 2020 года. Том Часть I. – Москва: Издательство РГАУ-МСХА,, 2020. – С. 285-287. – EDN CLJEAJ.
4. Беляков Ю.И., Снежко А.П. Реконструкция промышленных предприятий. Киев: Высшая школа, 1988.
5. Гранев, В. В. Новый этап развития проектирования, строительства и реконструкции производственных зданий и сооружений / В. В. Гранев, Н. Г. Келасьев // Промышленное и гражданское строительство. – 2015. – № 5. – С. 34-37. – EDN TUGOLJ.
6. Губина, Н. А. Реконструкция и расширение производственных зданий / Н. А. Губина, Т. И. Вакуленко, Р. К. Рагимова // Научный вестник Арктики. – 2023. – № 15. – С. 30-38. – DOI 10.52978/25421220_2023_15_30-38. – EDN SMIQFS.
7. Доронина, В. Г. Современные методы реконструкции зданий и сооружений / В. Г. Доронина, Е. В. Нефедов // Наука. Техника. Технологии (политехнический вестник). – 2023. – № 1. – С. 66-70. – EDN IXPNDI.

8. Казаков, Ю. Н. Технология реконструкции зданий : монография / Ю. Н. Казаков, Ф. М. Адам. — Санкт-Петербург : Лань, 2022. — 120 с. — ISBN 978-5-8114-3736-8. — Текст : электронный // Лань : электронно-библиотечная система. — URL: <https://e.lanbook.com/book/206633> (дата обращения: 26.11.2023). — Режим доступа: для авториз. пользователей.
9. Карвандин, А. А. Усиление грунтов при реконструкции зданий / А. А. Карвандин, С. О. Ионов // Актуальные проблемы развития экономики : сборник материалов I Национальной научно-практической конференции, Махачкала, 15 декабря 2016 года / Астраханский государственный технический университет. — Махачкала: Общество с ограниченной ответственностью "Апробация", 2016. — С. 82-86. — EDN ZTGNPV.
10. Карпенко, Т. Ю. К вопросу о концептах "реконструкция" и "расширение" в строительном производстве / Т. Ю. Карпенко // Colloquium-Journal. — 2019. — № 12-3(36). — С. 7-9. — EDN JRINXA.
11. Кудишин, Ю. И. Металлические конструкции [Электронный ресурс] : учебник для студентов вузов / Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатьева ; под ред. Ю. И. Кудишина. — 13-е изд. испр., стер. — М. : Академия, 2007. — 688 с. — Режим доступа: https://academia-moscow.ru/ftp_share/_books/fragments/fragment_14780.pdf.
12. Ли, А. В. Реконструкция зданий : учебное пособие / А. В. Ли. — Хабаровск : ДВГУПС, 2021. — 116 с. — Текст : электронный // Лань : электронно-библиотечная система. — URL: <https://e.lanbook.com/book/259424> (дата обращения: 26.11.2023). — Режим доступа: для авториз. Пользователей.
13. Наумова, Е. Ю. Реконструкция промышленных зданий. Особенности. Направления развития / Е. Ю. Наумова, В. А. Прозоров // Общество. Наука. Инновации (НПК-2017) : сборник статей. Всероссийская ежегодная научно-практическая конференция, Киров, 01–29 апреля 2017 года / Вятский государственный университет. — Киров: Вятский государственный университет, 2017. — С. 1620-1626. — EDN YSQXYN.

14. Перминов, Д. А. Диагностика и реконструкция зданий и сооружений : учебное пособие / Д. А. Перминов. — Симферополь : КФУ им. В.И. Вернадского, 2023. — 120 с. — Текст : электронный // Лань : электронно-библиотечная система. — URL: <https://e.lanbook.com/book/345182> (дата обращения: 26.11.2023). — Режим доступа: для авториз. пользователей.
15. Разумец К. В., Непра А. С. Особенности реконструкции промышленных зданий // Бюллетень науки и практики. 2020. Т. 6. №5. С. 301-304. <https://doi.org/10.33619/2414-2948/54/39>.
16. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81*).
17. Пособие по проектированию усиления стальных конструкций (к СНиП II-23-81*).
18. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85 введ.2017.06.04.- М.: Стандартинформ, 2016. - 89 с.- Доступ из проф.-справ.системы «Техэксперт».
19. СП 35-114-2003 «Реконструкция и приспособление зданий для учреждений социального обслуживания пожилых людей»
20. СП 16.13330.2017 Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81 введ.2017.08.28.- М.: Стандартинформ, 2017. - 154 с.- Доступ из проф.-справ.системы «Техэксперт».
21. СП 131.13330.2018. Строительная климатология. Актуализированная редакция СНиП 23-01-99* [Электронный ресурс]. Введ. 75 28.11.2018. М. : Минрегион России. 2018. 121с. — Режим доступа: <https://docs.cntd.ru/document/554402860>.
22. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83 введ.2017.07.01.- М.: Стандартинформ, 2016. - 173 с.- Доступ из проф.-справ.системы «Техэксперт».

23. СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003 введ.2013.07.01.- М.: Стандартинформ, 2012. - 80 с.- Доступ из проф.-справ.системы «Техэксперт».
24. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 введ.2013.01.01.- М.: Стандартинформ, 2012. - 138 с.- Доступ из проф.-справ.системы «Техэксперт».
25. Степанова Н.С. Особенности реконструкции промышленных зданий // Актуальные проблемы гуманитарных и естественных наук ISSN: 2073-0071.
26. Debra F. Laefer, Linh Truong-Hong, Toward automatic generation of 3D steel structures for building information modelling, Automation in Construction, Volume 74, 2017, Pages 66-77, ISSN 0926-5805, <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2016.11.011>.
27. Islam, Md. Mofizul, Ali, Rubieyat Bin, Billah, Moushtakim Strengthening Techniques of Steel Structure: An Overview. World Scientific News. 2019, (118), s. 181–193.
28. Kruhlikova N.G., Bannikov D.O. RATIONAL DESIGN OF SHORT-SPAN INDUSTRIAL BUILDING ROOF FOR RECONSTRUCTION CONDITIONS // Наука и прогресс транспорта. Вестник Днепропетровского национального университета железнодорожного транспорта. 2019. №2 (80). URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/rational-design-of-short-span-industrial-building-roof-for-reconstruction-conditions> (дата обращения: 30.12.2023).
29. Tsavdaridis, KD orcid.org/0000-0001-8349-3979 (2014) Strengthening techniques: code-deficient steel buildings. In: Beer, M, Kougoumtzoglou, IA and Au, IS-K, (eds.) Encyclopedia of Earthquake Engineering. Springer Berlin Heidelberg . ISBN 978-3-642-36197-5 https://doi.org/10.1007/978-3-642-36197-5_207-1.
30. Zolina. T.V., Sadchikov. P.N. Residual resource of a one-storey steel frame industrial building constructed with bridge cranes. Magazine of Civil Engineering. 2018. 84(8). Pp. 150–161. doi: 10.18720/MCE.84.15.

Приложение А

Общие данные для моделирования балок следующие:

- балки работают по разрезной схеме;
- количество и привязки болтов опорных ребер одинаковые;
- крановый рельс КР-80 закреплен с шагом 700 мм косыми шайбами.
- прокладки моделируются объединением перемещений узлов опорных ребер в зоне действия болтов;
- болты условно моделируются АТТ;
- все промежуточные опоры являются подвижными шарнирами;
- крайние опоры моделируются неподвижными шарнирами;
- расчет НДС ведется для оболочек.
- верхний пояс условно приварен по длине к тормозной балке.

В качестве расчетной модели была принята балка с поясами из полосы 20x280 мм и стенкой из полосы 12x960 мм. Опорные ребра из 18x200 мм и промежуточные ребра из 6x90 мм. Для синусоидальной балки стенка принята толщиной 8 мм.

Так как принято решение провести прямой анализ, придется учитывать работу смежных подкрановых балок.

На рисунке А.1 представлена расчетная схема обычной балки.

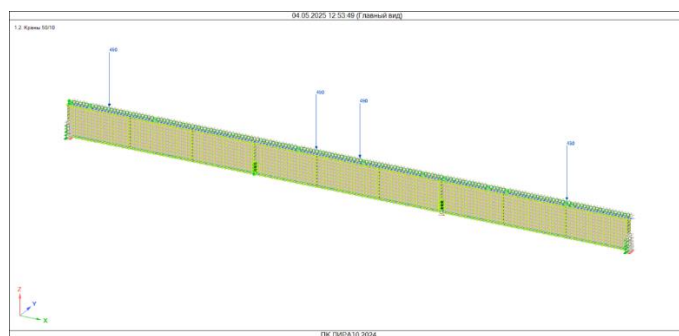


Рисунок А.1 – Расчетная схема обычной подкрановой балки

Продолжение приложения А

В таблице А.1 приведены загрузки для расчетной схемы.

Таблица 11 – Загрузки

Загрузка	Подзагрузка	Параметры	Имя	Параметры динамического воздействия
1		История нелинейного нагружения	Fult1	КФ:10; ММ:Согласованная; МОД:(100)
1	1	Стадия нелинейного нагружения	СВ	
1	2	Стадия нелинейного нагружения	Краны 50/10	
2		История нелинейного нагружения	Fult2	КФ:10; ММ:Согласованная; МОД:(100)
2	1	Стадия нелинейного нагружения	СВ	
2	2	Стадия нелинейного нагружения	Краны 50/12.5	
3		История нелинейного нагружения	1.3 Fult1	КФ:10; ММ:Согласованная; МОД:(100)
3	1	Стадия нелинейного нагружения	СВ	
3	2	Стадия нелинейного нагружения	Краны 50/10	
4		История нелинейного нагружения	1.3 Fult2	КФ:10; ММ:Согласованная; МОД:(100)
4	1	Стадия нелинейного нагружения	СВ	
4	2	Стадия нелинейного нагружения	Краны 50/12.5	

В качестве крановых нагрузок приняты силы на колеса крана 490 и 415 кН с коэффициентами надежности 1,2 и динамичности 1,2. Также с коэффициентом сочетаний 0,85. Краны принимались режима 5К.

Так как стенка балки изначально имеет деформации из-за гофрирования нужно условно смоделировать эффект наклепа.

Продолжение приложения А

Для стальных балок 1-го класса можно пренебречь этим эффектом в силу того, что сталь не должна работать при деформациях, превышающих предел текучести. А угол наклона диаграммы состояния стали при повторном нагружении равен как при первичном нагружении.

На следующих рисунках показаны расчетная схема, экстремальные главные напряжения и максимальные касательные напряжения при максимальных расчетных нагрузках. Теория прочности оболочек выбрана Губерта-Хенки-Мизеса. Так как в Лира 10 2024 нет возможности смотреть эквивалентные напряжения в физически нелинейном расчете и невозможно создать скрипт для получения ни относительных деформаций, ни напряжений. Придется анализировать мозаики главных напряжений.

На рисунках А.2-А8 показана расчетная модель и результаты, полученные в программном комплексе.

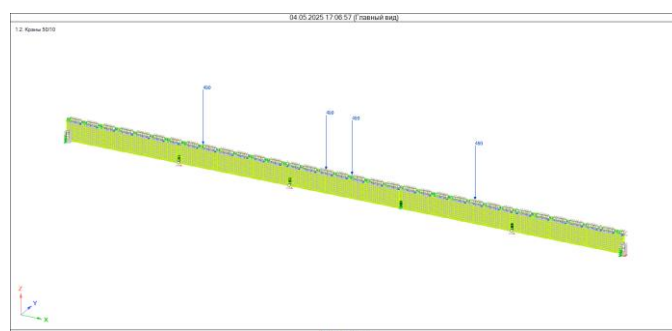


Рисунок А.2 – Расчетная схема обычной балки.

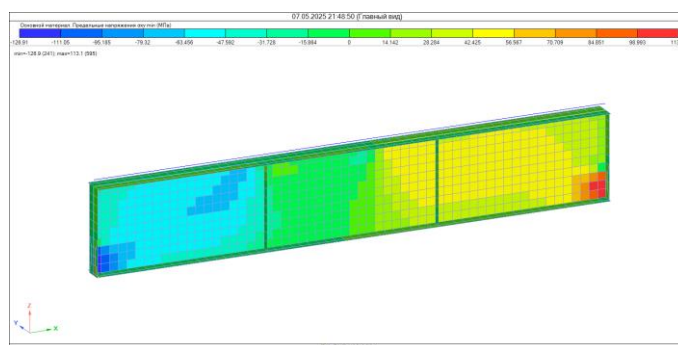


Рисунок А.3 – Максимальные касательные напряжения обычной балки

Продолжение приложения А

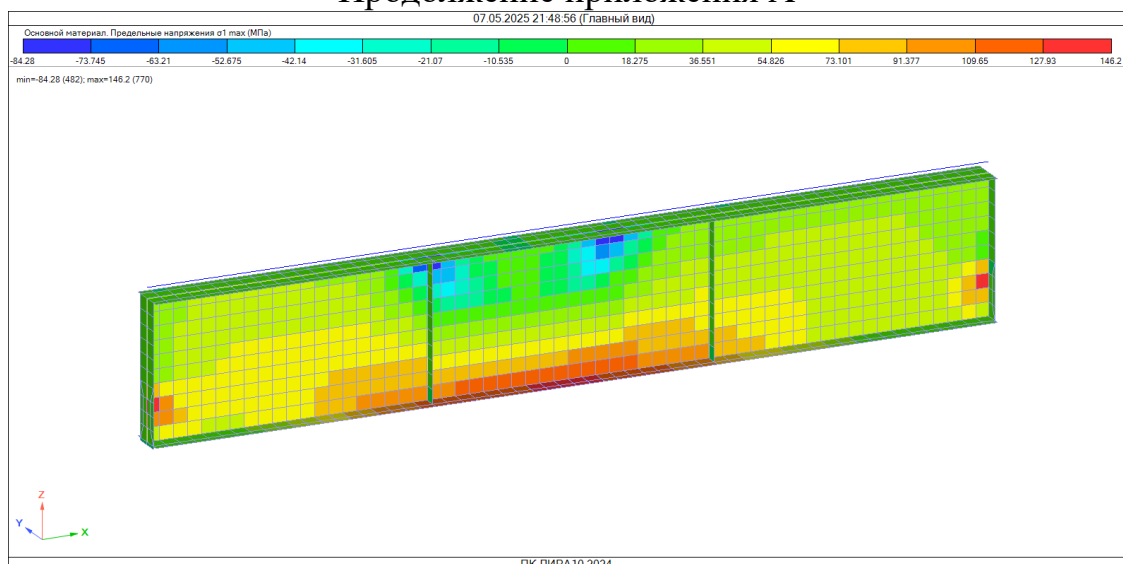


Рисунок А.4 – Главные напряжения σ_1 обычной балки

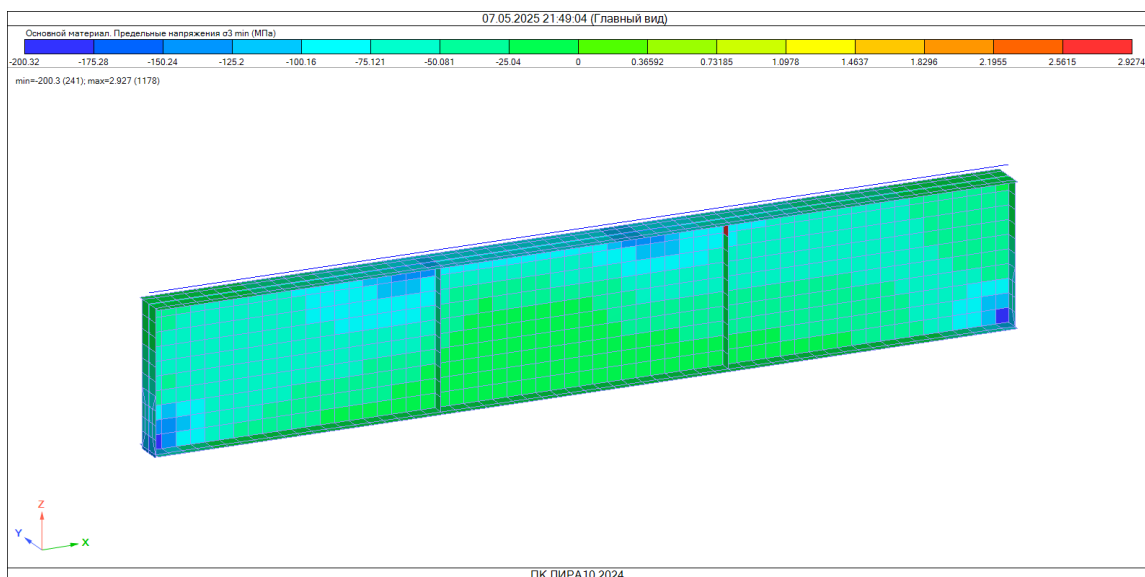


Рисунок А.5 – Главные напряжения σ_3 обычной балки

Продолжение приложения А

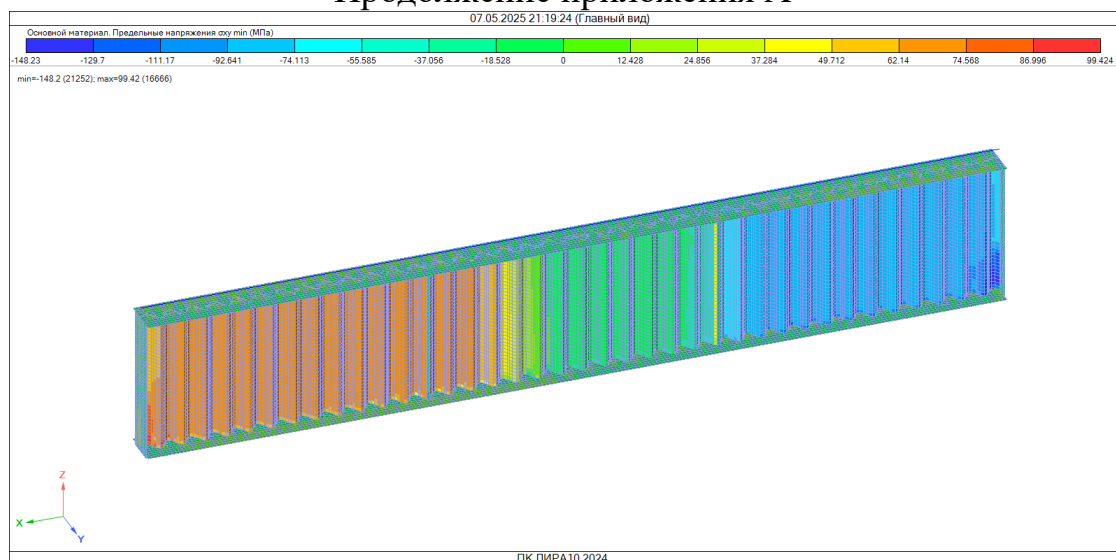


Рисунок А.6 – Максимальные касательные напряжения гофрированной балки

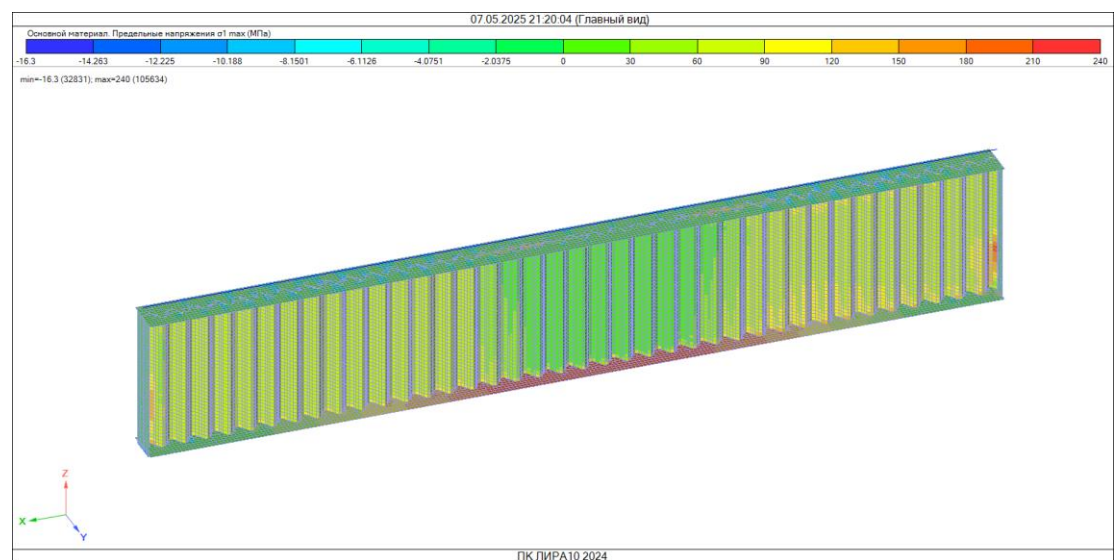


Рисунок А.7 – Главные напряжения σ_1 гофрированной балки

Продолжение приложения А

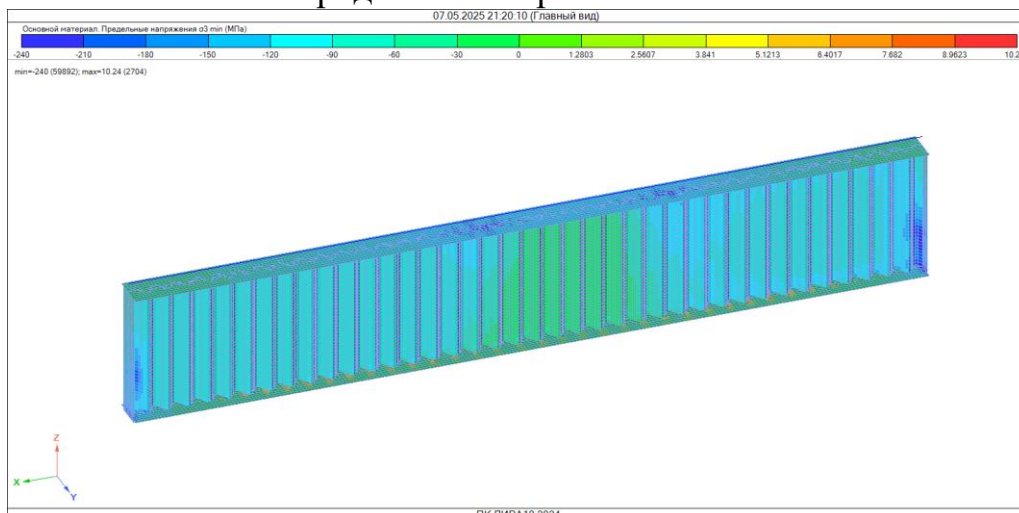


Рисунок А.8 – Главные напряжения σ_3 гофрированной балки

По протоколу решения максимальный коэффициент перегруза обычной балки составил 1,2 и 1,4 для кранов 50/10 и 50/12,5 соответственно. Для балки с синусоидальной стенкой 1 и 1,1. Это коррелируется с результатами методики действующих норм.

Так как подкрановые балки проектируются как конструкции 1-го класса, эквивалентные напряжения оболочек можно анализировать и в линейных задачах. Таким образом на рисунках А.9 и А.10 приведены эквивалентные напряжения для двух балок.

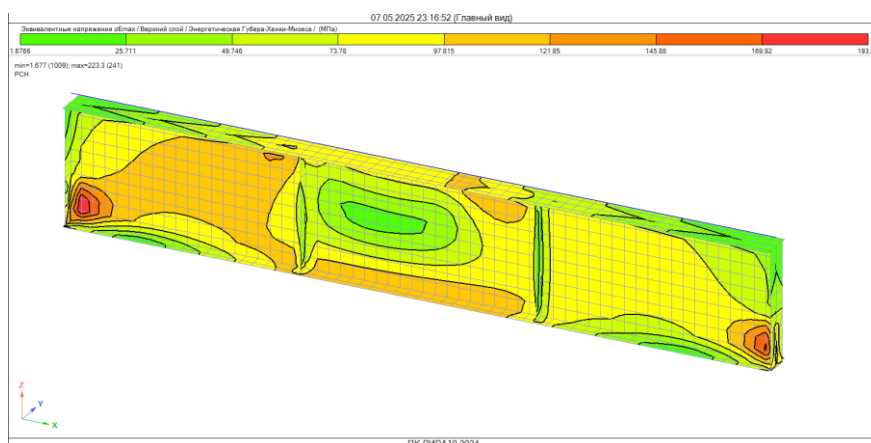


Рисунок А.9 – Эквивалентные напряжения σ_{eqv} обычной балки

Продолжение приложения А

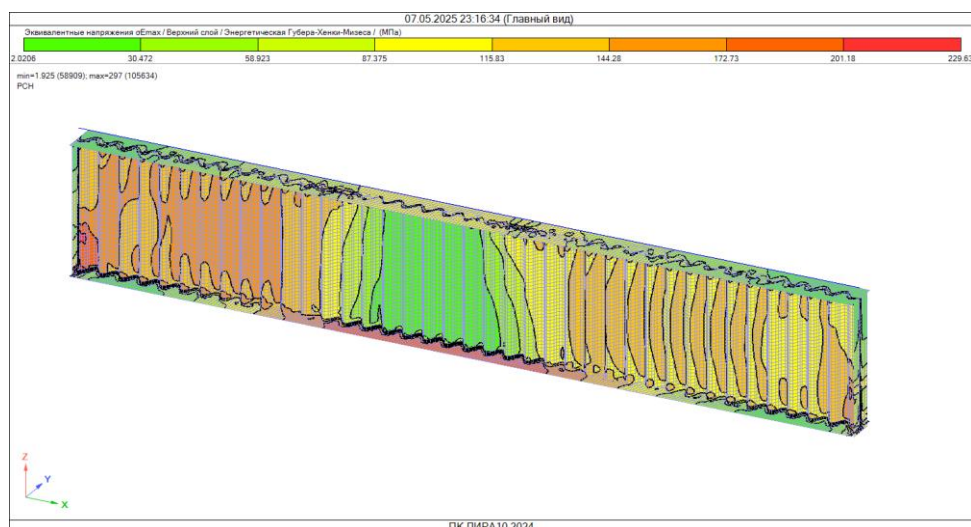


Рисунок А.10 – Эквивалентные напряжения σ_{eqv} гофрированной балки

Линейная задача полностью соответствует НДС полученному при физически нелинейном расчете. По эквивалентным напряжениям четко видно разницу работы стенок и поясов двух балок. Элементы гофрированной балки получают большие по сравнению с обычной напряжения, что говорит о более качественном использовании материала конструкции.

Для сравнения приведем пример расчета балки с треугольно-гофрированной стенкой. Она является наиболее экономичным вариантом.

Таблица 12 – треугольно-гофрированная стенка балки

Величина	Значение	Ед. изм.	Примечание	Предупреждение
Усилия				
N	0	кН	- продольное усилие	-
M _x	1412	кНм	- изгибающий момент в плоскости балки	-
M _y	0	кНм	- изгибающий момент из плоскости балки	-
Q	675,24	кН	- поперечная сила	-

Продолжение приложения А

Продолжение таблицы 12

Величина	Значение	Ед. изм.	Примечание	Предупреждение
F_k	490	кН	- местная нагрузка от одного колеса крана	-
γ_f	1,2	-	- коэффициент надежности по нагрузке от мостовых кранов	-
γ_{d1}	1,2	-	- коэффициент динамичности местной нагрузки от колеса крана	-
γ_{d2}	1	-	- коэффициент динамичности прочности и устойчивости	-
F_{loc}	705,6	-	- местная нагрузка	-
γ_c	1	-	- коэффициент условий работы конструкции	-
Геометрия и физика сечения				
Общие данные по элементу				
l	6000	мм	- пролет балки	-
l_{pl}	100	мм	- шаг крепления настила тормозной балки	-
μ	0,01666666 7	-	- коэффициент расчетной длины	-
l_{ef}	100	мм	- расчетная длина сжатого пояса балки	-
E	206000	МПа	- начальный модуль упругости стали	-
G	79000	МПа	- начальный модуль сдвига стали	-
R_y	240	МПа	- предел текучести стали	-
R_s	138,564064 6	МПа	- предел текучести стали при сдвиге	-

Крановый рельс				
Тип	КР-80	-	-	-

Продолжение приложения А

Продолжение таблицы 12

Величина	Значение	Ед. изм.	Примечание	Предупреждение
Крепление к поясу	Шарнирное	-	-	-
y_r	64,7	мм	- центр тяжести рельса	-
A_r	8184	мм ²	- площадь сечения рельса	-
I_{xr}	15236900	мм ⁴	- момент инерции рельса	-
y_{lf}	52,5017241 4	мм	- центр тяжести рельса с поясом	-
Верхний пояс				
b_{f1}	310	мм	- ширина верхнего пояса	-
t_{f1}	20	мм	- толщина верхнего пояса	-
A_{f1}	6200	мм ²	- площадь сечения верхнего пояса	-
I_{f1max}	49651666,6 7	мм ⁴	- больший момент инерции верхнего пояса	-
I_{f1min}	206666,666 7	мм ⁴	- меньший момент инерции верхнего пояса	-
Стенка с треугольным гофрированием				
h_w	960	мм	- полная высота стенки	Рекомендуется назначить в пределах от 200 до 500 мм.
t_w	8	мм	- толщина гофрированной стенки	Рекомендуется назначить в пределах от 2 до 12 мм.
f	70	мм	- высота волны гофра	Рекомендуется назначить не менее 58 мм.

Продолжение приложения А

Продолжение таблицы 12

Величина	Значение	Ед. изм.	Примечание	Предупреждение
R	40	мм	- радиус закругления гофра в вершинах	-
a	155	мм	- шаг гофра	Рекомендуется назначить в пределах от 480 до 640 мм.
b _w	170,073513 5	мм	- ширина панели гофра	
h _w /a	6,19354838 7		-	Рекомендуется назначить не более 7,5
A _w	7680	мм ²	- площадь сечения гофрированной стенки	-
I _{wmax}	589824000	мм ⁴	- больший момент инерции гофрированной стенки	-
I _{wmin}	40960	мм ⁴	- меньший момент инерции гофрированной стенки	-
Нижний пояс				
b _{f2}	310	мм	- ширина нижнего пояса	-
t _{f2}	20	мм	- толщина нижнего пояса	-
A _{f2}	6200	мм ²	- площадь сечения нижнего пояса	-
I _{f2max}	49651666,6 7	мм ⁴	- больший момент инерции нижнего пояса	-
I _{f2min}	206666,666 7	мм ⁴	- меньший момент инерции нижнего пояса	-
Расчет на прочность изгибаемых элементов двутаврового сечения с поперечно-гофрированной стенкой				п.20.6.3.6

Продолжение приложения А

Продолжение таблицы 12

Величина	Значение	Ед. изм.	Примечание	Предупреждение
I_{xn}	3076543333	мм ⁴	- момент инерции сечение гофробалки относительно оси х-х без учета сечения стенки	-
y	500	мм	- координата рассматриваемой точки сечения относительно главной оси	-
σ_{Mx}	229,4783214	МПа	- максимальные нормальные напряжения в сечении пояса	Сечение проходит. Запас 4,38 %.
$[R_y]$	240	МПа	- допустимые нормальные напряжения	-
$[M_{xmax}]$	1476,7408	кНм	- допустимый момент в сечении пояса	Сечение проходит. Запас 4,38 %.
I_{yfn}	99303333,33	мм ⁴	- момент инерции сечение гофробалки относительно оси у-у без учета сечения стенки	-
x	155	мм	- координата рассматриваемой точки сечения относительно главной оси	-
σ_{Mx+y}	229,4783214	МПа	- максимальные нормальные напряжения в сечении пояса	Сечение проходит. Запас 4,38 %.
$[M_{ymax}]$	0	кНм	- допустимый момент в сечении пояса	Момент недопустим

τ_Q	87,921875	МПа	- максимальные касательные напряжения в сечении стенки	Сечение проходит. Запас 29,5 %.
----------	-----------	-----	--	---------------------------------

Продолжение приложения А

Продолжение таблицы 12

γ_{wc}	0,9	-	- коэффициент условий работы треугольной поперечно-гофрированной стенки на срез	-
$[R_s]$	124,707658 1	МПа	- допустимые касательные напряжения	-
п.20.6.3.8				
σ_x	0	МПа	- нормальные напряжения в стенке относительно оси х-х	-
I_{yn}	99344293,3 3	мм ⁴	- момент инерции сечение гофробалки относительно оси у-у с учетом сечения стенки	-
σ_y	0	МПа	- нормальные напряжения в стенке относительно оси у-у	-
τ_{xy}	87,921875	МПа	- касательные напряжения в стенке	Сечение проходит. Запас 29,5 %.
σ_i	152,285154 6	МПа	- эквивалентное напряжение по Мизесу в стенке	Сечение проходит. Запас 44,8 %.
$[R_i]$	275,862069	МПа	- допустимые эквивалентные напряжения	-

$[R_s]$	124,707658 1	МПа	- допустимые касательные напряжения	-
п.20.6.3.9 и п.8.2.2				
I_{lf}	15443566,6 7	мм ⁴	- сумма собственных моментов инерции или сечения из рельса с поясом	-
ψ	3,25	-	- коэффициент для сварных и прокатных балок	-

Продолжение приложения А

Продолжение таблицы 12

$l_{ef\psi}$	404,671452	мм	- условная длина распределения нагрузки	-
σ_{loc}	217,954589	МПа	- местные напряжения стенки	Сечение проходит. Запас 9,19 %.
$[R_y]$	240	МПа	- допустимые местные нормальные напряжения	-
Проверка устойчивости изгибаемых элементов двутаврового сечения с поперечно-гофрированной стенкой				20.6.3.11 и п.8.4.4
h_1	980	мм	- расстояние между поясами балки	-
N_f	1440,81632 7	кН	- усилие в сжатом поясе балки	-
λ	17,3205080 8	-	- гибкость пояса в горизонтальной плоскости	-
$-\lambda$	0,59119756 7	-	- условная гибкость пояса в горизонтальной плоскости	-

$-\lambda_b$	0,32782001 2	-	- условная гибкость пояса	Не требуется проверять гибкость. Запас гибкости 39,51 %.
$-\lambda_{ub}$	0,54194693 9	-	- предельная условная гибкость пояса	-
δ	10,3498753 6	-	- коэффициент	-
φ_f	1	-	- коэффициент	-
σ_{Nf}	232,389730 1	МПа	- нормальные напряжения в сечении пояса	Сечение проходит. Запас 3,17 %.
$[R_y]$	240	МПа	- допустимые нормальные напряжения	-
п.20.6.3.12				

Продолжение приложения А

Продолжение таблицы 12

$m=m_{ef}$	0		- относительный эксцентриситет	-
φ_e	1		- коэффициент	-
σ_{NfMy}	232,389730 1	МПа	- нормальные напряжения в сечении пояса	Сечение проходит. Запас 3,17 %.
$[R_y]$	240	МПа	- допустимые нормальные напряжения	-
п.20.6.3.22 и п.20.6.3.23				
$-\lambda_c$	0,72563581 1	-	- условная гибкость панели гофра	-
$\beta=h_w/b_w$	5,64461790 8	-	- коэффициент	-
$C_{p,cr}$	5,34	-	- коэффициент	-
τ_{xy}	87,921875	МПа	- касательные напряжения в стенке	Сечение проходит. Запас 94,41 %.

$\tau_{p,cr}$	1573,88312 5	МПа	- допустимые касательные напряжения	-
п.20.6.3.24				
$-\lambda_w$	4,09593689 3	-	- условная гибкость поперечно-гофрированной стенки	-
γ	69,671875	-	- отношение погонной жесткости гофрированной стенки	-
$c_{0,cr}$	80,5544639 1	-	- коэффициент	-
τ_{xy}	87,921875	МПа	- касательные напряжения в стенке	Сечение проходит. Запас 88,2 %.
$\tau_{0,cr}$	745,163777	МПа	- допустимые касательные напряжения	-
п.20.6.3.25 и п.20.6.3.27				
b_w/h_w	0,17715991	-	- коэффициент	-

Продолжение приложения А

Продолжение таблицы 12

δ	4,03645833 3	-	- коэффициент	-
C_1	8,44327633 7	-	- коэффициент	-
σ_{loc}	217,954589	МПа	- местные напряжения стенки	Сечение проходит. Запас 90,56 %.
$\sigma_{loc,cr}$	2309,06458 5	МПа	- допустимые местные нормальные напряжения	-
γ_s	9,11720154 7	-	-коэффициент запаса устойчивости	Устойчивость обеспечена
п.20.6.3.26				
λ_y	34,2857142 9	-	-	-
$-\lambda_y$	1,17026768 4	-	-	-
δ_y	11,8842752 3	-	-	-
φ_y	0,93022786 1	-	-	-
σ_{loc}	217,954589	МПа	-	-
$\sigma_{y,cr}$	223,254686 7	МПа	-	-
γ_s	1,01691733 5	-	-коэффициент запаса устойчивости	Устойчивость обеспечена

Так как по расчетам требуется увеличение пояса до 310 мм определим общий экономический эффект для конструкции балки в целом. Без учета рельса.

Балка обычная:

- пояса 280x20 l=5944 мм – 261,3 кг/шт;
- стенка 960x12 l=5944 мм – 537,5 кг/шт;
- поперечные ребра 90x6 l=960 мм – 4,07 кг/шт;

- опорные ребра 200x18 l=1020 мм – 28,8 кг/шт;

Итого вес одной балки равен 1134,05 кг (2 пояса, 1 стенка 4 поперечных ребра, 2 опорных ребра).

Условно примем, что не на всех заводах можно приварить гофр без выпрямления стенки. Поэтому поперечные ребра останутся.

Балка с синусоидальной гофрированной стенкой:

Продолжение приложения А

- пояса 280x20 l=5944 мм – 261,3 кг/шт;
- стенка синусоидальная 960x8 l=7073 мм – 426,4 кг/шт;
- поперечные ребра 90x6 l=960 мм – 4,07 кг/шт;
- опорные ребра 200x18 l=1020 мм – 28,8 кг/шт;

Итого вес одной балки равен 1022,94 кг (2 пояса, 1 стенка 4 поперечных ребра, 2 опорных ребра). Что легче на 9,8 % относительно обычной.

Балка с треугольно-гофрированной стенкой:

- пояса 280x20 l=5944 мм – 261,3 кг/шт;
- стенка синусоидальная 960x8 l=6522 мм – 393,2 кг/шт;
- поперечные ребра 90x6 l=960 мм – 4,07 кг/шт;
- опорные ребра 200x18 l=1020 мм – 28,8 кг/шт;

Итого вес одной балки равен 989,7 кг (2 пояса, 1 стенка 4 поперечных ребра, 2 опорных ребра). Что легче на 12,7 % относительно обычной.