МИНОБРНАУКИ РОССИИ

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ

«БЕЛГОРОДСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ им. В.Г. ШУХОВА»

(БГТУ им. В.Г. Шухова)

Институт ____магистратуры_____ _____

Кафедра _____строительства и городского хозяйства_____

Направление подготовки _____08.04.01Строительство_____

Направленность (профиль, специализация) образовательной программы: Теория и проектирование зданий и сооружений_____

ВЫПУСКНАЯ КВАЛИФИКАЦИОННАЯ РАБОТА

на тему:

«Работа гофрированных стенок в изгибаемых элементах»

Студента _____Усов Константин Александрович

Зав. кафедрой _____д.т.н., проф. Сулейманова Л.А.

Руководитель _____к.т.н., доц. Солодов Н.В.

К защите допустить

Зав. кафедрой _____/Л.А. Сулейманова/

«_____»_____ 2019 г.

Белгород 2019 г.

МИНОБРНАУКИ РОССИИ

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ

«БЕЛГОРОДСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ им. В.Г. ШУХОВА»

(БГТУ им. В.Г. Шухова)

Институт ____магистратуры_____

Кафедра _____строительства и городского хозяйства_____

Направление подготовки _____08.04.01 Строительство_____

Направленность (профиль, специализация) образовательной программы: Теория и проектирование зданий и сооружений_____

Утверждаю:
Зав. кафедрой_____Л.А. Сулейманова
«_____»_____2019 г.

ЗАДАНИЕ

на выпускную квалификационную работу студента
Усова Константина Александровича

1. Вид выпускной квалификационной работы (ВКР) магистерская диссертация

2. Тема ВКР: «Работа гофрированных стенок в изгибаемых элементах»

утверждено приказом по университету от «_____»_____20____г. №_____

3. Срок сдачи студентом законченной ВКР

_____

4. Исходные данные Объект исследования – балки с гофрированной стенкой с поясом из ЗГСП. Предмет исследования – факторы действительной работы элементов сечения балки с гофрированной стенкой.

5. Содержание ВКР (перечень подлежащих разработке разделов) Глава 1 Обзор и анализ ранее выполненных исследований балок с гофрированной стенкой Глава 2 Особенности и факторы действительной работы гофрированных стенок. Глава 3 Численные исследования балок с гофрированной стенкой.

6. Перечень графического материала: не предусмотрено.

Консультанты по работе с указанием относящихся к ним разделов

Раздел	Консультант	Задание выдал (подпись, дата)	Задание принял (подпись, дата)
Глава 1 Обзор и анализ ранее выполненных исследований балок с гофрированной стенкой	к.т.н., доц. Солодов Н.В.		
Глава 2 Особенности и факторы действительной работы гофрированных стенок	к.т.н., доц. Солодов Н.В.		
Глава 3 Численные исследования балок с гофрированной стенкой	к.т.н., доц. Солодов Н.В.		

Дата выдачи задания «_____»_____ 20__г

_____Н.В. Солодов

Задание принял к исполнению _____ К.А. Усов

КАЛЕНДАРНЫЙ ПЛАН

№ п/п	Наименование этапов работы	Срок выполнения этапов работы	Примечание
1	Глава 1 Обзор и анализ ранее выполненных исследований балок с гофрированной стенкой		
2	Глава 2 Особенности и факторы действительной работы гофрированных стенок		
3	Глава 3 Численные исследования балок с гофрированной стенкой		

Содержание

Введение 6

Раздел 1 Обзор и анализ ранее выполненных исследований балок с гофрированной стенкой 8

1.1 История эволюции конструктивных решений блок с гофрированной стенкой, их классификация 8

1.2 Анализ влияния конструктивных особенностей стенки на ее работу. Расчетные модели стенок 19

1.3 Обзор ранее выполненных экспериментальных исследований балок с гофрированной стенкой 24

1.4 Цель и задачи исследований 31

Раздел 2 Особенности и факторы действительной работы гофрированных стенок 32

2.1 Особенности работы и напряженно-деформированного состояния гофрированных стенок 32

2.2 Обзор методик расчета гофрированных стенок 43

2.2.1 Расчет на местную устойчивость панели гофр. 43

2.2.2 Расчет на общую потерю устойчивости стенки 44

2.2.3 Расчет прогиба балки с гофрированной стенкой 48

2.3 Выводы по главе 2 49

Раздел 3 Численные исследования балок с гофрированной стенкой 50

3.1 Исследование работы балок на изгиб и эффективность с учетом конструктивного решения 52

3.1.1 НДС балки от действия изгибающего момента 52

3.1.2 Деформативность балки 57

3.2 Исследование жесткости на кручение балок 59

3.3 Деформативность стенок при сдвиге 66

3.4 Локальные напряжения в стенке балки 72

3.4.1 Распределительная пластина 100х2 мм 73

3.4.2 Распределительная пластина 100х10 мм 75

3.4.3 Распределительная пластина 100х20 мм 77

3.4.4 Распределительная пластина 200х2 мм 79

3.4.5 Распределительная пластина 200х10 мм 81

3.4.6 Распределительная пластина 200х20 мм 83

3.5 Общая и местная устойчивость в балке 87

3.6 Выводы по главе 3 94

Выводы по работе в целом 99

Заключение 101

Список литературы 102

Приложения 112

Приложение 1 112

Приложение 2 113

Приложение 3 114

Приложение 4 115

Приложение 5 116

Введение

Одним из направлений совершенствования металлических конструкции является разработка и исследование конструктивных решений так называемых легких конструкций. Основным признаком, отличающим легкие конструкции от традиционных, является значительное снижение на них расхода стали.

Применительно к изгибаемым элементам, балкам, снижение металлоемкости можно обеспечить разными конструктивными и технологическими приемами, на основе чего получают разные варианты конструктивных решений.

Известна конструкция балок на основе перфорированных двутавров, получаемых, путем роспуска по зигзагообразной линии на стенке и последующей сварки, из прокатных двутавров.

Применение более прочной стали для нижней части двутаврового сечения возможно в перфорированных балках, это еще более повышает их эффективность.

Другое конструктивное решение - так называемые бистальные балки, в которых в стенке из менее прочной, чем полки, стали допускается развитие пластических деформаций.

Для снижения металлоемкости разработано конструктивное решение балок, в которых используется закритическая работа тонкой стенки. Тонкая стенка на определённом этапе нагружения теряет местную устойчивость между ребрами жесткости, в ней образуются диагональные складки в пределах отсека между двумя вертикальными ребрами. Конструктивно и по характеру работы такая балка напоминает ферму.

Снижению расхода стали в балках способствует применение предварительного напряжения балок затяжками или шпренгельной конструкцией.

Для снижения металлоемкости используют идею изменения (сброса) сечения балки по длине в соответствии с формой эпюры изгибающего момента.

Известны идеи предварительного напряжения стенок двутавровых сечений балок для повышения местной устойчивости с одновременным увеличением гибкости стенки.

Толщина стенки обусловливается работой на восприятие поперечной силы, требованиями сварки или прокатки, а также необходимостью обеспечения местной устойчивости. В балках с гофрированной стенкой (БГС) местная устойчивость обеспечивается устройством гофр по стенке. Известно значительное количество конструктивных решений балок с гофрами по стенке. Гофры существенно уменьшают гибкость стенки по сравнению с плоским вариантом и тем же соотношением ее высоты и толщины.

Первая работа по исследованию гофрированных балок [2], которая предлагает использовать балки с гофрированной стенкой в качестве строительных конструкций, в Советском Союзе была выполнена В.Н. Горновым. В своей статье, изданной в 1937 году, говорилось, что, при такой же прочности, балки с волнистой стенкой легче прокатных балок приблизительно в 2 раза. Но в тех далеких 1940-1950-х годах идея гофрированных балок в строительной сфере не находила своего применения.

За рубежом первые исследования балок с гофрированными стенками нашли свое применение при проектировании летательных аппаратов. Сотрудник "NACA" А.Ф. Фрэйзер в 1956 г. опубликовал работу [8], в которой рассматривал применение балок гофрированной стенкой для крыльев в самолетостроении.

Объектом исследования в настоящей магистерской ВКР является балки с гофрированной стенкой и поясами из ЗГСП.

Предметом исследования являются факторы действительной работы элементов сечения балок с гофрированной стенкой.

Раздел 1 Обзор и анализ ранее выполненных исследований балок с гофрированной стенкой

1.1 История эволюции конструктивных решений блок с гофрированной стенкой, их классификация

Гофры стенки могут иметь различную форму. Наиболее распространённые виды гофр: волнообразные, треугольные, трапециевидные (рисунок 1). Пояса гофрированных балок могут быть изготовлены из листовой прокатной стали, гнутых или прокатных профилей.

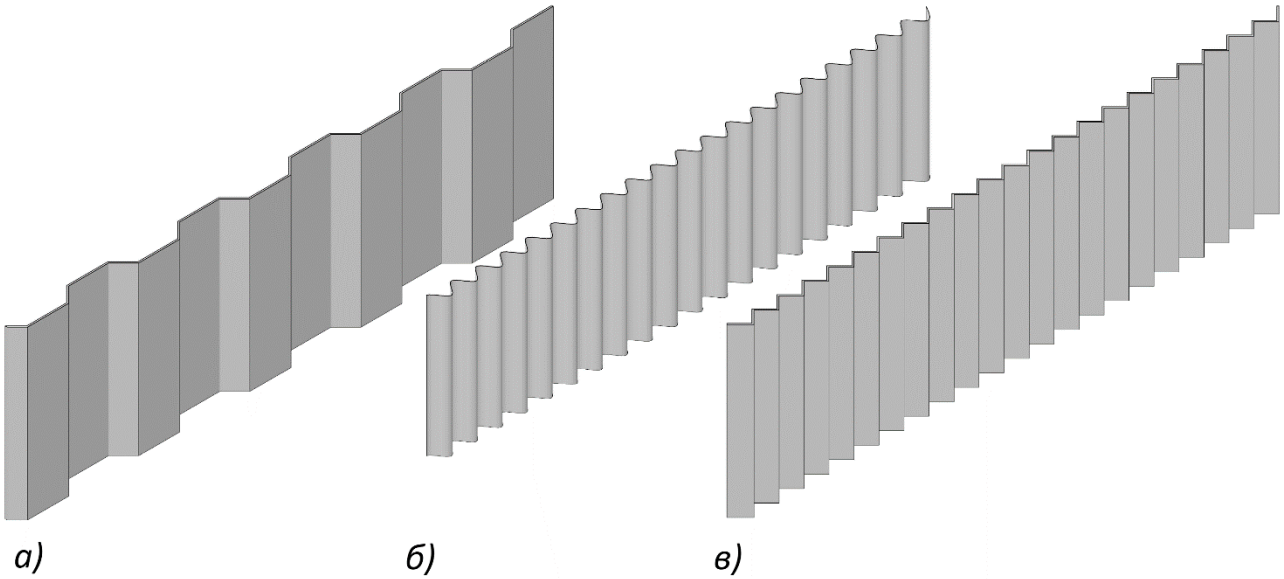


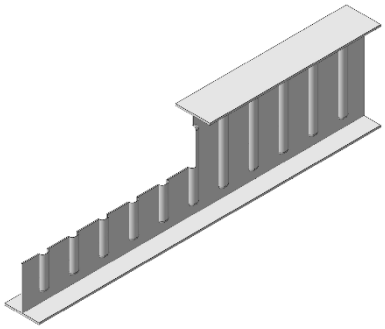
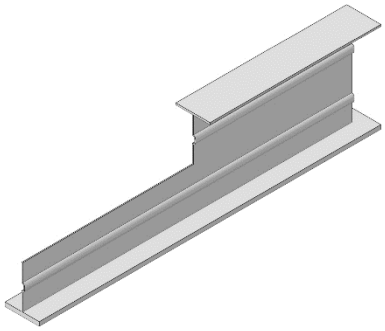
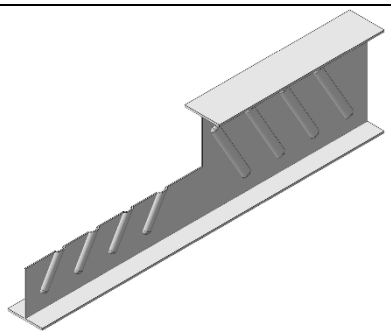
Рисунок 1. Наиболее распространённые виды гофр:

а – трапециевидные; б – волнистые; в – треугольные.

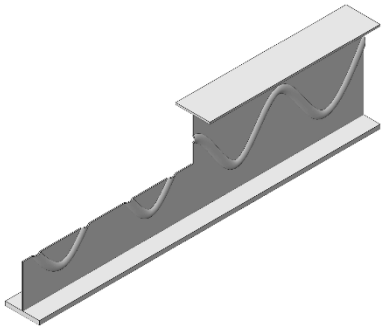
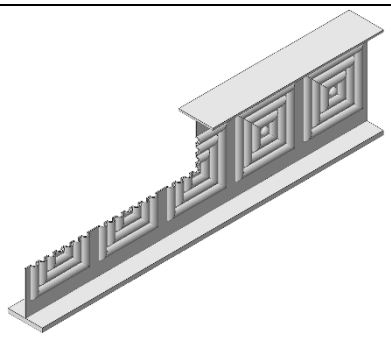
В таблице 1 приведены варианты конструктивных решений балок, в которых использована идея применения гофрированных стенок.

Таблица 1

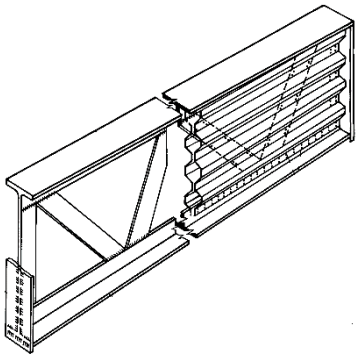
Конструктивные решения балок с гофрированной стенкой

№ п/п	Эскиз балки	Описание модели	Особенности модели.
1	*2*	*3*	*4*
1		Балка с поясами из листовой стали и вертикальными гофрами. Профиль высокой жесткости, входящий в состав экспериментальной балки в качестве стенки, был изготовлен из листа толщиной 1,8 мм путем штамповки гофров на гидравлическом прессе [16].	Балка имеет наиболее эффективную конструкцию. Ее несущая способность была выше в среднем на 23,5 % чем у балки с гладкой стенкой.
2		Балка с поясами из листовой стали и горизонтальными гофрами. Профиль высокой жесткости, входящий в состав экспериментальной балки в качестве стенки, был изготовлен из листа толщиной 1,8 мм путем штамповки гофров на гидравлическом прессе[16].	Был получен отрицательный результат для балок с горизонтальными гофрами. Это дает возможность рассматривать периодический гофр данных параметров как складку, не работающую на поперечную нагрузку.
3		Балка с поясами из листовой стали и наклонными гофрами. Профиль высокой жесткости, входящий в состав экспериментальной балки в качестве стенки, был изготовлен из листа толщиной 1,8 мм путем штамповки гофров на гидравлическом прессе [16].	Несущая способность была выше в среднем на 17 %, что говорит о рациональности применения и такого типа гофрировки.

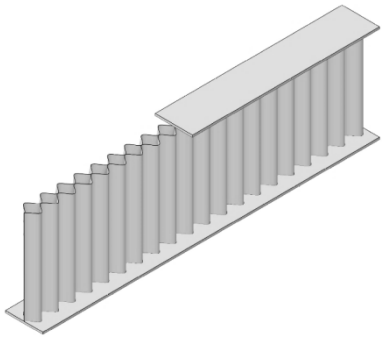
Продолжение таблицы 1

1	*2*	*3*	*4*
4		Балка с поясами из листовой стали и зигзагообразными гофрами. Профиль высокой жесткости, входящий в состав экспериментальной балки в качестве стенки, был изготовлен из листа толщиной 1,8 мм путем штамповки гофров на гидравлическом прессе[16].	Был получен отрицательный результат для балок с зигзагообразными периодическими гофрами. Это дает возможность рассматривать периодический гофр данных параметров как складку, не работающую на поперечную нагрузку.
5		Балка с поясами из листовой стали и концентрическими гофрами. Профиль высокой жесткости, входящий в состав экспериментальной балки в качестве стенки, был изготовлен из листа толщиной 1,8 мм путем штамповки гофров на гидравлическом прессе[16].	Несущая способность была выше в среднем на 17 %, что говорит о рациональности применения и такого типа гофрировки.

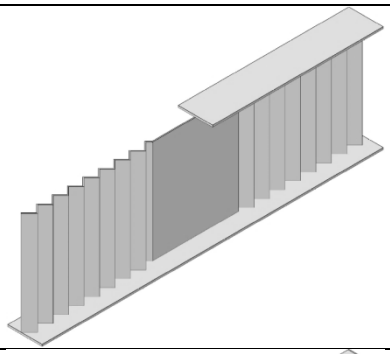
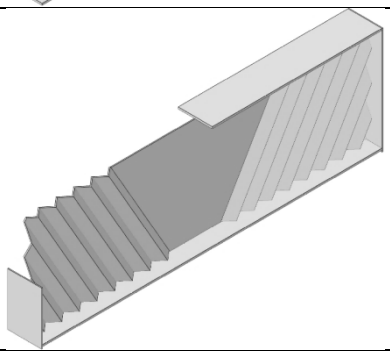
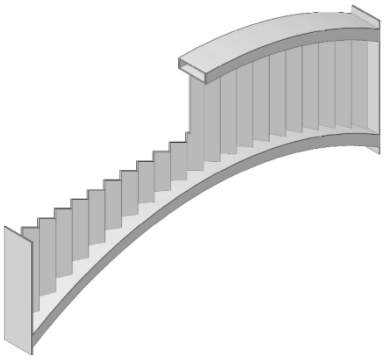
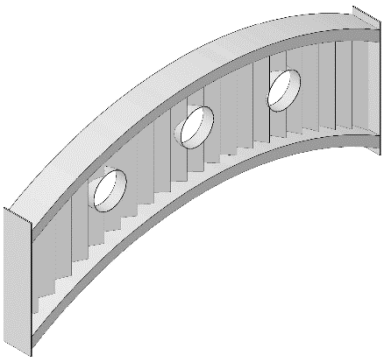
Продолжение таблицы 1

1	*2*	*3*	*4*
6		Балка выполнена с поясами из тавров, с зигзагообразной перфорированной стенкой, с опорными поперечными и продольными ребрами жесткости, причем последние выполнены из профилированных тонкостенных листов. [102]	Металлическая балка данной конструкции работает следующим образом. При действии вертикальной нагрузки каркас балки начинает работать как ферма с треугольной решеткой, так как соотношение высоты балки h к ее пролету l находится в пределах 1/110 1/14. Если опирание прогонов будет осуществлено над точками пересечения осевых линий поясов и элементов стенки, то появление изгибающих моментов в поясах возможно только за счет проявления рамного эффекта. При внеузловой передаче вертикальной нагрузки верхние

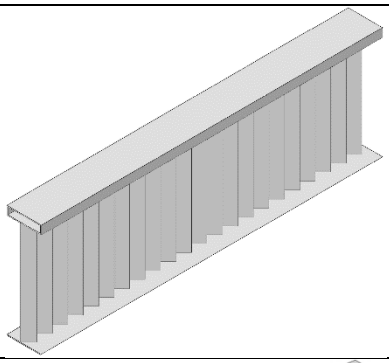
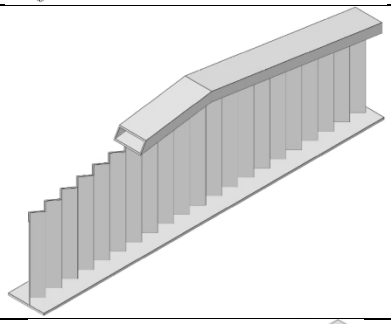
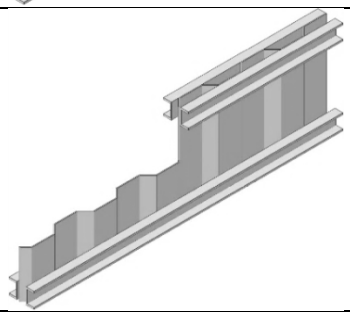
Продолжение таблицы 1

1	*2*	*3*	*4*
6			пояса дополнительно будут работать на местный изгиб. Таким образом, верхние пояса балки испытывают продольно-поперечный изгиб, а нижние пояса – растяжение с изгибом. Элементы стенки, образующие треугольную решетку, испытывают и растяжение и сжатие. Работа растянутых элементов стенки не имеет особенностей.
7		Стенку балки изготавливают из двух профилированных листов, охватывающих пояса или заводимых внутрь поясов, при этом пояса и стенку соединяют между собой при помощи точечной сварки, электрозаклепок или каким-либо иным способом [17].	Масса материала поясов этой балки оказывается меньше, а местная устойчивость ее поясов - выше. Одновременно общая устойчивость этой балки из плоскости изгиба больше, чем у прототипа, что вместе с предыдущим замечанием ведет к увеличению несущей способности балки.

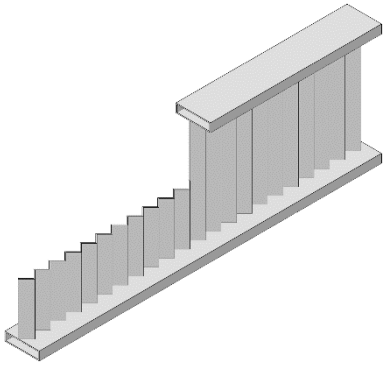
Продолжение таблицы 1

1	*2*	*3*	*4*
8		Балка с гофрирование в зоне наибольшей поперечной силы. [100]	Уменьшение металлоёмкости в зоне наименьшей поперечной силы.
9		Балка со стенкой с наклонными гофрами.	Уменьшение металлоёмкости в зоне наименьшей поперечной силы.
10		Стропильная балка с гофрированной стенкой с возможным устройством отверстий для пропуска коммуникаций [13].	Конструктивное решение позволяет уменьшить количество связей в блоках, снизить массу стропильных балок, уменьшить почти в два раза высоту стропильных конструкций.
11		Стропильная балка с гофрированной стенкой с возможным устройством отверстий для пропуска коммуникаций [13].	Конструктивное решение позволяет уменьшить количество связей в блоках, снизить массу стропильных балок, уменьшить почти в два раза высоту стропильных конструкций.

Продолжение таблицы 1

1	*2*	*3*	*4*
12		Балка двутаврового поперечного сечения с верхним поясом из ЗГСП и нижнем из листа [14].	Полезная модель может использоваться в качестве несущей конструкции.
13		Балка двутаврового поперечного сечения с ломаным верхним поясом из ЗГСП [14].	Полезная модель может использоваться в качестве несущей конструкции.
14		Балка с гофрированной стенкой из стального профилированного стального настила и поясами из пары прокатных профилей с соединением точечной сваркой либо заклепками [18].	Соединение пояса и стенки возможно при помощи болтового или заклепочного соединения

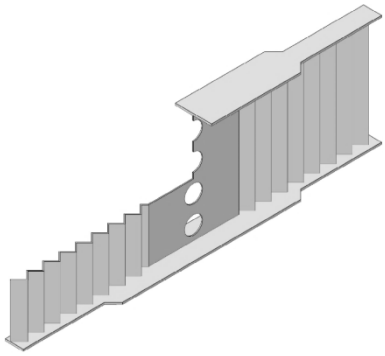
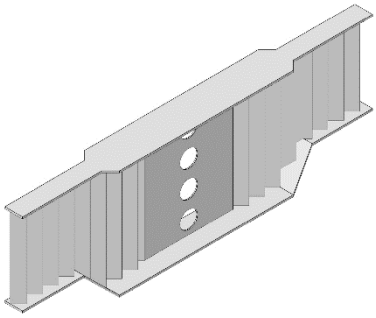
Продолжение таблицы 1

1	*2*	*3*	*4*
15		Металлическая двутавровая балка с гофрированной стенкой состоит из растянутого и сжатого поясов, которые между собой жестко соединены, например сваркой, поперечно-гофрированной стенкой. Пояса выполнены из замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного поперечного сечения с ориентацией большей стороны контура сечения из плоскости балки. Поперечно-гофрированная стенка - из горячекатаного листа, толщиной, в зависимости от высоты сечения балки, до 3 мм. Расположение гофр стенки - вертикальное. [19]	При действии на нее вертикальной нагрузки пояса начинают работать не только на растяжение-сжатие, но одновременно и на изгиб. При этом стенка воспринимает поперечную силу (усилия сдвига). Гофрированная структура листов удерживает стенку от потери устойчивости, что позволяет ей воспринимать значительные сдвигающие усилия несмотря на то, что листы выполняются из тонколистового проката. Повышение общей (или боковой) устойчивости балки осуществляется за счет увеличения жесткости на кручение ее отдельных элементов и их совместной работы. Так, выполнение поясов из замкнутых гнутосварных профилей (коробчатого

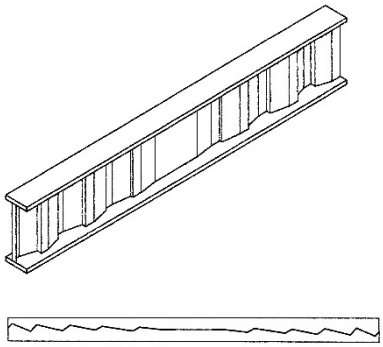
Продолжение таблицы 1

1	*2*	*3*	*4*
15			сечения) с ориентацией большей стороны контура сечения из плоскости балки, по сравнению с поясами в виде листовой полосы, имеют большую собственную жесткость на кручение и изгиб из плоскости балки. Помимо этого, при одинаковом расстоянии между центрами тяжести поясов в предлагаемой полезной модели, по сравнению с аналогами, расстояние между поверхностями, к которым крепится стенка, а следовательно, и высота стенки меньше. Это делает стенку более жесткой, повышая ее местную устойчивость, а также увеличивает жесткость на кручение балки в целом и повышает ее общую (боковую) устойчивость.

Продолжение таблицы 1

1	*2*	*3*	*4*
16		Балка с гофрированной стенкой с отверстиями, обрамленными листовой сталью, с переменным и постоянным сечением полок [15].	Предложенное конструктивное решение снижает массу балок, а также позволяет на разной высоте относительно центра стенки располагать отверстия.
17		Балка с гофрированной стенкой с отверстиями, обрамленными листовой сталью, с переменным, постоянным сечением полок и со сбросом сечения по высоте балкт[15].	Предложенное конструктивное решение снижает массу балок, а также позволяет на разной высоте относительно центра стенки располагать отверстия.

Продолжение таблицы 1

1	*2*	*3*	*4*
18		Гофры могут быть односторонними и двусторонними относительно срединной плоскости стенки. Устройство двусторонних гофров предпочтительнее ввиду более равномерной передачи усилий с поясов на стенку, лучшей работы на кручение, близкого соответствия теоретических расчетных предпосылок реальной картине сопряжения элементов балки и их силового сопротивления. [103]	Асимметричность профиля гофров стенки заключается в смещении вершины гофров в сторону возрастания интенсивности поперечных сил и/или крутящих моментов. Приведенное конструктивное решение позволяет разместить вершину гофра, т.е. фрагмент отдельно взятого гофра с наибольшей продольной и крутильной жесткостями, ближе к максимальным (по модулю) значениям усилий на участке данного гофра. Предлагаемая асимметричная геометрическая форма профиля гофров стенки соответствует оптимальному размещению материала гофра при заданных шаге и высоте, основываясь на принципе: наибольшая устойчивость стенки при наименьшей ее материалоемкости.

1.2 Анализ влияния конструктивных особенностей стенки на ее работу. Расчетные модели стенок

Изгибаемые балки с плоской стенкой, у которых пролет в пять или более раз превышает сечение, при испытании подтверждают гипотезу плоских сечений Бернулли. Балки с плоской стенкой также возможно использовать как сжатые элементы, такие как колонны, либо растянутые, такие как растянутые элементы фермы. В свою очередь балки со стенкой гофрированной формы практически не воспринимают продольные усилия, так как стенка ведет себя по принципу «аккордеона».

К основным геометрическим характеристикам балки с гофрированной стенкой относятся такие характеристики как: высота гофр f, шаг гофр a, ширина панели гофры b_w и угол гофрирования α.

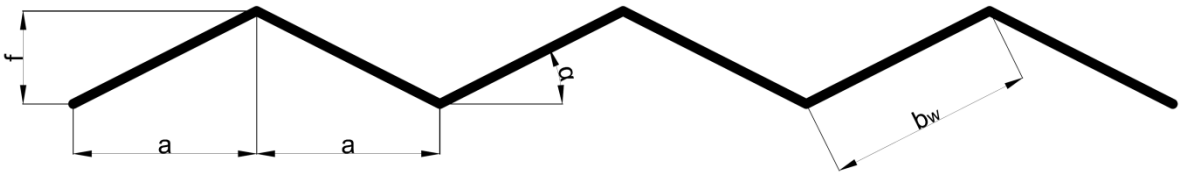


Рисунок 2. Геометрические характеристики гофрированной стенки.

В ходе испытаний В.Н. Горнов выявил, что волнообразная стенка практически не воспринимает нормальных напряжений и находится в условиях чистого сдвига. Кроме этого, он показал, что, при одинаковой прочности, балка с гофрированной стенкой менее металлоёмкая, по сравнению с эквивалентными прокатными балками, примерно в два раза. [2]

В.Ф. Кириленко и Г.А. Окрайнец в работе [20] (1969 г.) изучают гофрированную стенку двутавровой балки как плоскую ортотропную пластинку, упругие характеристики которой формируются из равенства жесткости на сдвиг и растяжение гофрированной и плоской пластинок. Применяя такой метод, они получают зависимости для установления напряжений в верхней и нижней кромках стенки, а также в поясах балки. Кроме этого, подтверждены результаты испытаний, приведенные в работах [2, 3, 5, 74].

Потеря устойчивости гофрированной стенкой подобна качественной картине потери устойчивости плоской стенки, подкрепленной поперечными ребрами жесткости с небольшим шагом [44]. Применяя такую аналогию, авторы используют решение А.С. Вольмира [59] с целью установления критических касательных напряжений, при которых плоскость гофр утрачивает местную устойчивость, и решение М. Стейна и Р. Фралиха [57, 58] с целью определения критических касательных напряжений, при которых начинается потеря общей устойчивости гофрированной стенки. Так как потеря местной устойчивости стенки может вызвать потерю общей устойчивости, то для практического проектирования рекомендовано выбирать характеристики гофров таким способом, чтобы предельные касательные напряжения при потере общей устойчивости были менее предельных касательных напряжений при потере местной устойчивости, то есть, для того чтобы стенка не была предрасположена к потере местной устойчивости гофров.

В 1985 В.В. Долинский в исследовании [7] анализировал напряженно-деформированное состояние треугольно-гофрированных стенок двутавровых балок с помощью электронно-вычислительной машины по программе, которая рассчитывала методом конечных элементов. На данных, полученных расчетом, было определено, что гофрированная стенка частично включается в работу балки на изгиб. Кроме того, было установлено, что распределение нормальных напряжений по высоте стенки балки имеет криволинейный вид. На основе этого представлено, что гофрированную стенку с достаточной степенью точности возможно заменить плоской, эквивалентной по несущей способности, толщина которой меняется согласно закону квадратной параболы. В.В. Долинский предложил эмпирические формулы, позволяющие учитывать уровень включения гофрированной стенки в работу на изгиб. В работе [7], кроме того, установлено, что распределение касательных напряжений по высоте стенки почти не зависит от параметров гофров и имеет равномерный вид. Были выведены формулы для установления длины и высоты гофров, которые обеспечивают местную и общую устойчивость

стенки, как в упругой стадии, так и при развитии упругопластических деформаций. В работе [7] представлено, что гофрирование стенки дает возможность увеличить устойчивость поясных листов, так как допустимая величина свеса поясного листа увеличивается в 1,1-1,25 раза по сравнению с плоской стенкой. Помимо этого, В.В. Долинский провел исследования балки с гофрированной стенкой на знакопеременные циклические нагрузки. В результате было определено, что исчерпание несущей способности и циклической долговечности балок происходит из-за потери устойчивости стенок, поясов и возникновения в них трещин. Удельная относительная энергоемкость двутавровых ригелей с гофрированной стенкой и поясами постоянного сечения в 8-10 раз больше энергоемкости ригелей с плоской стенкой, а с поясами одинакового сопротивления - выше в 15-20 раз. Использование гофрированных стенок взамен плоских в ригелях позволило уменьшить их металлоемкость до 26%, а трудозатратность производства – до 17%.

В 2001 г. А.Н. Степаненко в работе [47] анализирует балку с гофрированной стенкой как тонкостенный стержень с применением теории тонкостенных упругих стержней В.З. Власова [75] и описывает его фактическое НДС. Расчетом определено, что периодический сдвиг стенки с оси стержня приводит к появлению в сечениях дополнительных изгибно-крутящих усилий, которые могут быть определены геометрическими размерами гофр в стенке. Описанием предельного состояния стержня с гофрированной стенкой с учетом в нем дополнительных усилий А.Н. Степаненко были получены формулы предельных усилий для центрально сжатого, изгибаемого и внецентренно сжатого стержней, определено, что гофрирование увеличивает жесткость стенки из плоскости балки и повышает её жесткость на кручение. Из требования обеспечения общей устойчивости стенки предложены формулы для расчета минимальной высоты гофров в стенке, а из требования обеспечения местной устойчивости элементов гофров получена формула наибольшей длины полуволны гофров (шага гофр). Для

сжатого пояса, выполненного из листа, представлено его предельное состояние с учетом изменчивости ширины свесов и наличия в нем касательных напряжений; были получены формулы для определения критических значений напряжений, действующих в поясе, и его наибольшей ширины. Испытанием трех частей на плоский поперечный изгиб и изгиб с кручением получена опытная картина напряженного состояния, которая согласуется с теоретической и подтверждает возможность применения последней в практических расчетах. Предложена схема подбора сечений изгибаемого элемента при действии распределенной поперечной нагрузки и сжатого осевым усилием стержней, смещенной в плоскости стенки.

В 2007 г. П.И. Егоров опубликовал работу [76], в которой уравнение профилей гофров описывал с помощью рядов Фурье, и получил формулы для определения дополнительных изгибно-крутящих усилий, образующихся из-за периодического смещения стенки с оси стержня. Продемонстрированные в данной работе выражения возможно применить для гофров любого очертания (волнистого, трапециевидного, треугольного). П.И. Егоров приходит к заключению, что для треугольного профиля величины дополнительных усилий практически не оказывают воздействия, однако для трапециевидного профиля значения дополнительных максимальных усилий значительны, что следует принимать во внимание при конструировании гофрированных стержней.

М. Элгаали, Р. Гамильтон и А. Сешадри в работе [32] (1996 г.) публикуют итоги испытаний тридцати полноразмерных моделей балок с трапециевидно гофрированной стенкой. Данные результатов эксперимента сравнивались с результатами расчета по методу конечных элементов. Сопоставив опытные и теоретические результаты, авторы работы [32] предложили выражения для нахождения предельных касательных напряжений для случаев местной и общей потери устойчивости стенки. Формула для предельных касательных напряжений в случае местной потери устойчивости стенки была получена в ходе рассмотрения плоской панели гофр как изотропной пластинки.

Критические касательные напряжения, в случае общей потери устойчивости, авторы рекомендуют рассчитывать, рассматривая гофрированную стенку как ортотропную пластинку. Результаты теоретического расчета по предложенным выражениям выявили хорошее совпадение с итогами экспериментальных исследований.

В работе [33] (1997 г.) М. Елгаали, А. Сешадри и Р. Гамильтон публикуют итоги испытаний полномасштабных моделей балок и сопоставляют их с итогами расчета методом конечных элементов. В результате испытаний и расчета методом конечных элементов сделано заключение о том, что гофрированная стенка почти не принимает участие в работе балки на изгиб и для практических расчетов её влиянием при расчете нормальных напряжений в поясах балки возможно пренебречь.

С. Л. Чан, Я.А. Халид, Б.Б. Сахари и А. Хамауда в работах [41] (2001 г.) и [34] (2004 г.) исследуют воздействие различного типа гофрирования стенки на прочность всей балки при изгибе. В работе [41] произведено исследование методом конечных элементов моделей балок с плоской стенкой, с вертикальным расположением гофр, с горизонтальным расположением гофр и с одиночным горизонтальным гофром. В работе [34] описываются итоги испытаний ряда моделей балок с такими же стенками на поперечный изгиб. Вследствие расчета авторы пришли к заключению, что вертикальное гофрирование стенки повышает прочность балки при изгибе в 1,8-2,1 раза, по сравнению с плоской стенкой и стенкой с горизонтальными гофрами.

Л. Хуанг, Х. Хикосака, К. Комине в работе [43] (2004 г.) исследовали методом конечных элементов балки с трапециевидными гофрами при работе на изгиб. Расчеты показали, что осевая жесткость стенки в продольном направлении существенно меньше её жесткости на сдвиг в поперечном направлении, из-за чего нормальные напряжения в стенке распространяются только на незначительном расстоянии от поясов и быстро затухают (так называемый, «эффект аккордеона»).

Х.Х. Аббас, Р. Саус и Р.Г. Драйвер в работах [66] (2006 г.) и [67] (2007 г.) описали работу балки с гофрированной стенкой под нагрузкой, приложенной в плоскости балки, и пришли к выводу, что из-за смещения гофрированной стенки с оси балки в сечении появляются изгибно-крутильные усилия. В работах [66, 67] приведены формулы для определения данных усилий и сформулирован вывод о необходимости принимать во внимание дополнительные напряжения, вызываемые изгибно-крутильными усилиями, в поясах балки.

В 2007 г. Кучта К.Р. в своей работе [82], а позднее в работе [83], привел данные теоретических и опытных исследований балки с гофрированной стенкой, где сделано предположение о том, что максимальная прочность балки находится в зависимости от ширины приложения нагрузки.

Абу Хасан М.Н. в 2008 г. с коллективом авторов издал свою работу [84], в которой, на основе прежде размещенных работ [41, 86-89], описываются испытания балки с гофрированной стенкой трапециевидного очертания с разной толщиной стенки. Автор приводит сравнения аналитического расчета и опытного испытания и отмечает их схожесть. При испытаниях автор подмечает, что увеличение толщины полок гофрированной балки не оказывает большое влияние на максимальную сдвиговую способность стенки, однако использование толщины полок ниже вычисленных значений сокращает сопротивляемость стенки на изгиб.

1.3 Обзор ранее выполненных экспериментальных исследований балок с гофрированной стенкой

Современная цивилизация применяет все более сложные конструкции, обеспечение надежности и прочности которых, при их большой экономичности, приобретает основное значение. Проектирование таких конструкций обязано, в первую очередность, основываться на современных методах расчета, позволяющих удовлетворять всем предъявляемым требованиям.

Экспериментальные исследования – это важный этап при определении характеристик и понимания действительной работы исследуемой конструкции.

В 1940 году А. А. Подорожный в ходе испытаний выяснил, что гофрированный лист хорошо воспринимает сдвигающие усилия [3].

В 1956 году Ю. И. Еловков, Е.А. Павлинова и М.В. Филиппео выяснили, что гофрированная стенка полностью воспринимает перерезающую силу независимо от ориентации гофр [4]. Момент, при горизонтальном расположении гофров, воспринимался всем сечением балки, при вертикальном - только поясами.

В 1963 году Г.А. Ажермачев проводил испытания на изгиб и кручение балок с волнистой стенкой. Он сделал следующий вывод: гофрированная стенка обладает повышенной местной устойчивостью, несмотря на малое отношение толщины стенки к ее высоте, а также он свидетельствует о том, что балки с гофрированной стенкой обладают повышенной жесткостью на кручение и изгиб с кручением [5].

В своей работе [6] Я. И. Ольков и А.Н. Степаненко опытным путем доказали, что гофрированные балки менее металлоёмкие, нежели обычные, на 5-20%, трудоемкость их изготовления сравнима с классическими балками. Они сделали вывод, что непрерывно гофрированная стенка с волнистым профилем гофр и уклоном в рамках 50...90° практически не участвует в работе балки на изгиб, хотя в расчете можно учесть от 10 до 30 толщин примыкающий к поясам части стенки.

В работе [46] (1972 г.) А.Н. Степаненко изучал НДС сварных металлических балок с гофрированными волнообразными стенками. Были исследованы стенки, образующие которых ориентированы под углами, случайно расположенными к поясам балки. Также исследованы вопросы прочности и устойчивости поясов наклонно гофрированных стенок, нагруженных поперечной нагрузкой в плоскости стенки. Отклонения теоретических величин напряжений было в пределах 15-20% от данных,

полученных опытным путем. Теоретически и опытным путем установлено, что отклонение гофров от вертикали на угол до пятидесяти градусов не включает стенку в работу на изгиб. Непрерывное гофрирование стенок увеличивает жесткость балок в плоскости поясов, делает их наиболее устойчивыми и способными работать на нагрузку, приложенную с эксцентриситетом в пределах высоты гофр.

В 1970 г. были проведены опытные исследования [79] двух сварных алюминиевых балок. Высота стенки по отношению к толщине установлена в первом случае 83, а во 2-м - 167. В целом испытано: одна балка с плоской стенкой и 5 балок с гофрированной стенкой. Основные прогибы конструкции в плоскости стенки и поясов измерялись при помощи прогибомеров Максимова, а тензодатчики сопротивления применялись с целью замера относительных деформаций двух поперечных сечений.

После завершения испытания образцов балок с плоской и наклонно гофрированной стенкой было выявлено, что у балок с редким гофром прогибы на 13 процент меньше, а у балок с частым гофром – на 25 процентов больше прогибов балки с плоской стенкой. Таким образом, при уменьшении шага гофр и угла наклона гофр к поясу, возрастает деформативность балок. А отличие между прогибами балок с нисходящими и восходящими гофрами не превышает 4 процента. Деформативность гофрированных балок понижается за счет предварительного напряжения на 8-22%. При центральной нагрузке горизонтальные прогибы балки с плоской стенкой в верхнем поясе больше, чем у балок с волнистой стенкой, а деформативность в плоскости пояса за счет предварительного напряжения не меняется [16].

Важным фактом испытаний стало испытание балок без ребер с гибкостью стенки 100 с приложенной подвижно-сосредоточенной нагрузкой с эксцентриситетом, при которой была вызвана местная потеря устойчивости. При перемещении колеса волна вогнутости двигалась за ним, а в некоторых балках было зафиксировано увеличение выносливости. Все это привело к

желательному распределению местных напряжений, распределение при этом давление с рельса происходило на большую длину стенки [78].

Экспериментально доказано, что гофрированные балки легче и дешевле обычных на 5-20%, трудоемкость их изготовления практически такая же.

Д. Смит в 1992 году в ходе испытания установил, что прерывистый шов не желателен для приварки гофрированной стенки к поясам.

Р. Гамильтон в 1993 году в ходе испытания установил, что частое расположение гофр способствует более скорому наступлению потери общей устойчивости.

Ш.А. Ибрагим, В. Эль-Дакхахни и М. Елгаали, изучая работу гофрированных балок при многократных циклических нагрузках, пришли к выводу, что долговечность балок с гофрированной стенкой на 49-78% выше, чем у балок с плоскими стенками [9,10].

В 1984 г. было проведено опытное исследование Кудрявцева В.А. [79], задача которого состояла в проверке применимости теории упругости гофрированных пластин к характеристике устойчивости анизотропных пластинок. Рассматривались устойчивость 1-го рода при сдвиге и изгибе [80], а кроме того, напряженно-деформированное состояние с учетом прогибов.

Объектом опытного исследования на сдвиг стали отсеки из гофрированных пластинок с различными сторонами и граничными условиями. Пролет -4 метра, высота - 0,411 метра [5], сталь марки Ст3пс5 (С245). Были произведены отсеки с гофрами трапециевидной формы в количестве 6 двутавровых балок. Опорные части отсеков были сделаны из гофрированного профиля 757х20х1,4.

В общем, исследования выявили эффективность работы гофрированных пластинок на общий сдвиг и изгиб.

В работе [48] (1997 г.) М. Елгаали и А. Сешадри предлагают формулы для проверки местной устойчивости трапециевидно гофрированной стенки под сосредоточенной нагрузкой, приложенной к верхнему поясу балки. Итоги теоретических расчетов сравнивались с данными испытаний 30

полномасштабных моделей балок и с данными расчетов методом конечных элементов. Авторы пришли к заключению, что результаты экспериментов хорошо согласуются с результатами, полученными методом конечных элементов и расчетом согласно предложенным формулам. При конструировании балок с трапециевидно гофрированной стенкой рекомендовано контролировать устойчивость стенки под сосредоточенной нагрузкой по предложенным формулам.

В работе [42] (1998 г.) М. Елгаали и А. Сешадри приводят итоги опытных испытаний ряда полномасштабных моделей балок с трапециевидно гофрированными стенками на сдвиг и изгиб. Данные опытных испытаний хорошо согласуются с итогами расчета этих же моделей балок методом конечных элементов.

Р. Саус, Х.Х. Аббас, Р.Г. Драйвер, К. Анами и Д.В. Фишер в статье [77] (2006 г.) приводят итоги испытаний балки с гофрированной стенкой на многоцикловые нагрузки. В работе приведены формулы для установления выносливости балки с гофрированной стенкой и сделано заключение, что балки с гофрированной стенкой под влиянием многоцикловых нагрузок долговечнее обычных балок с плоскими стенками, укрепленными ребрами жесткости.

В 2008 г. на кафедре металлических и деревянных конструкций НГАСУ Кретининым А.Н. были выполнены натурные испытания четырех образцов балок [90]. Пролет балок был ограничен размером испытательного стенда. Определение пригрузки балок выполнялось динамоментром ДОМС-5. Теизорезисторы типа КФ- 5П1-10-100-Б-12 применялись для отображения напряженно-деформированного состояния стенок и поясов балок в количестве 40 штук на балку. Обработка результатов выполнялась автоматически с помощью программы «Тензометрическая система» версия V3.0.

Были сделаны основные заключения [90]:

– балки из оцинкованных холодногнутых профилей воспринимают значительную нагрузку.

– принятая конструктивная схема испытуемой модели двухступенчатой компановки сечения балки наиболее эффективна по сравнению с аналогичной одноступенчатой компоновкой сечения балки.

– с целью повышения несущей способности по местной устойчивости гофрированной стенки из профилированного листа возможна установка нисходящих раскосов.

– тип соединения элементов балок непосредственно влияет на несущую способность балки.

Так же в 2008 г. в г. Москва Рыбкин И.С. [91], изучив особенности тонкостенных гофрированных конструкций, предложил новейший комбинированный тип двутавровых конструкций с переменным гофрированием, разработал график изменения коэффициентов, которые учитывают влияние на напряженно-деформированное состояние, а, кроме того, предложил методику компьютерного моделирования, провел теоретическое исследование на устойчивость и анализ напряженно-деформированного состояния балок классического и переменного гофрирования. По итогам исследований было определено, что по металлоемкости балки переменного сечения эффективнее на 8-9%, степень работы гофрированной стенки поперек гофра незначительна и при расчете может не учитываться. Предложена единая система рекомендаций по проектированию гофрированных конструкций.

В 2010 г. в своей работе [92] Егоров П.И. изучал НДС балок и колонн с гофрированной стенкой, аналитически описывал напряженное состояние гофр треугольного и трапециевидного профилей. Были предложены универсальные уравнения, характеризующие усилия от действия изгибающего момента. Выведено доказательство методики Степаненко А.Н. [93]. Численные эксперименты подтверждают параметры напряженно-деформированного состояния гофрированных стержней, полученные при натурных испытаниях.

Кудрявцев С.В [94] в 2011 г. в своей работе исследовал работу балки с гофрированной стенкой, ослабленной круглыми отверстиями, исследовал

снижение несущей способности стенки, получил формулы, определяющие коэффициенты концентрации напряжении, а также предложил методику оценки прочности, устойчивости и жесткости данных балок.

В своей работе Мартинс А.Г. [96] аналитически и экспериментально исследовал 3 композитных соединения в крестообразном положении, где стенка балки сделана из гофрированного листа синусоидальной формы, а полки сделаны из железобетона. С целью проверки размещенных ранее работ [96-98] было принято решение провести полномасштабный эксперимент. Он пришел к общему заключению, что данные численных и натурных испытаний во всех работах подобны.

Аденилциа Ф.Г. Цалензани с коллективом авторов в 2013 г. издал работу [99] о крутильной жесткости композитных гофрированных балок с гофрами синусоидального профиля на боковой изгиб с кручением. В целом было проведено 4 опытных испытания, а теоретические испытания, проведенные при помощи программы ANSYS 9.0, исследовали 68 моделей. В результате были предложены формулы для определения изучаемых жесткостей.

В 2013 г. Полтораднев А.С. в своей работе [100], изучая несущую способность и оптимизацию балок с гофрированной стенкой, доказывает эффективность применения в балках вместо классической для стальных конструкций плоской стенки гофрированную стенку. Он предложил применять балки с гофрированной стенкой на опорах, а с плоской стенкой - в середине пролета, уменьшая при этом общую массу до 20%; согласно методике Лихтарникова Я. М. [101] определил заводскую себестоимость конструкций применимо к гофрированным конструкциям, при этом учитывался класс стали, гибкость стенки, высота балки, размер и форма гофр, трудоёмкость и себестоимость тонкостенных балок.

1.4 Цель и задачи исследований

Таким образом, на основании обзора и анализа ранее выполненных исследований отечественных и зарубежных ученых, посвящённых балкам с гофрированными стенками, определены следующие цель и задачи магистерской ВКР.

Цель работы: исследовать влияние конструктивных факторов на параметры напряженно-деформированного состояния стальных балок с гофрированной стенкой и поясами из ЗГСП.

Задачи исследования:

– выполнить анализ имеющихся литературных источников с исследованиями балок с гофрированной стенкой;

– выполнить анализ эволюции и классификацию конструктивных решений балок с гофрированной стенкой;

– исследовать численные модели балок и получить количественные значения параметров НДС;

– выполнить анализ и обобщить результаты численного моделирования по предельным состояниям: прочность при действии нормальных напряжений; деформативность в плоскости изгиба; жесткость балок на кручение; жесткость гофрированной стенки при сдвиге в ее плоскости; общая устойчивость балок и местная устойчивость гофрированных стенок; локальные напряжения в стенке.

Раздел 2 Особенности и факторы действительной работы гофрированных стенок

2.1 Особенности работы и напряженно-деформированного состояния гофрированных стенок

В работе [27] представлено, что продольная жесткость гофрированной стенки от нескольких сот вплоть до нескольких тысяч раз менее жесткости плоской стенки традиционной двутавровой балки. Из-за данной специфики доля стенки в восприятии изгибающего момента пренебрежимо мала и допускается полагать, что изгибающий момент M_x воспринимается целиком поясами.

Полагаясь на теорию тонкостенных изгибаемых элементов, можно говорить о том, что усилия воспринимают те элементы в плоскости которых действуют усилия. Что означает, что стенка воспринимает поперечную силу, а пояса – продольные усилия от моментной пары.

В результате изгиба в поясах возникают нормальные напряжения σ_x и касательные напряжения в стенке τ (рисунок 3).

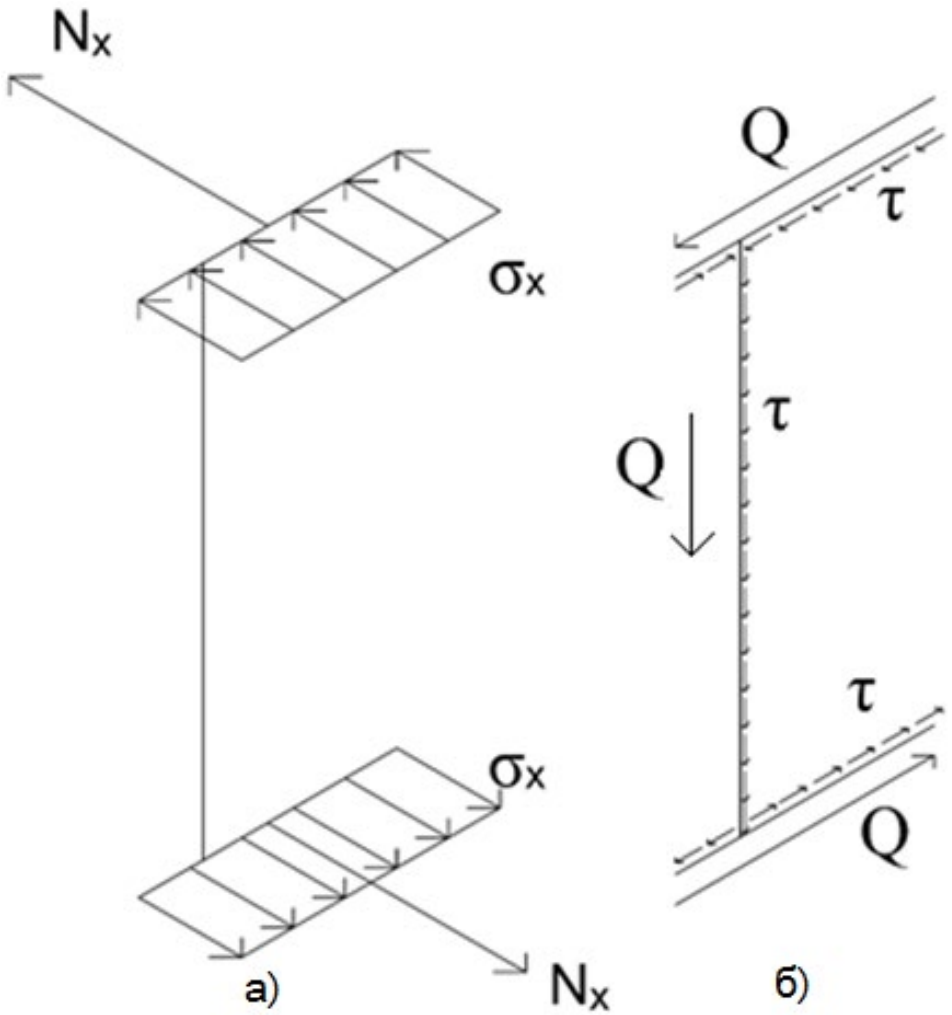


Рисунок 3. Напряжения, возникающие в полках и стенке балки с гофрированной стенкой:

а – нормальные напряжения; б – касательные напряжения.

На рисунке 4 показано поперечное сечение балки с гофрированной стенкой и отмечены основные геометрические параметры, такие как: толщина гофрированной стенки t_w, высота гофрированной стенки h_w, толщина поясов балки t_f, ширина поясов b_f, расстояние между центрами тяжести поясов h_f, высота гофров f и общая высота балки h.

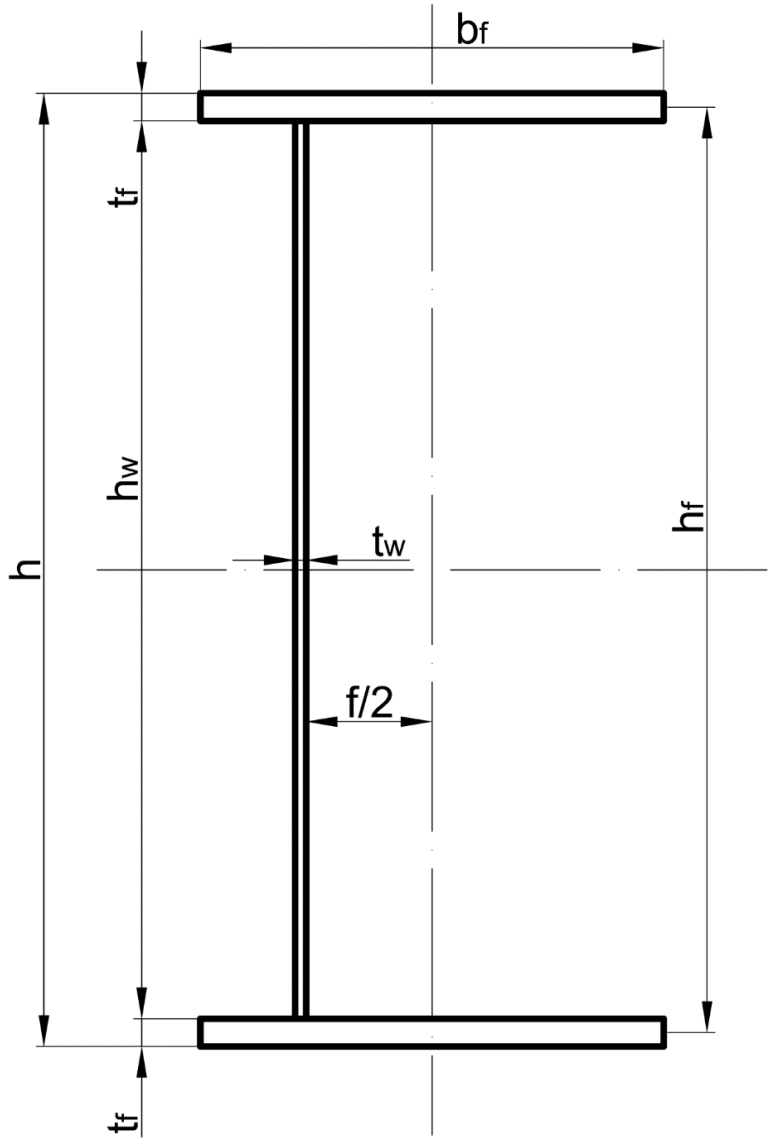


Рисунок 4. Поперечное сечение балки с гофрированной стенкой

Для расчета балки с гофрированной стенкой сечение заменяют эквивалентным по жесткости балки с плоской стенкой. Толщину эквивалентной стенки определяют исходя из равенства деформаций плоской и гофрированной полосок равной ширены, растянутых единичной силой [20, 21].

$$t_{eq} = \nu * t_w , \quad (1)$$

где t_w – толщина гофрированной стенки;

ν – коэффициент, определяемый для стенки с гофрами треугольного очертания по формуле

$$v = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f}{a}\right)^2}} \times \frac{1}{1 + \left(\frac{f}{a}\right)^2 + (1 + \mu^2) \times \left(\frac{f}{a}\right)^2}, \quad (2)$$

где a, f – шаг и высота гофров, см;

μ – коэффициент Пуассона, принятый равным 0,3.

Данное решение не отражает реальной работы балки, оно не учитывает влияние поясов на поперечные деформации, тем самым занижая несущую способность балки.

При реальной работе балки сваривание гофрированной стенки с поясом уменьшает поперечные деформации, а стенка в месте приварки к поясу работает как плоская какой же толщины t_w. По мере приближения от пояса к центральной оси балки защемляющее действие пояса на работу гофрированной стенки резко уменьшается и на расстоянии ch_w (h_w – высота гофрированной стенки) полностью исчезает [7, 22-26].

Если предположить, что гипотеза плоских сечений справедлива для балки с вертикально гофрированной стенкой, то такую стенку возможно заменить подобной ей плоской стенкой с переменной по высоте толщиной.

Исследования Ю.С., Долинского В.В., Острикова Г.М., Максимова [22] демонстрируют, что для вычисления возможно принять, что на участках, присоединенных к поясам балки высотой ch_w, толщина эквивалентной плоской стенки t_y меняется от t_{eq} до t_w по закону квадратной параболы (рисунок 5)

$$t_y = t_{eq} + \frac{t_w - t_{eq}}{(ch_w)^2} \times y^2 = t_w \left(v + \frac{1 - v}{(ch_w)^2} \times y^2\right). \quad (3)$$

Коэффициент c определяется по эмпирической формуле

$$c = \frac{a}{h_w \sqrt{f}}. \quad (4)$$

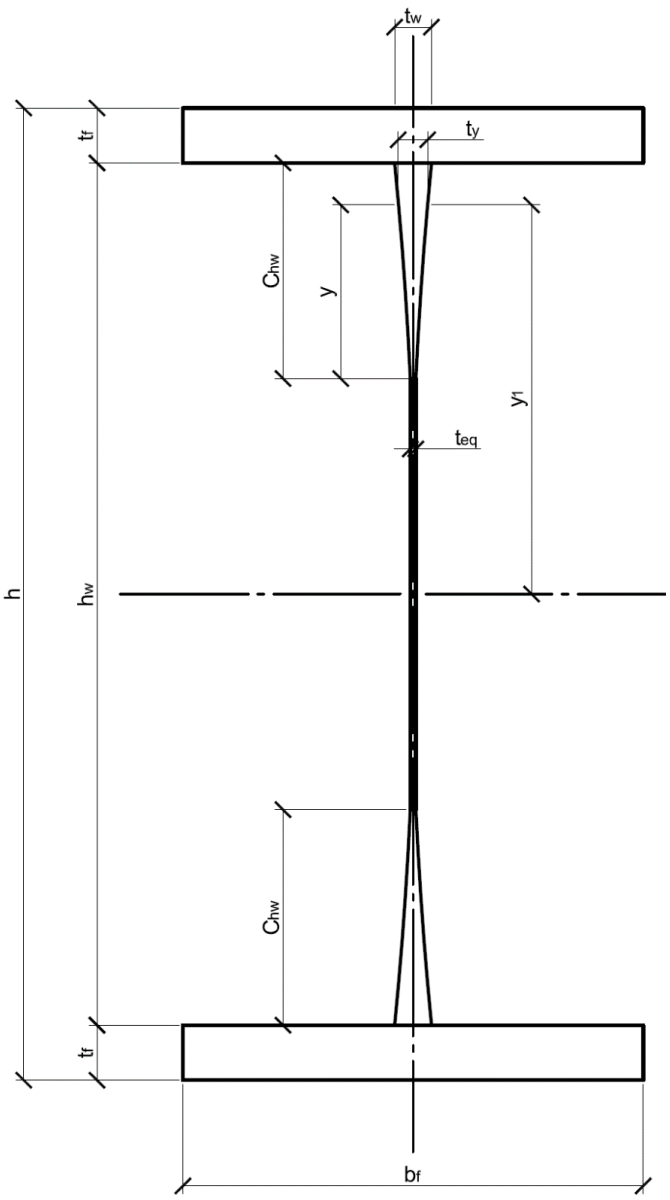


Рисунок 5. Поперечное сечение балки с плоской стенкой переменной толщины

Благодаря исследованиям [22, 23], удалось изучить влияние характеристик гофров - длины α и высоты f на долю влияния гофрированной стенки в сопротивлении изгибающему моменту, в сравнении с плоской стенкой такой же толщины. Часть изгибающего момента, воспринимаемого гофрированной стенкой в сопоставлении с плоской, предусматривается учитывать посредством коэффициента, β, который определяется по формуле

$$\beta = v + 2c \times (1 - v) \times (1 - c + 0{,}4c^2), \quad (5)$$

β - показатель, демонстрирующий отношение моментов инерции гофрированной и плоской стенок равной толщины. Принимая во внимание, что работа на изгиб балки с гофрированной стенкой равна работе балки с плоской стенкой переменной толщины, ее момент инерции допускается установить следующим способом:

$$I_c = \frac{A_f h_w^2}{2} + \frac{t_{eq} h_w^3}{12} + 2\int_0^{ch_w} \left(t_y - t_{eq}\right) \times (0{,}5h_w + ch_w + y)^2 dy = \beta \frac{A_f h_w^2}{2} + \frac{t_{eq} h_w^3}{12}, \quad (6)$$

где: A_f - площадь сечения пояса балки;

h_f - расстояние между центрами тяжести поясов;

С учетом формулы (6) нормальные напряжения в гофрированной стенке возможно определить по формуле:

$$\sigma_w = \frac{M_x}{I_c} \times y_1 \times \frac{t_y}{t_w}, \quad (7)$$

где σ_w – нормальные напряжения в гофрированной стенке балки;

y_1 – расстояние от нейтральной оси сечения до рассматриваемого волокна.

Изгибающий момент M_x, образующийся в сечении балки с гофрированной стенкой, воспринимается почти целиком поясами (рисунок 8), в таком случае поперечная сила Q_y воспринимается сечением гофрированной стенки. В соответствии с опытными исследованиями [2, 5, 7, 11, 22, 23, 27, 30, 44, 31-36] и вычислениям по МКЭ [37-43] распределение касательных напряжений по высоте стенки имеет равномерный характер (рисунок 6) и фактически не находится в зависимости от характеристик гофров. Следовательно, касательные напряжения в стенке допускается установить по формуле:

$$\tau_w = \tau_{max} = \frac{Q_y}{h_w t_w}, \quad (8)$$

где τ_{max} - максимальные касательные напряжения в стенке балки от нагрузки;

h_w - высота гофрированной стенки;

t_w - толщина гофрированной стенки.

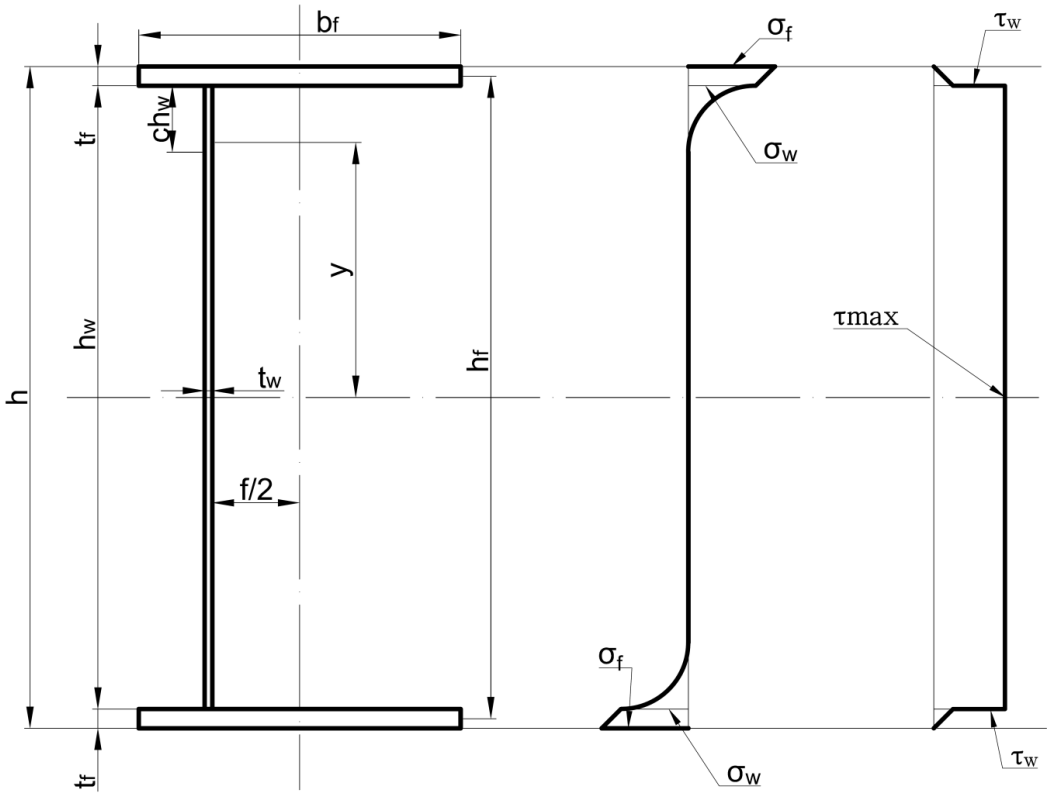


Рисунок 6. Распределение нормальных и касательных напряжений в сечении балки с гофрированной стенкой при изгибе

В изгибаемых элементах, в отличие от центрально сжатых (растянутых) стержней, появление фибровой текучести не вызывает исчерпание несущей способности, так как в глубине сечения напряжения меньше предела текучести и стержень будет проявлять сопротивление изгибу при дальнейшем увеличении нагрузки.

В стальных балках двутаврового сечения с плоской стенкой повышение несущей способности при возникновении пластических деформаций достигаются за счет увеличения нормальных напряжений в стенке. Учитывая, что поперечно-гофрированные стенки двутавровых балок практически не

оказывают сопротивления изгибающему моменту, можно полагать, что при статической нагрузке после развития фибровой текучести увеличения их несущей способности балки по моменту не произойдет.

Исходя из вышесказанного можно сделать вывод о том, что двутавры с поперечно-гофрированной стенкой необходимо рассчитывать только в упругой стадии [28, 29].

Под действием сжимающих нормальных напряжений свободный край пояса балки может волнообразно деформироваться из собственной плоскости (потеря местной устойчивости пояса). Сжатый пояс балки с гофрированной стенкой в основном теряет устойчивость со стороны кромки (свеса), расположенной напротив вершин гофров (рисунок 7), так как в этом месте свес пояса b_{ef} наибольший [6, 27, 34, 38-40, 42, 46-54].

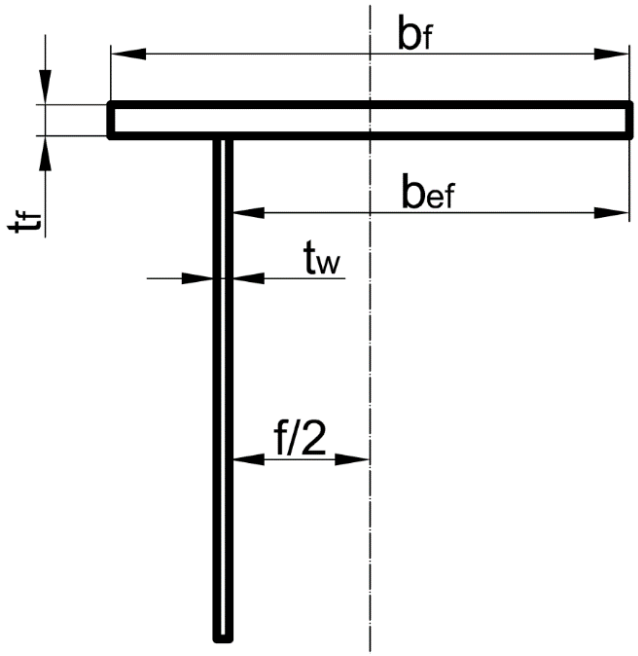


Рисунок 7. Свес сжатого пояса балки с гофрированной стенкой

Свес полок балок с гофрированной стенкой изменяется по длине балки. Свес пояса допускается рассчитывать с одного края $b_{ef} = 0{,}5b_f - 0{,}5f$, а с другого края $b_{ef} = 0{,}5b_f + 0{,}5f$, в месте пересечения нейтральной оси балки $b_{ef} = 0{,}5b_f$, на других участках свес принимается равным полусумме этих величин.

Имеется ряд мнений по поводу того, каким должно быть расстояние свободного свеса при расчете местной устойчивости сжатого пояса.

В 1997 г. Johnson R.P. и Cafolla J. в труде [49] на основании численных расчетов МКЭ и натурных испытаний моделей балок с трапециевидно гофрированной стенкой приходят к заключению, что свес пояса при оценке местной устойчивости пояса можно определять согласно формулам:

$$\mathrm{b_{ef}} = 0{,}5\mathrm{b_f} \text{ если } R \leq 0{,}14, \tag{9}$$

$$\mathrm{b_{ef}} = 0{,}5\mathrm{b_f} + 0{,}5 \times f \text{ если } R > 0{,}14, \tag{10}$$

В 2005 г. Sayed-Ahmed E.Y. в труде [53] в результате численных расчетов моделей балок с трапециевидно гофрированной стенкой делает заключение, что при проверке местной устойчивости сжатого пояса свободный свес пояса допускается во всех вариантах принимать согласно формуле:

$$\mathrm{b_{ef}} = 0{,}5\mathrm{b_f} - 0{,}5f. \tag{11}$$

В СНиП РК [28] при проверке местной устойчивости сжатого пояса балки с треугольно гофрированной стенкой рекомендовано вычислять значение свеса пояса согласно формуле:

$$\mathrm{b_{ef}} = 0{,}5\mathrm{b_f} + 0{,}35f. \tag{12}$$

В 1972 г. Степаненко А.Н. в труде [57], на основании результатов натурных испытаний моделей балок с волнообразно гофрированной стенкой, рекомендует оценивать устойчивость сжатого пояса по выполнению следующих условий:

$$\text{– в зоне чистого изгиба} - \frac{(0{,}5b_f + f)}{t_f} \leq 0{,}95\sqrt{\frac{k_1 E}{R_y}}, \tag{13}$$

$$\text{– в зоне поперечного изгиба} - \frac{0{,}5b_f}{t_f} \leq 0{,}82\sqrt{\frac{k_2 E}{R_y}}, \tag{14}$$

$$\text{где } k_1 = 0{,}0645\left(\frac{b_f + 2f}{a}\right)^2 + 0{,}427, \tag{15}$$

$$k_2 = \left(\frac{b_f}{4a}\right)^2 + 0{,}456, \qquad (16)$$

В гофрированной стенке балки существенные нормальные напряжения появляются на ограниченных участках, сопряженных с поясами. Исходя из вышесказанного, можно, с достаточной степенью надежности, установить ее устойчивость только от сдвигающих усилий.

Опытные исследования [5, 7, 42, 44, 47, 56] показали, что картина потери устойчивости стенки с гофрами треугольного очертания подобна картине потери устойчивости плоской стенки балки с поперечными ребрами жесткости с небольшим шагом.

Потеря местной устойчивости гофрированной стенки может быть как на участке плоскости гофра (что аналогично потере устойчивости плоской стенки между ребрами жесткости), так и на неком участке гофрированной стенки с характерной деформацией продавливания верхних зон гофров (что аналогично потере устойчивости ребра жесткости в балке с плоской стенкой).

Такая параллель дала возможность использовать классические подходы [55, 57-60] к расчету на устойчивость стенок с гофрами треугольного очертания.

Гофрированная стенка работает подобно цепочке плоских пластинок, подкрепляющих друг друга вдоль длинных сторон. Плоские пластинки опираются на пояса своими горизонтальными (короткими) гранями. Потеря местной устойчивости гофр сопровождается утратой устойчивости единичной пластинки гофров, опертой на уровне поясов, под воздействием касательных напряжений.

Пояса производят защемляющее влияние на горизонтальные элементы. В случае сварной балки с металлическими поясами возможно предположить, что стенка шарнирно оперта по периметру и жестко защемлена в случае, если пояса балки сделаны из железобетона [10, 31, 36, 43,52-54, 61-69].

Так как, пояса из ЗГСП имеют жесткость на кручение существенно большую, чем полки из листовой стали, то можно ожидать, что условия

защемления стенок в ЗГСП будут приближаться к условиям для балок с поясами из железобетона.

Из правила постоянства потенциальной энергии [29] формула для определения упругих критических касательных напряжений может быть получена [60, 52-54] в виде:

$$\tau_{cr,1} = k_s \frac{\pi^2 E}{12(1-v^2)} \left(\frac{t_w}{b_w}\right)^2, \tag{17}$$

где: b_w - ширина панели гофра;

E - модуль упругости;

v - коэффициент Пуассона для стали;

k_s - коэффициент, зависящий от отношения b_w/h_w и граничных условий вдоль коротких сторон пластинки.

Коэффициент k_s может быть определен так:

$$k_s = 5{,}34 + 2{,}31\frac{b_w}{h_w} - 3{,}44\left(\frac{b_w}{h_w}\right)^2 + 8{,}39\left(\frac{b_w}{h_w}\right)^3, \tag{18}$$

$$k_s = 5{,}34 + 5{,}6\left(\frac{b_w}{h_w}\right)^2, \tag{19}$$

$$k_s = 5{,}34 + 4\left(\frac{b_w}{h_w}\right)^2, \tag{20}$$

Первое соотношение (18) применимо, если вдоль длинных краев пластинка свободно оперта, а по коротким краям жестко защемлена в поясах (типичный случай для балки с железобетонными поясами). Второе - (19) используется, если пластинка по всем краям жестко защемлена. Третья формула (20) правильна в случае, если пластинка свободно оперта по всем краям (стальная балка).

2.2 Обзор методик расчета гофрированных стенок

2.2.1 Расчет на местную устойчивость панели гофр.

В СНиП РК 5.04-23-2002 [28] для гофров с треугольным очертанием гофров критические касательные напряжения потери местной устойчивости панели гофр рекомендовано вычислять согласно формуле:

$$\tau_{p,cr} = \frac{1{,}12\ C_{p,cr} R_s}{\bar{\lambda}_c^2}, \tag{21}$$

$C_{p,cr}$ – показатель, принимаемый по табл. 2 в зависимости от отношения высоты стенки и ширины панели гофр (h_w/b_w) [28,29];

Таблица 2

h_w/b_w	1	2	3	4	5	да
$C_{p,cr}$	9,34	6,47	6,04	5,875	5,71	5,34

Можно продемонстрировать, что выражения (17) и (21) схожи. Показатель $C_{p,cr}$ похож на коэффициент k_s определяемый по выражению (20) для стальных балок.

Расчет на местную устойчивость панели гофр стенок балок симметричного сечения, при отсутствии локального напряжения (σ_{loc}=0), можно осуществлять по формуле:

$$\frac{\tau_{max}}{\tau_{p,cr}} \leq \gamma_c, \tag{22}$$

где: $\tau_{p,cr}$ - критические касательные напряжения потери местной устойчивости панели гофр;

γ_c - коэффициент условий работы согласно СП 16.13330.2011. [28]

Расчет на местную устойчивость панели гофр стенок балок симметричного сечения при наличии локального напряжения ($\sigma_{loc}\neq 0$) нужно выполнять по формуле:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{\mathrm{loc}}}{\sigma_{\mathrm{loc},cr}}\right) + \left(\frac{\tau_{max}}{\tau_{p,cr}}\right)^2} \leq \gamma_c, \tag{23}$$

где: $\tau_{p,cr}$ - критические касательные напряжения потери местной устойчивости панели гофр, получаемые по формуле (21) либо (17)

$\sigma_{\mathrm{loc},cr}$ - критические нормальные локальные напряжения в гофрированной стенке при воздействии сосредоточенной нагрузки, определяемые согласно формуле:

$$\sigma_{\mathrm{loc},cr} = \frac{0{,}8C_1R_y}{\overline{\lambda}_c^2}, \tag{24}$$

где: $\overline{\lambda}_c = \frac{b_w}{t_w}\sqrt{\frac{R_y}{E}}$ – условкая гибкость панели гофр.

C_1 – показатель, принимаемый для сварных балок с гофрированной стенкой согласно табл. 3, в зависимости от отношения $\frac{b_w}{h_w}$ и δ, определяемого по формуле:

$$\delta = 0{,}8\frac{b_f}{h_w}\left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3. \tag{25}$$

Таблица 3

δ	b_w / h_w				
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
1	7,73	8,50	9,34	10,30	11,30
2	7,67	8,50	9,50	10,60	11,80
4	7,57	8,50	9,53	10,70	12,00
> 6	7,69	8,67	9,77	11,02	12,40

2.2.2 Расчет на общую потерю устойчивости стенки

Общая потеря устойчивости проявляется в виде диагонального деформирования некоторых панелей гофров. Похожая модель потери устойчивости характерна для ситуации малых величин шага гофр и небольшой высоты гофров f.

Для гофров с треугольным очертанием критические касательные напряжения потери общей устойчивости гофрированной стенки были получены в работах [23, 44, 70] с применением решения М. Стейна и Р. Фралиха для безграничной длинных пластинок, подкрепленных ребрами жесткости с небольшим шагом [58]. Демонстрируя гофрированную стенку балки как свободно опертую пластинку бесконечной длины, подкрепленную поперечными ребрами жесткости, размещенными друг от друга на расстоянии, равном шагу гофров a, возможно определить критические сдвигающие напряжения согласно формуле:

$$\tau_{o,cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1-v^2)}\left(\frac{t}{h}\right)^2 \frac{C_{o,cr}}{1{,}4} = \frac{1{,}12 C_{o,cr} R_s}{\overline{\lambda}_w^2}, \qquad (26)$$

где: $\overline{\lambda}_w = \frac{b_w}{t_w}\sqrt{\frac{R_y}{E}}$ – условкая гибкость панели гофры стенки;

$C_{o,cr} = 5{,}34 + (5{,}5\alpha^2 - 0{,}6) \times \sqrt[3]{\frac{\gamma}{4 \times (7\alpha^2 - 5)}}$

–показатель, вычисляемый в зависимости от соотношения характеристик гофр (b_w и f);

$\alpha = \frac{h_w}{a}$ – отношение высоты гофрированной стенки к шагу гофров;

$\gamma = 0{,}91 \times \left(\frac{f}{t_w}\right)^2$ – погонная жесткость гофрированной стенки с гофрами треугольного очертания, отнесенная к цилиндрической жесткости плоской стенки той же толщины.

При $\gamma > 4(7\alpha^2 - 5)$ значения коэффициента $C_{o,cr}$ не зависит от γ, т.е. устойчивость стенки обусловливается местной устойчивостью плоского гофра и критические касательные напряжения с целью установления устойчивости гофрированной стенки необходимо определять по формуле (21).

Параметры гофров оказываются подходящими, в случае если критические касательные напряжения при потере местной $\tau_{p,\,cr}$ и общей $\tau_{o,\,cr}$

устойчивости стенки примерно равны. Потеря местной устойчивости гофр может ускорить потерю устойчивости всей стенки. Следовательно, характеристики гофров обязательно нужно выбрать таким образом, чтобы $\tau_{p,cr} > \tau_{o,cr}$.

Представляя гофрированную стенку как ортотропную пластинку с толщиной, равной высоте гофров f, в работах [27, 31, 32, 52-54, 65, 71] получено выражение для критических касательных напряжений в случае совокупной потери устойчивости

$$\tau_{cr,g} = k_g \frac{\left(D_y \times {D_x}^3\right)^{1/4}}{h_w^2 \times t_w}, \tag{27}$$

где D_x и D_y - погонные изгибные жесткости гофрированной стенки относительно осей x и y соответственно.

Для треугольного профиля гофрирования

$$D_y = \left(\frac{a}{b_w}\right)\left(\frac{E t_w^3}{12}\right), \tag{28}$$

$$D_x = \left(\frac{b_w}{a}\right)\left(\frac{E t_w f^2}{12}\right), \tag{29}$$

Показатель k_g, зависящий от граничных условий на верхней и нижней гранях стенки, равный 36 в случае шарнирного опирания и 68,4 для жестко защемленных стенок. Предполагается, что только железобетонные пояса могут гарантировать абсолютное защемление стенки, следовательно k_g=36 для стальных балок применяется во всех случаях. В случае, если оба пояса балки выполнены из железобетона, используется показатель k_g=68,4 [52]. В работе [47] рекомендовано и в случае, если и тот и другой пояс сделаны из железобетона, принимать k_g=60,4.

Расчет на общую устойчивость поперечно-гофрированной стенки балки симметричного сечения, без локального напряжения (σ_{loc}=0), предлагается выполнять [28, 29] по формуле:

$$\frac{\tau_{max}}{\tau_{o,cr}} \leq \gamma_c, \tag{30}$$

где $\tau_{o,cr}$ – критические касательные напряжения потери общей устойчивости гофрированной стенки. Контроль общей устойчивости поперечно-гофрированной стенки балки симметричного сечения, при локальном напряжении ($\sigma_{loc} \neq 0$), возможно выполнять [40, 72] по формуле:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{y,cr}}\right) + \left(\frac{\tau_{max}}{\tau_{o,cr}}\right)^2} \leq \gamma_c, \tag{31}$$

где: $\tau_{o,cr}$ - критические касательные напряжения общей потери устойчивости гофрированной стенки, вычисленные по формуле (26) или (27);

$\sigma_{y,cr} = \varphi R_y \leq \sigma_{loc,cr}$- критические нормальные напряжения общей потери устойчивости гофрированной стенки, полученные для продольного изгиба стенки из плоскости, как стойки, загруженной сосредоточенной силой F;

φ - показатель продольного изгиба, установленный [51-53] для

гибкости стойки, полученной по формуле $\lambda = 2{,}5\frac{h_w}{f}$.

В случаях, если $\sigma_{y,cr} > \sigma_{loc,cr}$ при контроле общей устойчивости гофрированной стенки по формуле (31), нужно принимать $\sigma_{y,cr} = \sigma_{loc,cr}$.

При контроле устойчивости гофрированной стенки, согласно выражениям (22) и (30), обязано должно соблюдаться условие:

отношение действующих локальных напряжений σ_{loc} к критическим напряжениям местной потери устойчивости панели гофр $\sigma_{loc,cr}$ должно быть не выше величины, получаемой по формуле

$$\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}} < 0{,}75\gamma_c, \tag{32}$$

Причем, значение эксцентриситета, с которым передается сосредоточенная сила от вышележащего элемента, относительно продольной оси балки не должна быть выше 0,25f.

2.2.3 Расчет прогиба балки с гофрированной стенкой

В соответствии с [56, 28, 29], прогиб балок с гофрированной стенкой предлагается определять с учетом действия поперечных сил. Так, для однопролетной балки, свободно опертой по концам и нагруженной равномерно распределенной нагрузкой q, наибольший прогиб в середине равен:

$$f = \frac{5}{384}\frac{q \times l^4}{EI} + \frac{\alpha}{GA}\frac{q \times l^2}{8}, \quad (33)$$

где: E = 206000 МПа – модуль упругости стали;

G = 78000 МПа – модуль сдвига;

α - показатель, на который нужно умножить средние касательные напряжения для того, чтобы получить касательные напряжения в центре тяжести сечения [73].

Предполагая, что изгибающий момент в балке с гофрированной стенкой воспринимается только поясами, а стенка воспринимает только касательные напряжения, которые равномерны по ее высоте, можно вычислять изгибную и сдвиговую жесткость по формулам:

$$EI = E \times 2 \times b_f t_f \times \left(\frac{h_f}{2}\right)^2 = E \times \frac{b_f t_f h_f^2}{2}, \quad (34);$$

$$GA = G \times h_w \times t_w, \quad (35)$$

$$\propto = 1, \quad (36)$$

Контроль на жесткость балок с гофрированной стенкой производится обычным образом:

$$\frac{f}{l} \leq \left[\frac{f}{l}\right], \quad (37)$$

где: $\frac{f}{l}$ –относительный прогиб балки;

$\left[\frac{f}{l}\right] -$ допустимый прогиб балки [28].

2.3 Выводы по главе 2

Подводя итоги второй главы, можно отметить, что балки с гофрированной стенкой проходят, такие же проверки, что и балки с плоской стенкой, однако методики разработанные для традиционных балок не подходят для расчета балок с гофрированной стенкой.

Можно сделать вывод, что, в отличии от традиционных балок, элементы балки с гофрированной стенкой, такие как пояса и стенка работают только на свои усилия. Из-за малой продольной жёсткости стенки, она не может воспринимать изгибающий момент и поэтому можно считать, что продольные усилия целиком воспринимают пояса, а стенка воспринимает поперечную силу. Так же по причине отсутствия возможности увеличения локальных напряжений в стенке, у балок с гофрированной стенкой возможна работа только в упругой стадии.

При расчете местной устойчивости необходимо учитывать, что стенка работает как цепочка плоских пластинок, подкрепляющих друг друга по длинной стороне и потеря местной устойчивости происходит от утраты устойчивости единичной пластинки. В свою очередь, потеря общей устойчивости сопровождается деформацией выпучивания панели гофра, чаще всего это происходит при небольшой высоте гофра, когда он стремиться к очертанию плоской стенки.

При расчете классических балок на прогиб используют изгибную жесткость, но в случае гофрированных балок необходимо учитывать и жесткость на сдвиг, так как учитывается поперечная сила и деформации сдвига стенки существенно влияют на прогиб балки в плоскости изгиба.

Раздел 3 Численные исследования балок с гофрированной стенкой

Конструктивно гофрированная стенка по своей функции схожа с балкой с плоской стенкой, однако ее напряженно-деформированное состояние значительно отличается. Для численного исследования НДС гофрированных стенок рассмотрим – 5 балок, отличающихся по своей конструкции.

Конструктивные решения исследуемых балок приняты следующими:

– балка со стенкой и поясами из листовой стали, далее именуемая как образец №1;

– балка с поясами из ЗГСП и стенкой из листовой стали, далее именуемая как образец №2;

– балка с гофрированной стенкой и поясами из ЗГСП, с толщиной стенки 1мм, далее именуемая как образец №3;

– балка с гофрированной стенкой и поясами из ЗГСП, с толщиной стенки 1,5мм, далее именуемая как образец №4;

– балка с гофрированной стенкой и поясами из ЗГСП с толщиной стенки 2мм, далее именуемая как образец №5.

Длина всех балок одинакова и составляет 4,532м, остальные геометрические размеры сечения балок указаны на рисунках 10-14.

Балку рассчитываем, как шарнирно опертую. Назначаем следующие свойства материала: плотность 7,85т/м3, коэффициент Пуассона 0,3, модуль упругости $2x10^7$ т/м^2, R_y=240 МПа.

Расчет численной модели производился в программном комплексе «ЛИРА», части балок моделировали пластинчатыми конечными элементами размером 10х10 мм.

В программном комплексе ЛИРА пояса и стенка балки задаются конечными элементам в виде пластин с физическими свойствами материала, указанными выше и фактическими толщинами пластин. Для закрепления балки на опорах ограничиваем те направления перемещений, которые дают нам шарнирное опирание. В данном случае для шарнирного опирания закрепляется низ опорного ребра от перемещений по оси x, y, z, а с другой

стороны z и x. Нагрузку переводим с погонной линейной на нагрузку по площади пояса [3], сонаправляем местные оси пластин конечных элементов с глобальной системой координат и производим расчет. В программе устойчивость характеризуется коэффициентом запаса устойчивости γ, который показывает на сколько можно увеличить нагрузку: если коэффициент устойчивости меньше единицы — значит устойчивость не обеспечена, если больше единицы — значит возможно увеличение нагрузки.

На рисунке 76 приложения 1 показано конструктивное решение образца №1, он имеет достаточно толстую стенку в 4 мм, пояса из листа и наибольшую массу, которая составляет 249 кг, принимаем массу образца за 100 %. На рисунке 77 приложения 2 конструктивное решение образца №2, толщина стенки у этого образца составляет 2 мм а, пояса выполнены из ЗГСП, масса образца №2 176 кг, что составляет 70,3% от массы образца №1. На рисунке 78 приложения 3 конструктивное решение образца №3, он имеет наименьшую массу в 162 кг и наименьшую толщину стенки в 1 мм, что составляет 65,1% от массы образца №1. Пояса у образца №3 и у последующих образцов выполнены из ЗГСП. На рисунке 79 приложения 4 показано конструктивное решение образца №4, вместе с увеличением толщины стенки до 1,5 мм также незначительно увеличилась масса и составила 168 кг, что составляет 67,5% от массы образца №1. На рисунке 80 приложения 5 конструктивное решение образца №5, толщина стенки у данного образца №2 мм, а масса составляет 175 кг и имеет 70,3% от массы образца №1.

3.1 Исследование работы балок на изгиб и эффективность с учетом конструктивного решения

В рамках этого расчета приведены изополя нормальных напряжений, а также изополя перемещений. Для всех типов балок принимаем погонную линейную нагрузку 10т/м.

На рисунках 8-12 показаны изополя нормальных напряжений в образцах №1-5, МПа. Отрицательные значения напряжений характеризуют сжатие, а положительные растяжение. Балка рассчитана как шарнирно опертая без раскрепления из плоскости.

3.1.1 НДС балки от действия изгибающего момента

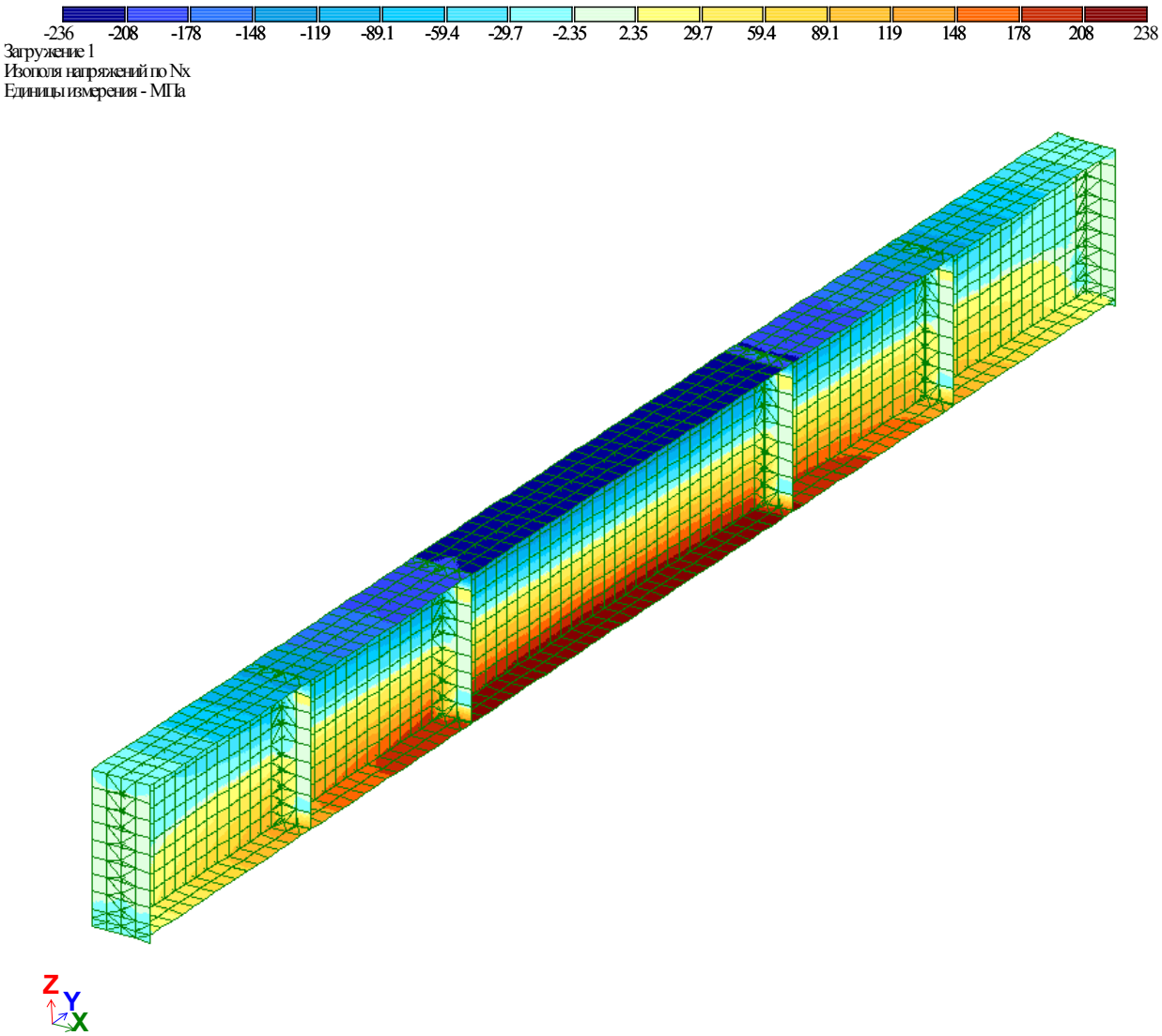


Рисунок 8. Нормальные напряжения в образце №1

Образец №1 принимается как эталонный с использованием сечения в 100%, $\gamma = 1$. В дальнейшем другие образцы будут сравниваться относительно данного образца №1.

Анализируя напряжения в образце №1, можно констатировать, что в балке нормальные напряжения в верхнем поясе составили 236 МПа, а в нижнем 238 МПа, что соответствует практически 100% от величины R_y для принятой стали.

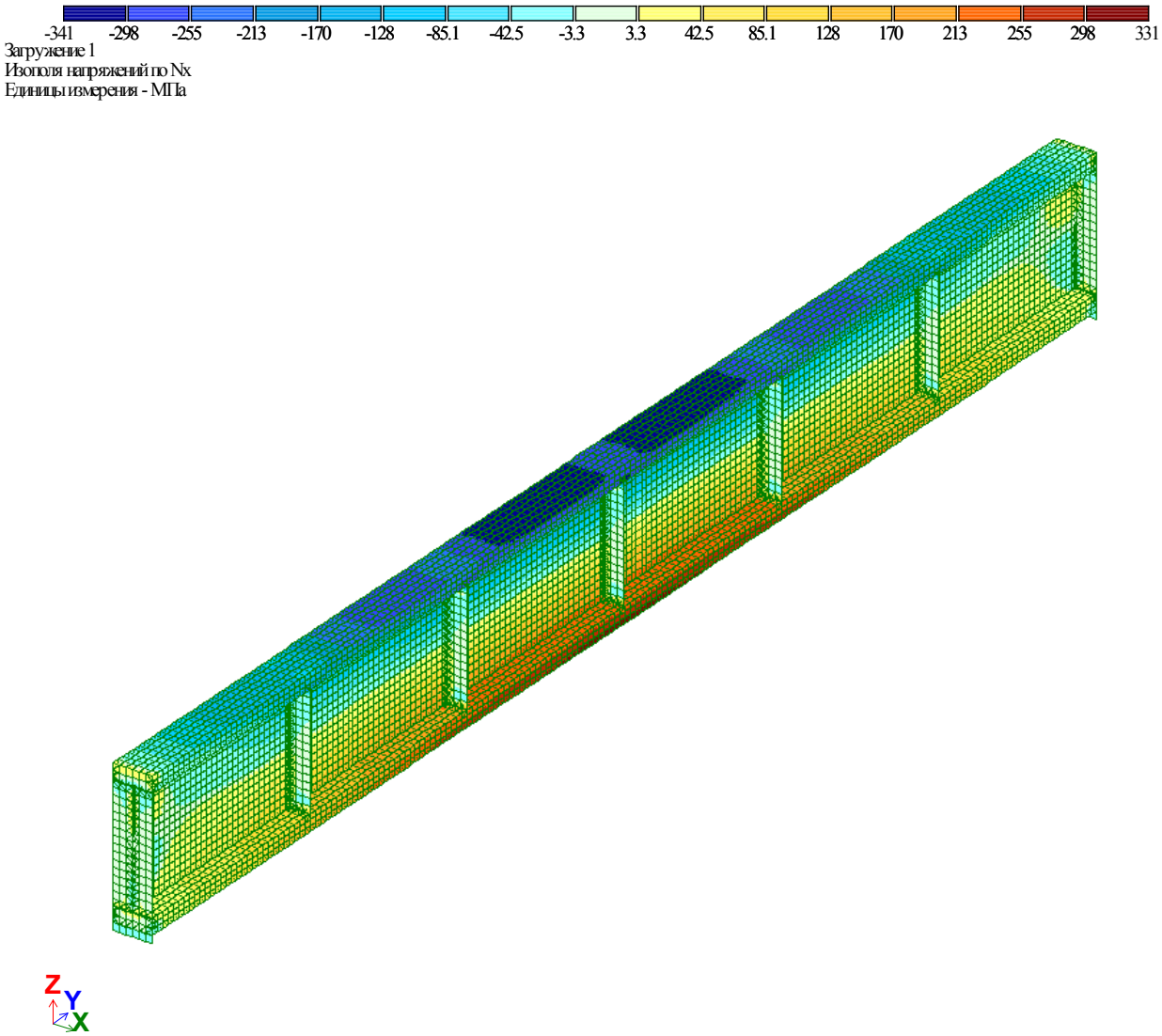


Рисунок 9. Нормальные напряжения в образце №2

В образце №2 нормальные напряжения в верхнем поясе составили 341 МПа, а в нижнем 331 МПа, что соответствует 144% в верхнем поясе и 139% в нижнем от результата эталонного образца.

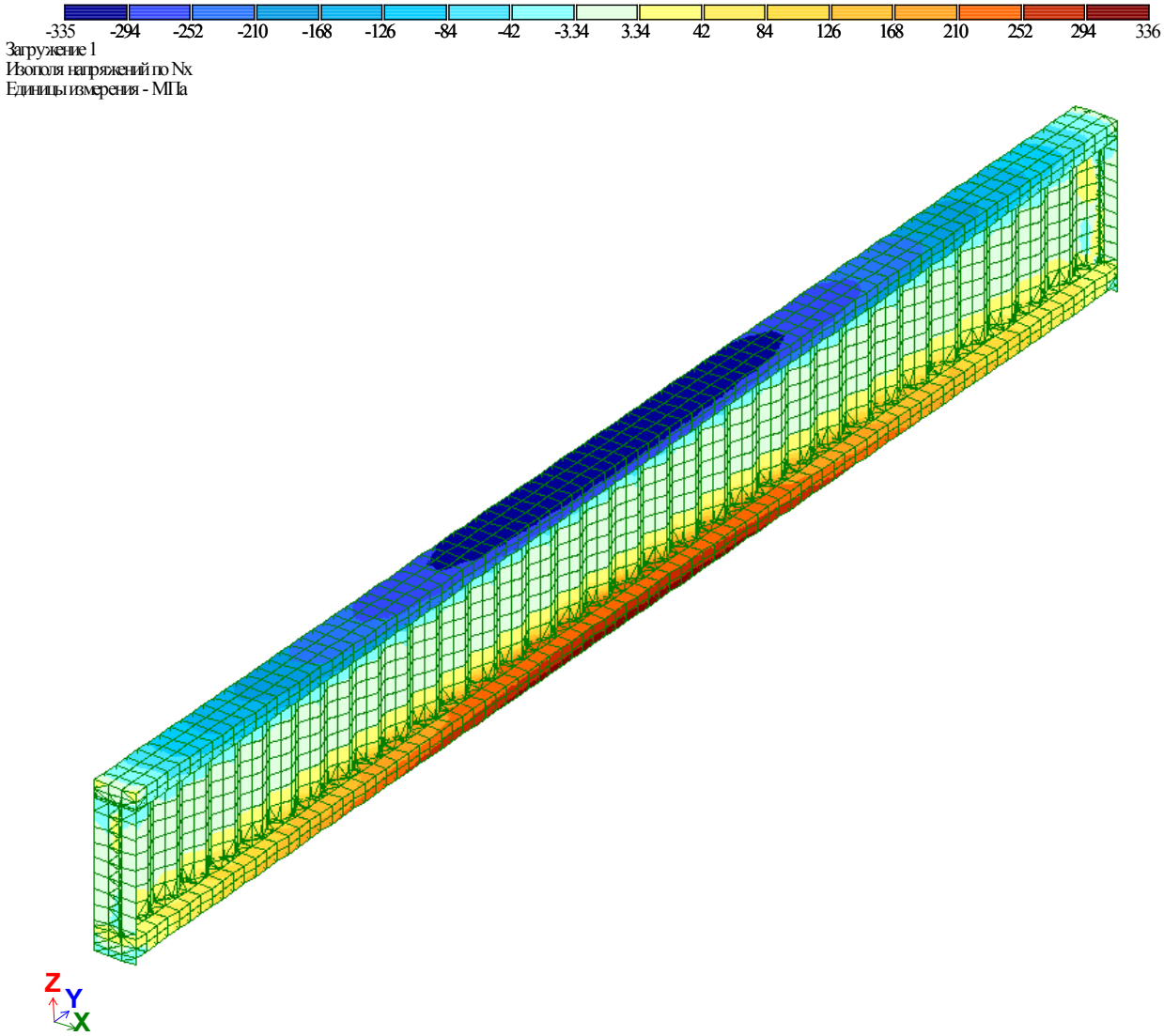


Рисунок 10. Нормальные напряжения в образце №3

Нормальные напряжения в верхнем поясе образца №3 составили 335 МПа, а в нижнем 336 МПа, что соответствует 142% в верхнем поясе и 141% в нижнем от результата эталонного образца.

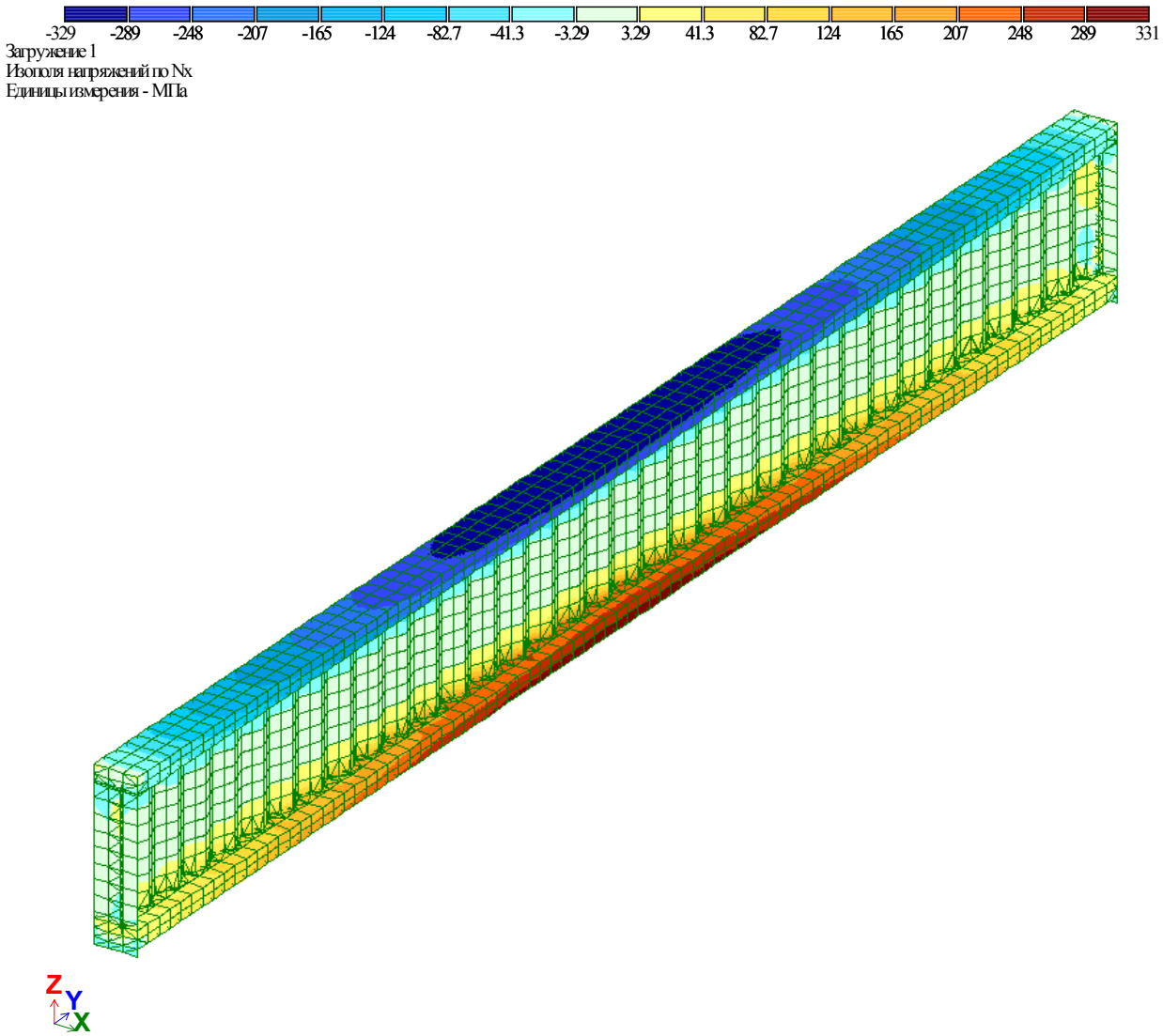


Рисунок 11. Нормальные напряжения в образце №4

В образце №4 нормальные напряжения в верхнем поясе составили 329 МПа, а в нижнем 331 МПа, что соответствует 139% в верхнем поясе и 139% в нижнем от результата эталонного образца.

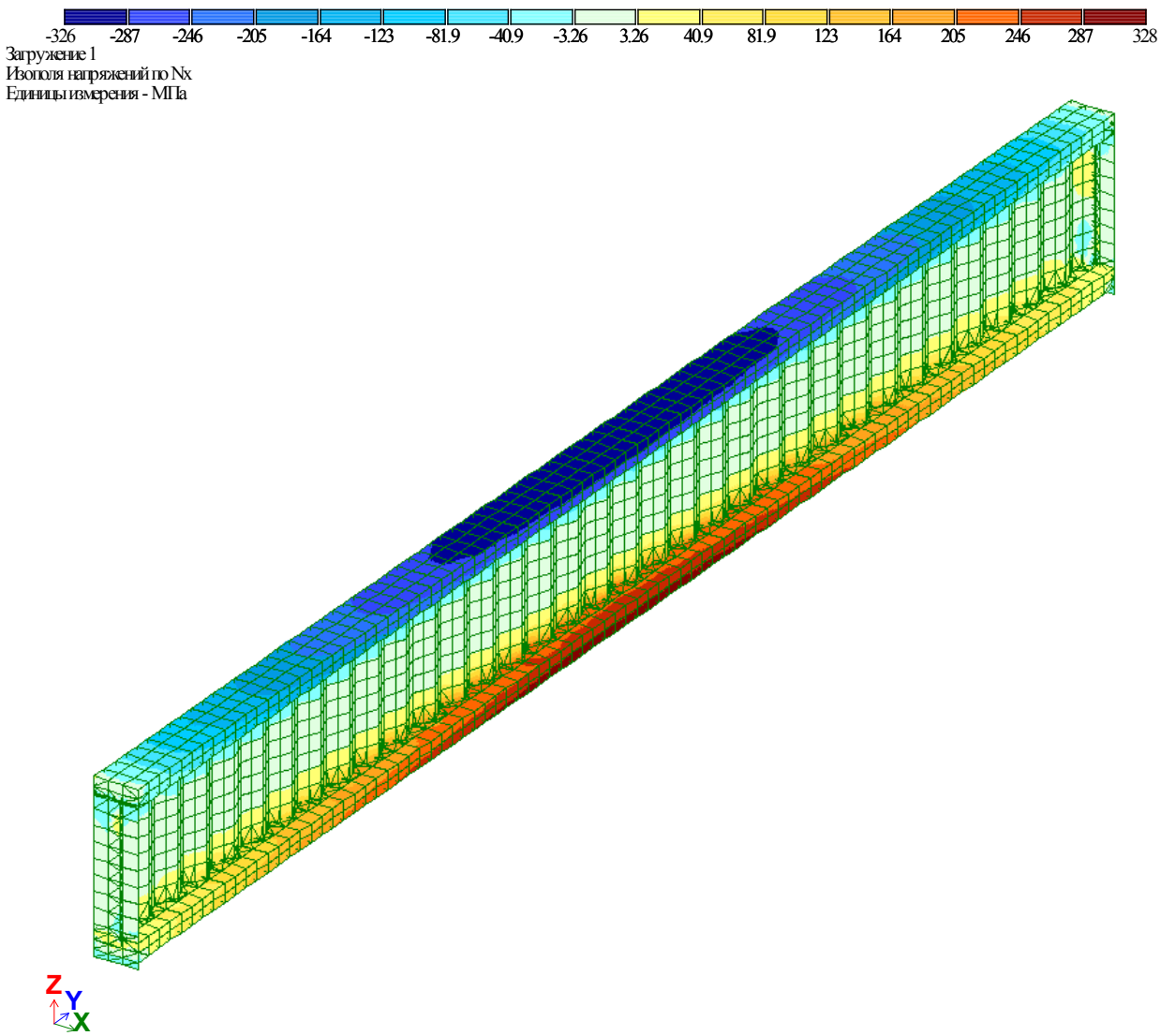


Рисунок 12. Нормальные напряжения в образце №5

В образце №5 нормальные напряжения в верхнем поясе составили 326 МПа, а в нижнем 328 МПа, что соответствует 138% в верхнем поясе и 138% в нижнем от результата эталонного образца.

На рисунке 13 показана гистограмма нормальных напряжений в поясах балок. Наибольшие напряжения имеет образец №2, а наименьшие образец №1. Увеличение толщин стенки балок практически не оказывает влияния на уменьшение нормальных напряжений.

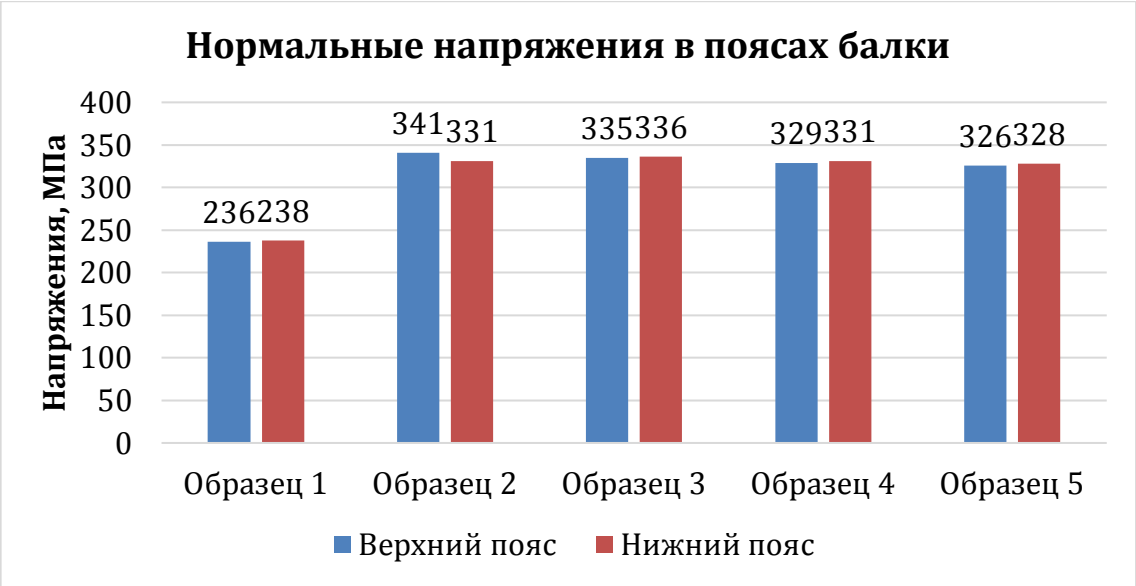


Рисунок 13. Гистограмма нормальных напряжений в балках

3.1.2 Деформативность балки

На рисунках 14-18 показаны изополя перемещений образцов в мм. Перемещение происходит по вертикали в плоскости балки. Балки были рассчитаны как шарнирно опертые. Для всех типов балок принимаем погонную линейную нагрузку 10т/м.

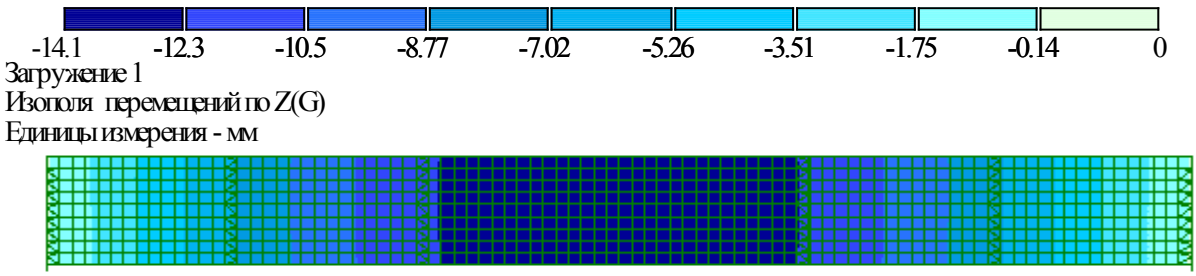


Рисунок 14. Изополя перемещений образца №1

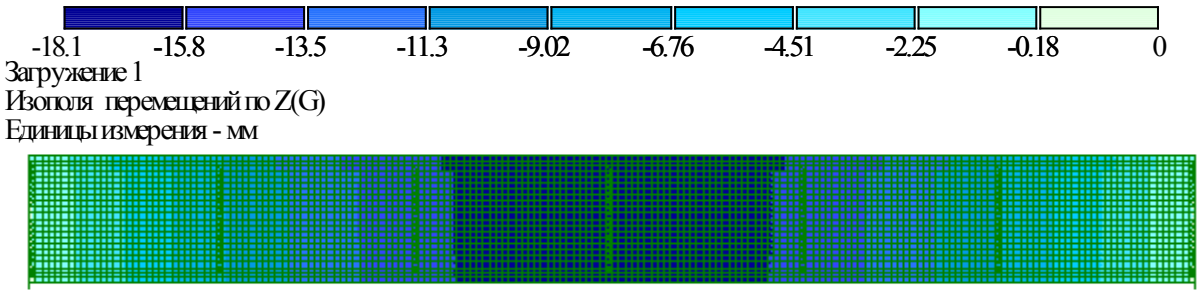


Рисунок 15. Изополя перемещений образца №2

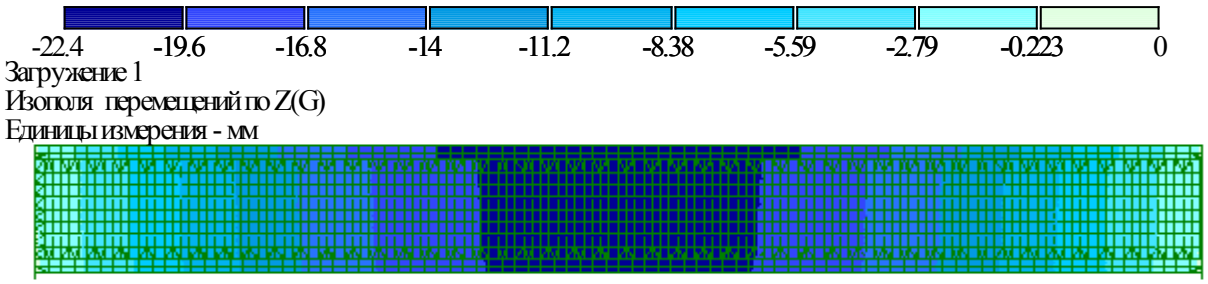


Рисунок 16. Изополя перемещений образца №3

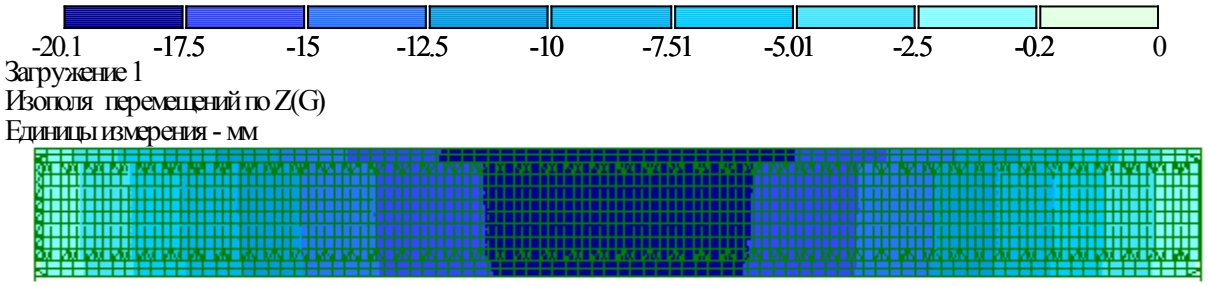


Рисунок 17. Изополя перемещений образца №4

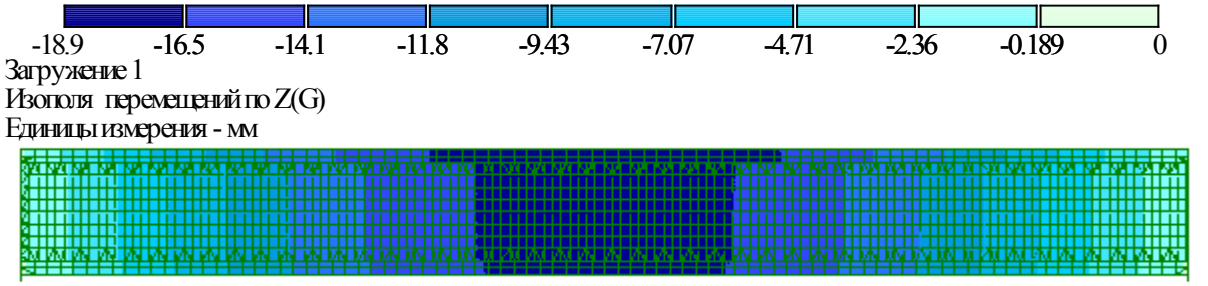


Рисунок 18. Изополя перемещений образца №5

На гистограмме рисунка 19 можно увидеть, что наибольшие перемещения у образца №3, наименьшие перемещения у образца №1. Увеличение толщины стенки незначительно влияет и на величину перемещений. Принимая величину перемещений образца №1 за 100%, получим процентное соотношение у остальных образцов. Образец №1 – 100%, образец №2 – 128%, образец №3 – 159%, образец №4 – 143%, образец №5 – 134%.

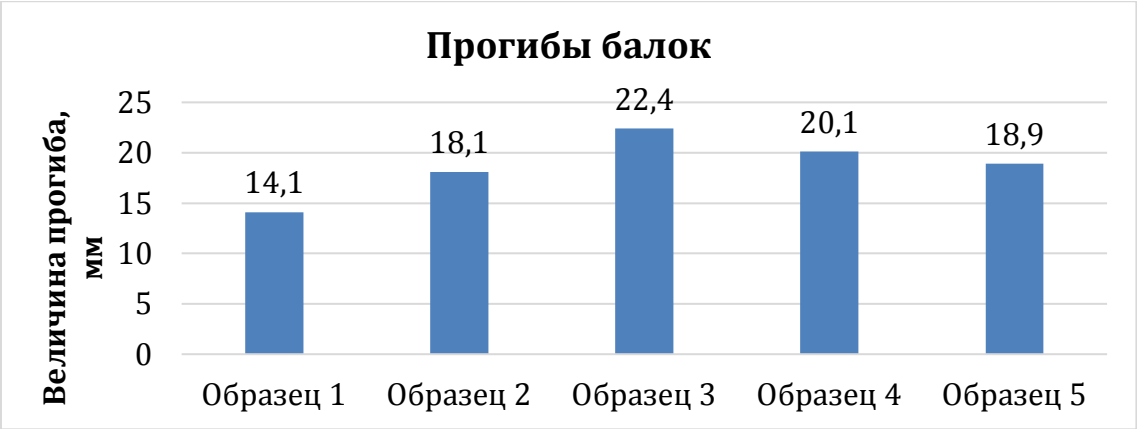


Рисунок 19. Гистограмма прогибов балок

Деформативность балок входит во вторую группу предельных состояний и ключевым фактором при проверке по допустимым деформациям является изгибная жесткость. В прокатных балках практически всегда при выполнении условий первой группы предельных состояний будет выполнятся и условие деформативности, однако, при конструировании сварных балок основной акцент делается на восприятие балкой нормальных и касательных напряжений, а изгибная жесткость балок, которая в основном зависит от высоты сечения, назначается в рамках определенных опытом конструирования и требует дальнейшей проверки по деформативности. Анализируя гистограмму на рисунке 19 можно сделать вывод о том, что наибольшая жесткость у образца №1, однако, при сравнении отношения максимального момента для образцов и их массы видно, что образец №1 немногим лучше образца №3, а наиболее рациональное конструктивное решение с точки зрения изгибной жесткости имеет образец №2.

3.2 Исследование жесткости на кручение балок

На рисунках 20-24 показаны результаты численного моделирования образцов №1-5 при консольной расчетной схеме и использовании пары сил на свободном конце балок. При нагружении для всех балок пара сил составляла 1тм. На рисунках имеются данные о напряжениях, а также о перемещениях от воздействия крутящего момента, образованного парой сил. Отрицательные значения нормальных напряжений характеризуют сжатие, а положительные растяжение.

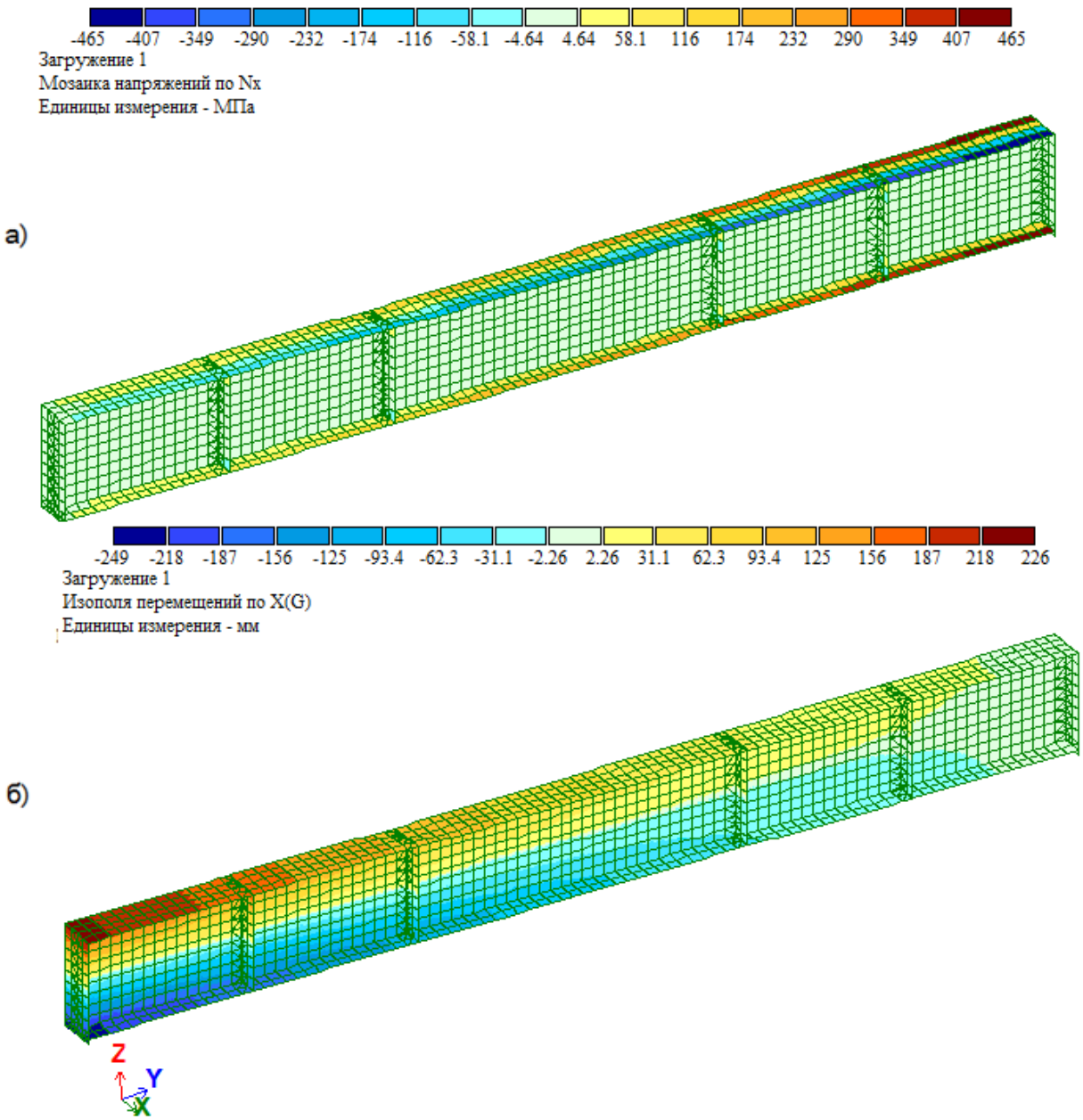


Рисунок 20. Изполя результатов расчета на кручение образца №1:

а – нормальные напряжения; б – перемещения по оси x.

Жесткость на кручение образца№ 1: $GJ_k = \frac{M_{кр} l}{\varphi} = \frac{0{,}39 \times 4{,}5}{0.858} = 2{,}045$ тм^2

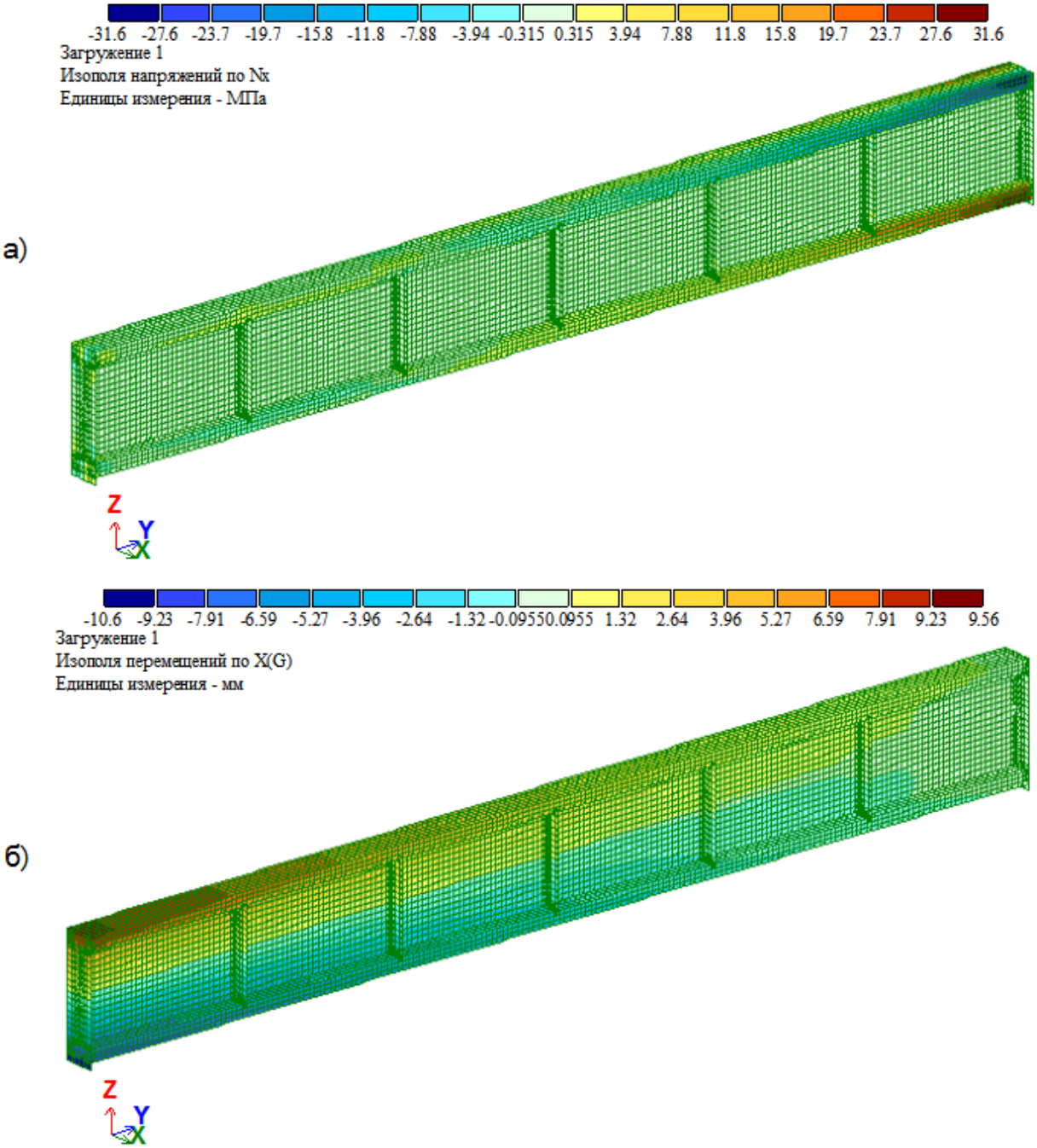


Рисунок 21. Изполя результатов расчета на кручение образца №2:

а – нормальные напряжения; б – перемещения по оси x.

Жесткость на кручение образца №2: $GJ_k = \frac{M_{кр} l}{\varphi} = \frac{0{,}39 \times 4{,}5}{0.042} = 41{,}79$ тм^2

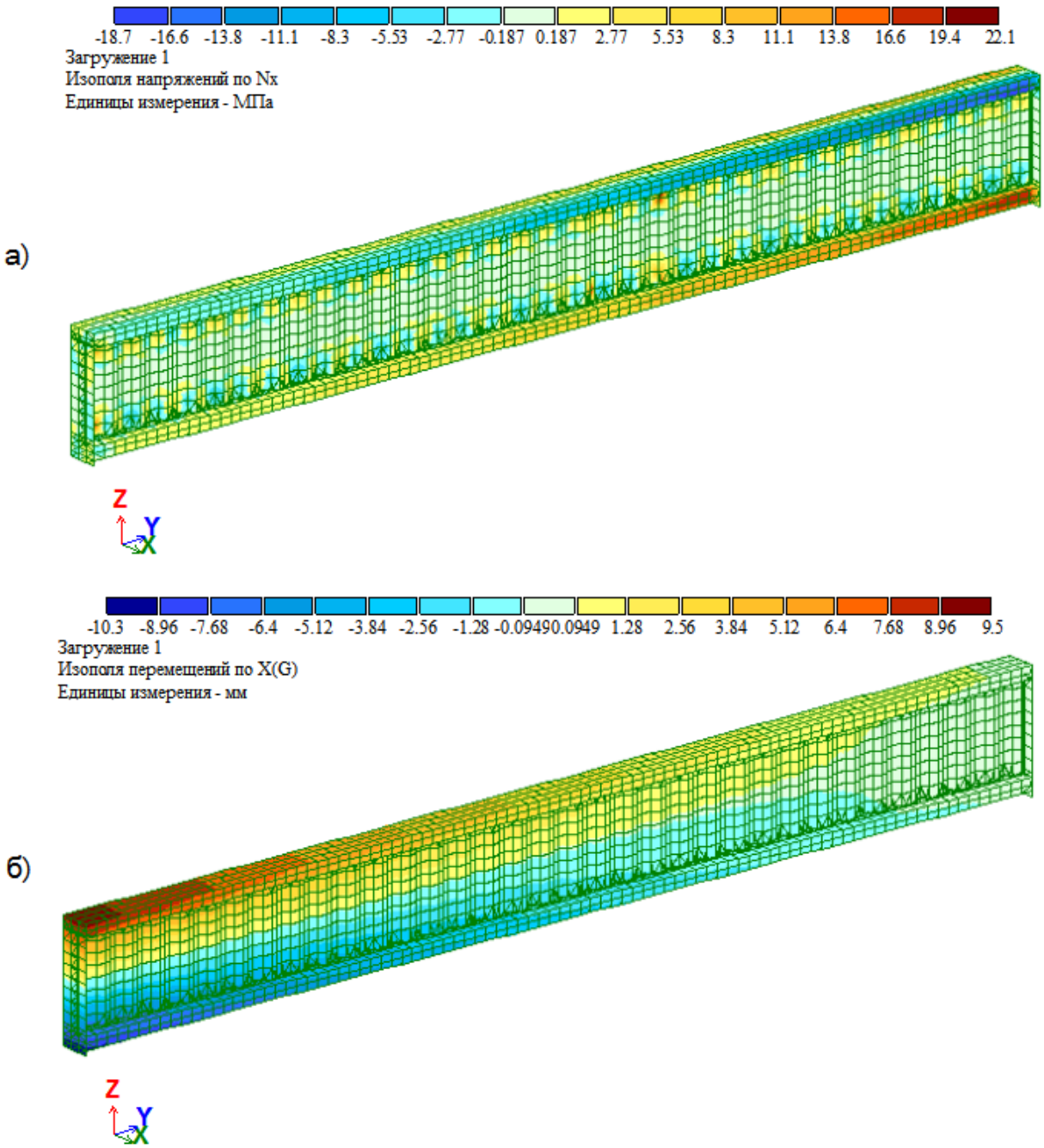


Рисунок 22. Изполя результатов расчета на кручение образца №3:

а – нормальные напряжения; б – перемещения по оси x.

Жесткость на кручение образца №3: $GJ_k = \frac{M_{кр} l}{\varphi} = \frac{0{,}39 \times 4{,}5}{0.041} = 42{,}81$ тм^2

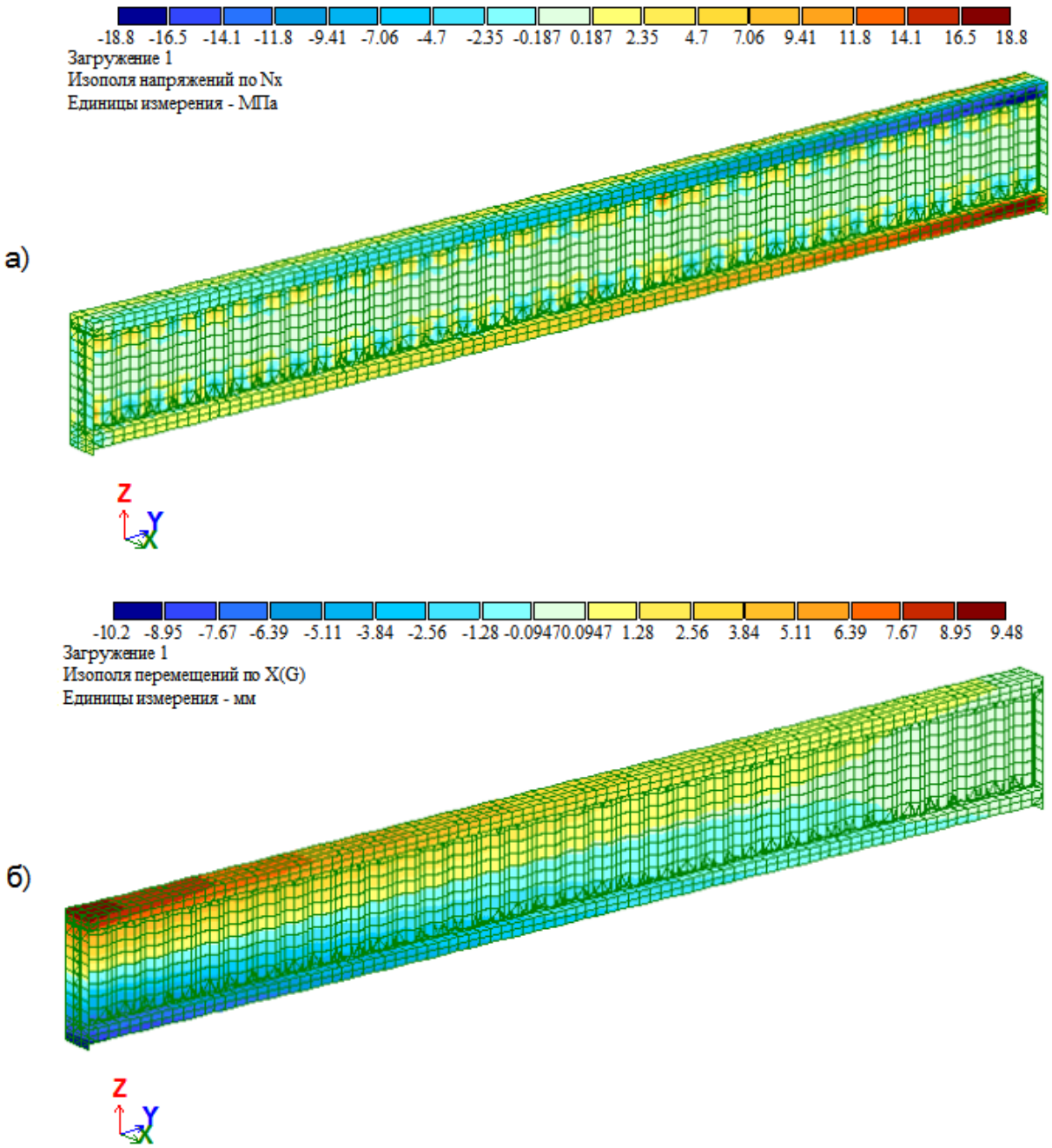


Рисунок 23. Изполя результатов расчета на кручение образца №4:

а – нормальные напряжения; б – перемещения по оси x.

Жесткость на кручение образца №4: $GJ_k = \frac{M_{кр} l}{\varphi} = \frac{0{,}39 \times 4{,}5}{0.04} = 43{,}88$ тм^2

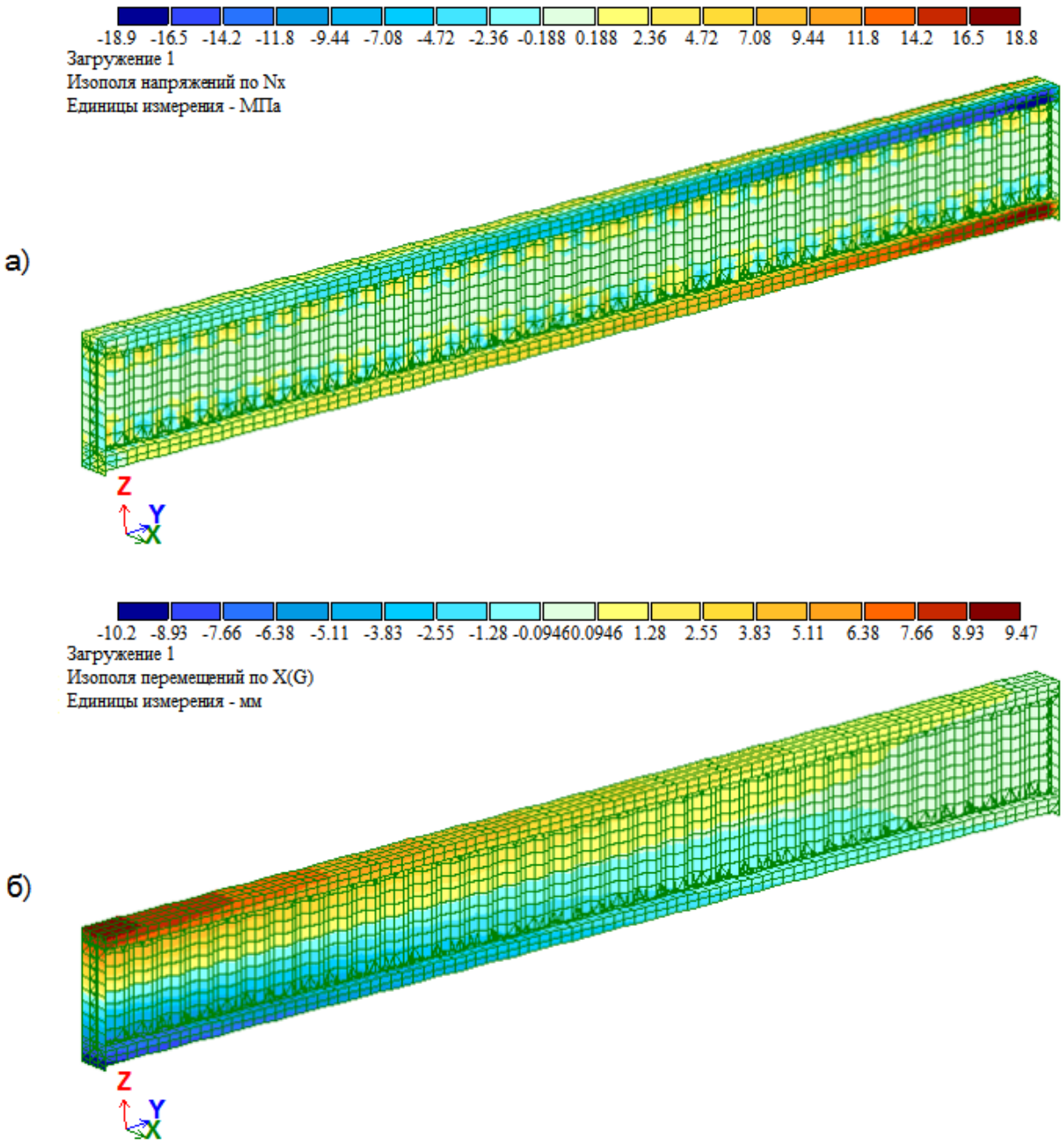


Рисунок 24. Изполя результатов расчета на кручение образца №5:

а – нормальные напряжения; б – перемещения по оси x.

Жесткость на кручение образца №5: $GJ_k = \frac{M_{кр} l}{\varphi} = \frac{0{,}39 \times 4{,}5}{0.04} = 43{,}88$ м^4

Таблица 4

Углы поворота образцов

№ образца	Угол поворота, рад.
1	0,858
2	0,042
3	0,041
4	0,04
5	0,04

На рисунке 25 можно увидеть, что наименьшая жесткость на кручение оказалась у образца 1, а наибольшая у образцов №4 и №5. Замена листа в поясе балки на ЗГСП значительно повышает жесткость на кручение. По данным расчета произошло повышение жесткости в 20 раз, но, как видно по гистограмме, увеличение толщины стенки практически не оказывает влияния на изменение жесткости на кручение. Также, исходя из полученных данных, можно констатировать, что замена плоской стенки на гофрированную незначительно повышает жесткость на кручение, а точнее на 2,4%.

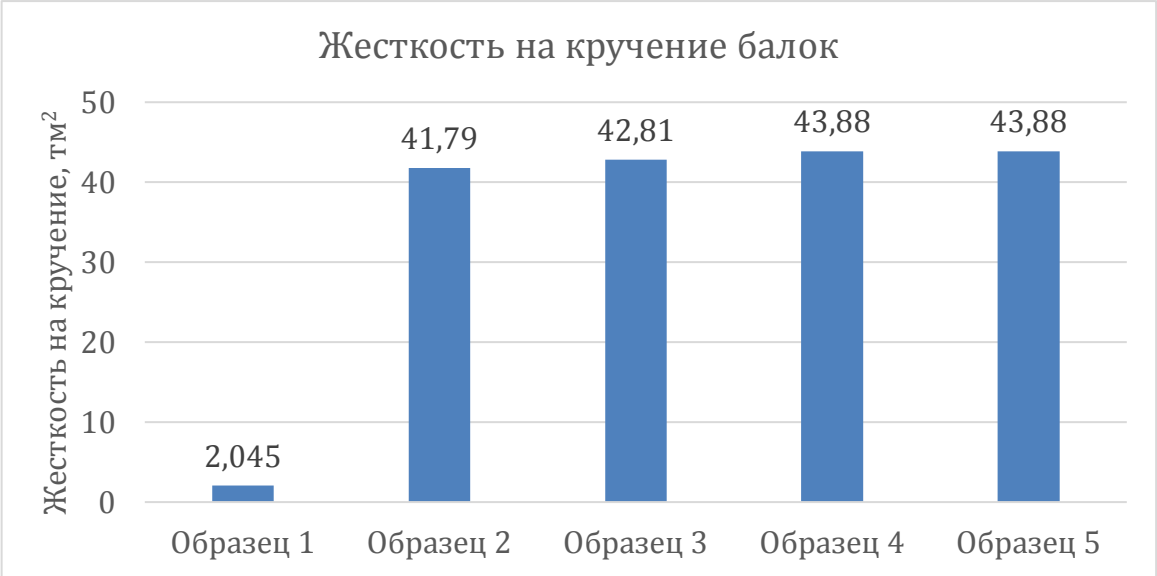


Рисунок 25. Гистограмма жесткости на кручение балок

3.3 Деформативность стенок при сдвиге

Расчет численной модели производился в программном комплексе «ЛИРА», части балок моделировали пластинчатыми конечными элементами размером 10х10 мм. Плоскость балки находилась в координатах Y0Z, из плоскости балки были координаты X0Z. Закрепление в плоскости балки было задано шарнирно-неподвижное, из плоскости-шарнирное.

Нагружение образца осуществляли путем приложения распределенной нагрузки к горизонтальной грани контура сечения пояса (ЗГСП) т/м^2, что в дальнейшем учитывалось как сосредоточенная нагрузка в его центре тяжести 10 т.

На рисунках 26-30 показаны изополя нормальных и касательных напряжений, МПа, а также изополя перемещений стенки вдоль рассматриваемого участка балки, мм. Отрицательные значения напряжений характеризуют сжатие, а положительные растяжение.

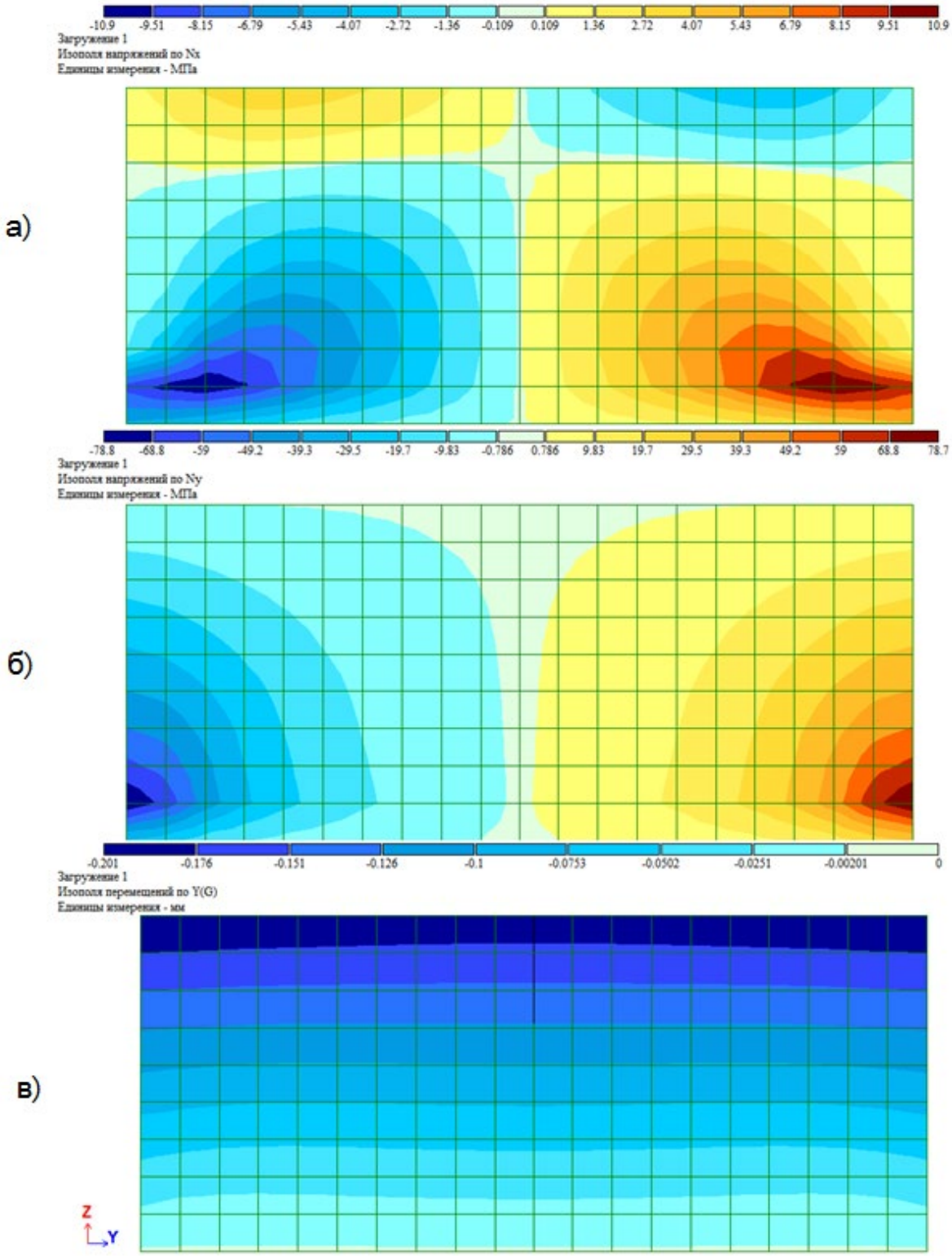


Рисунок 26. Изополя напряжений и перемещений полученные при расчете на сдвиг образца №1

а – нормальные напряжения; б – касательные напряжения; в – перемещения стенки вдоль балки по оси y.

Жесткость на сдвиг образца №1: $GA = \frac{F}{\gamma} = \frac{10}{0{,}000488} = 20491{,}8$ т

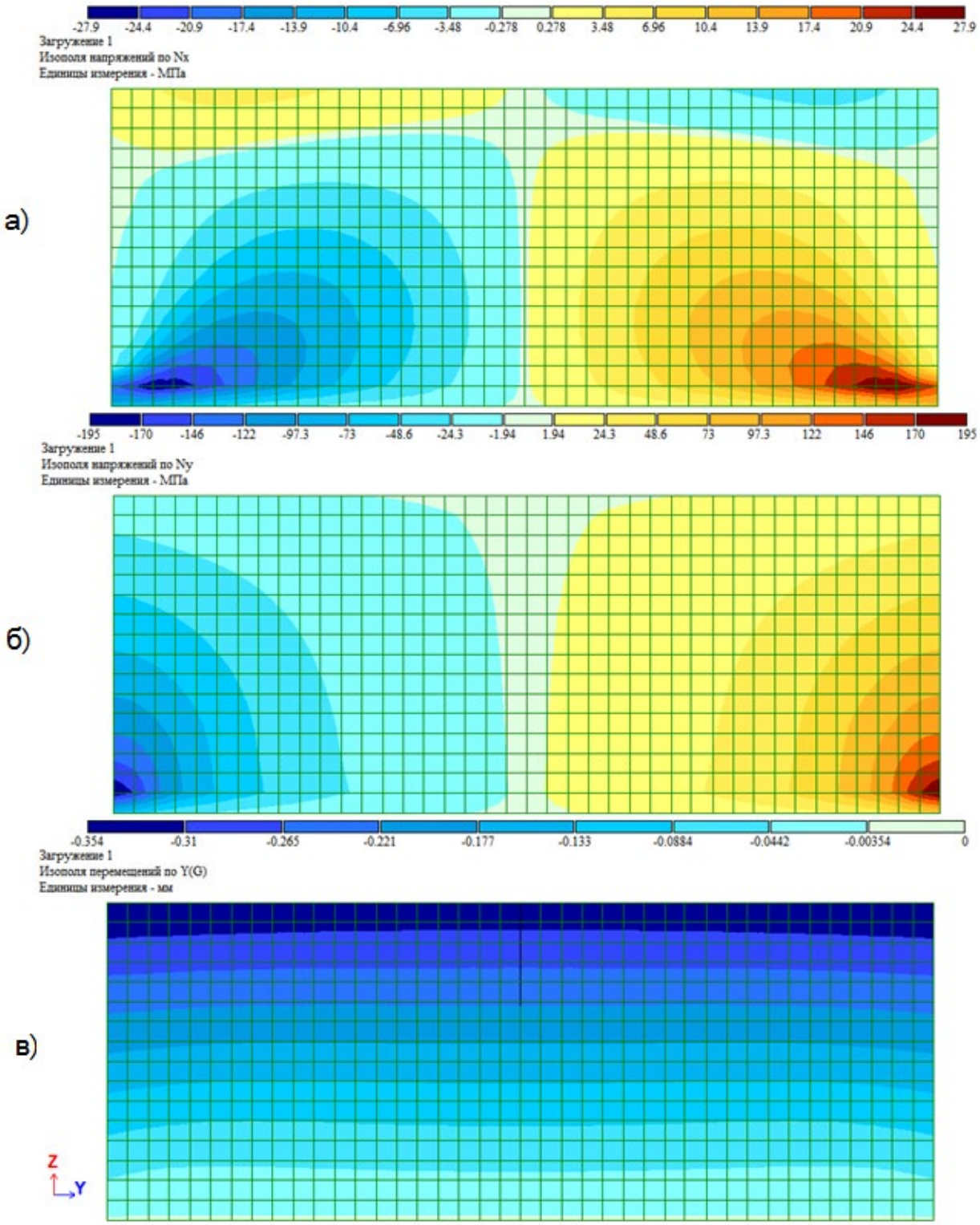


Рисунок 27. Изополя напряжений и перемещений полученные при расчете на сдвиг образца №2

а – нормальные напряжения; б – касательные напряжения; в – перемещения стенки вдоль балки по оси y.

Жесткость на сдвиг образца №2: $GA = \frac{F}{\gamma} = \frac{10}{0{,}00092} = 10869{,}57$ т

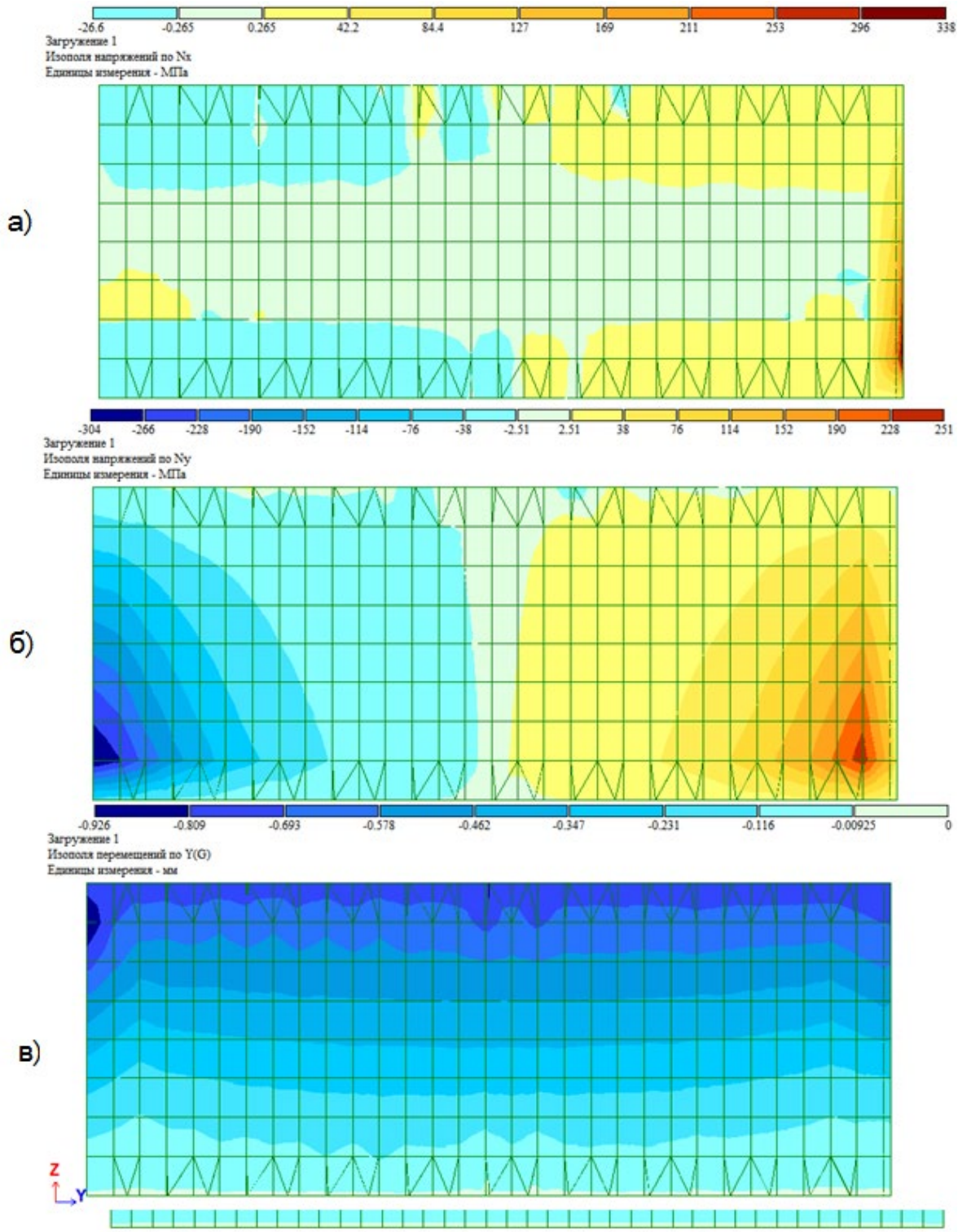


Рисунок 28. Изополя напряжений и перемещений полученные при расчете на сдвиг образца №3

а – нормальные напряжения; б – касательные напряжения; в – перемещения стенки вдоль балки по оси y.

Жесткость на сдвиг образца №3: $GA = \frac{F}{\gamma} = \frac{10}{0{,}002} = 5000$ т

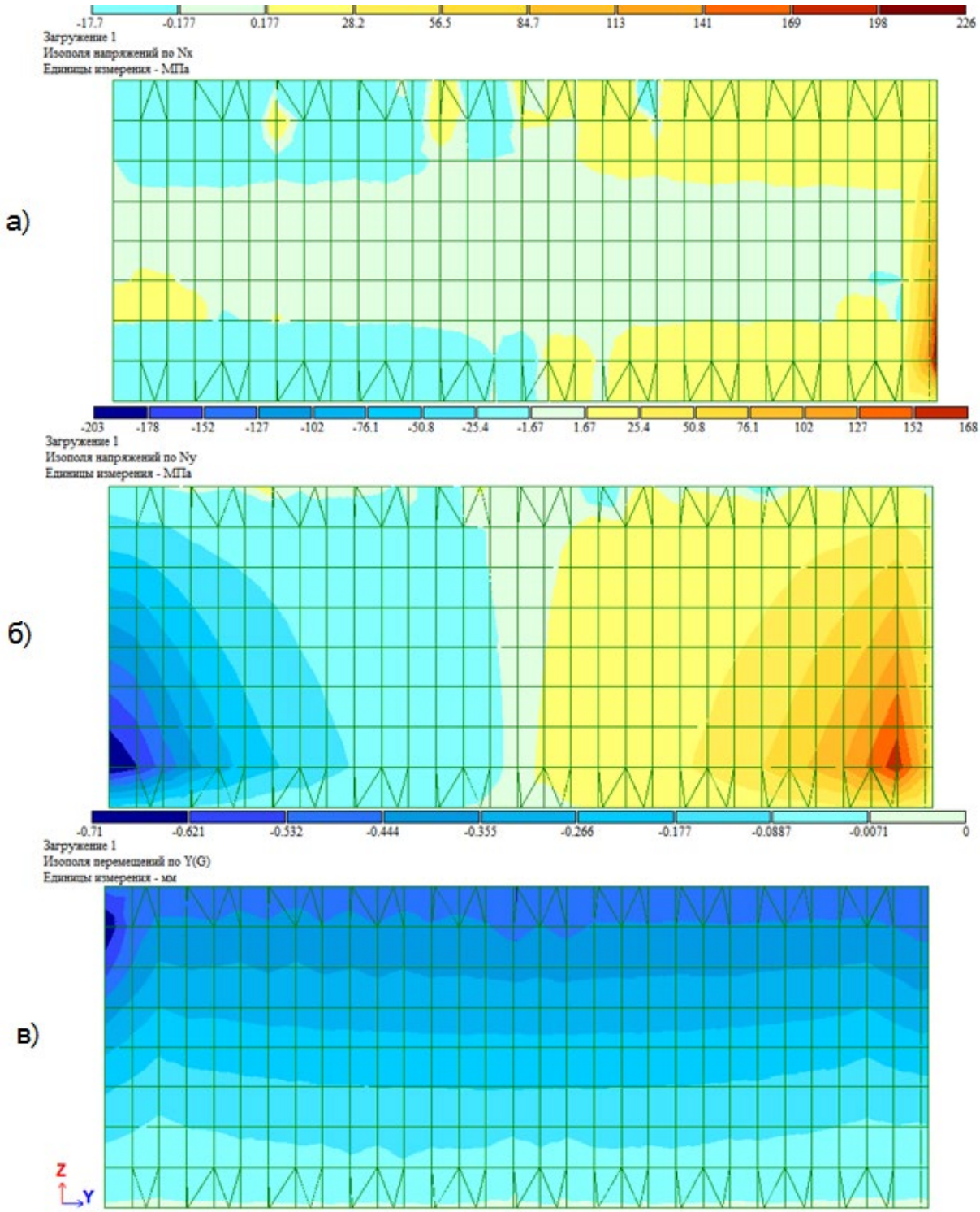


Рисунок 29. Изополя напряжений и перемещений полученные при расчете на сдвиг образца №4

а – нормальные напряжения; б – касательные напряжения; в – перемещения стенки вдоль балки по оси y.

Жесткость на сдвиг образца №4: $GA = \frac{F}{\gamma} = \frac{10}{0{,}001} = 10000$ т

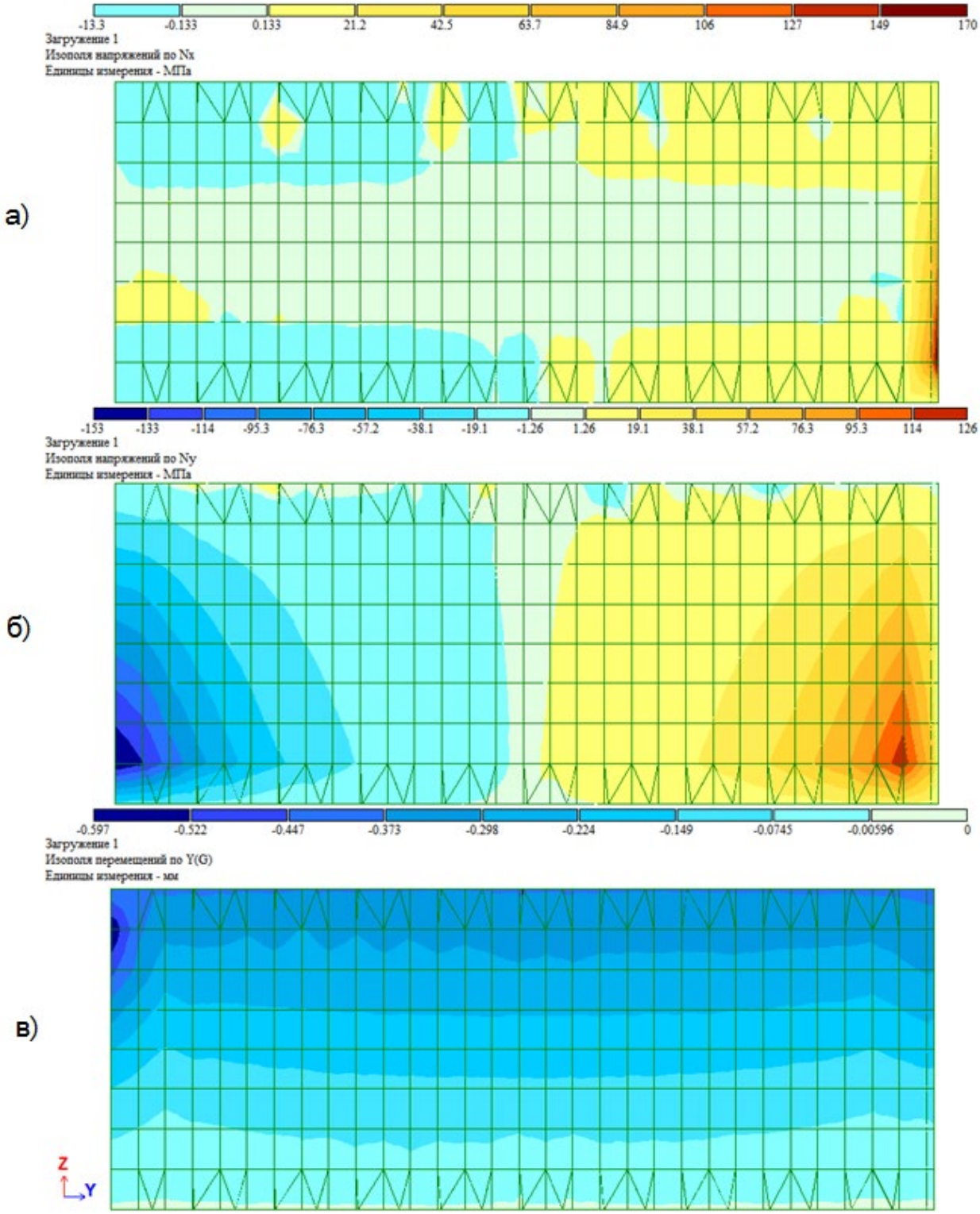


Рисунок 30. Изополя напряжений и перемещений полученные при расчете на сдвиг образца №5

а – нормальные напряжения; б – касательные напряжения; в – перемещения стенки вдоль балки по оси у.

Жесткость на сдвиг образца №5: $GA = \frac{F}{\gamma} = \frac{10}{0{,}001} = 10000$ т

Таблица 5

Углы сдвига образцов

№ образца	Угол сдвига, рад.
1	0,000488
2	0,00092
3	0,002
4	0,001
5	0,001

На рисунке 31 показаны жесткости на сдвиг всех образцов. По результатам расчета наибольшую жесткость на сдвиг имеет образец №1, а наименьшую жесткость имеет образец №3.

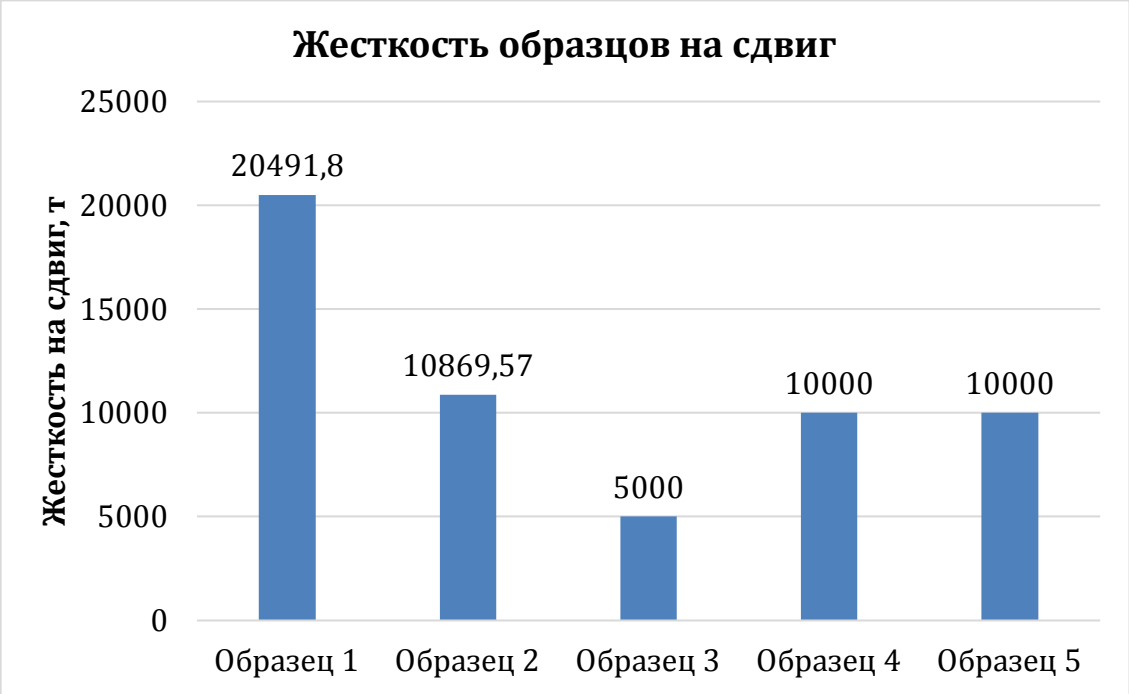


Рисунок 31. Гистограмма жесткости на сдвиг балок.

Анализируя гистограмму на рисунке 31, можно сказать, что гофрированная стенка сравнима по жесткости с плоской стенкой при использовании поясов из ЗГСП.

3.4 Локальные напряжения в стенке балки

Обычно при расчете локальных напряжений используют сосредоточенную силу. В этом случае по оси действия силы мы получим высокий уровень локальных напряжений в стенке. Чтобы оценить уровень концентрации локальных напряжений, используем распределительную пластину на верхнем поясе балки, а нагрузку равномерно распределим по

площади пластины. Для изменения условий нагружения стенки будем изменять такие характеристики пластины как ее толщина и длина. Для оценки влияния распределительной пластинки на НДС в балках на вехнем поясе предусмотрены пластинки с различными размерами в плане и толщиной. Во всех случаях приложена нагрузка 10 т, но она равномерно распределена по площади соответствующей пластинки в т/м^2. Толщины пластинок выбраны таким образом, чтобы провести разные расчеты: где жесткость пластинки почти не учитывалась (пластинка 2 мм); жесткость пластинки нормальной толщины (пластинка 10 мм); повышенная жесткость пластинки (пластинка 20 мм).

3.4.1 Распределительная пластина 100х2 мм

На рисунках 32-36 показаны изополя локальных напряжений в МПа от нагрузки, приложенной через распределительную пластину шириной 100 мм и толщиной 2 мм в стенках балок.

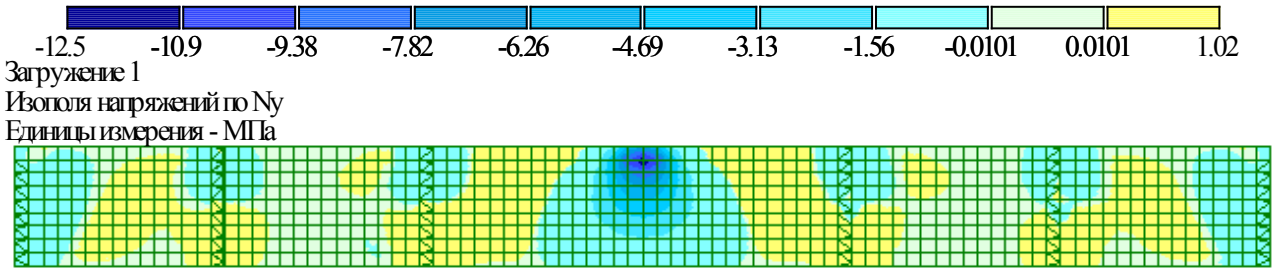


Рисунок 32. Изополя локальных напряжений в стенке образца №1

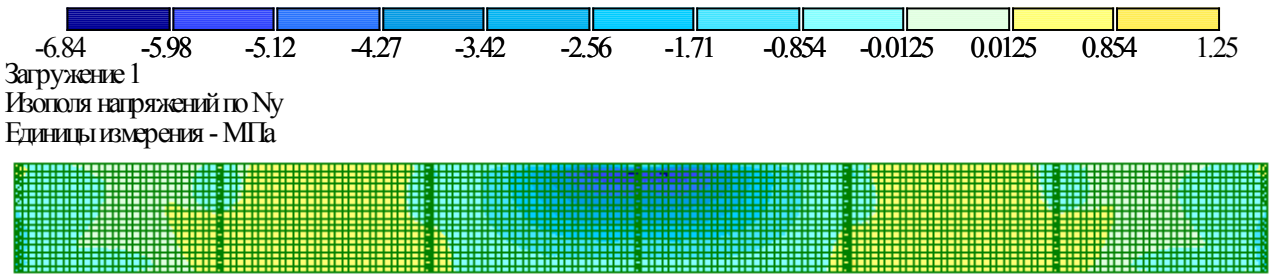


Рисунок 33. Изополя локальных напряжений в стенке образца №2

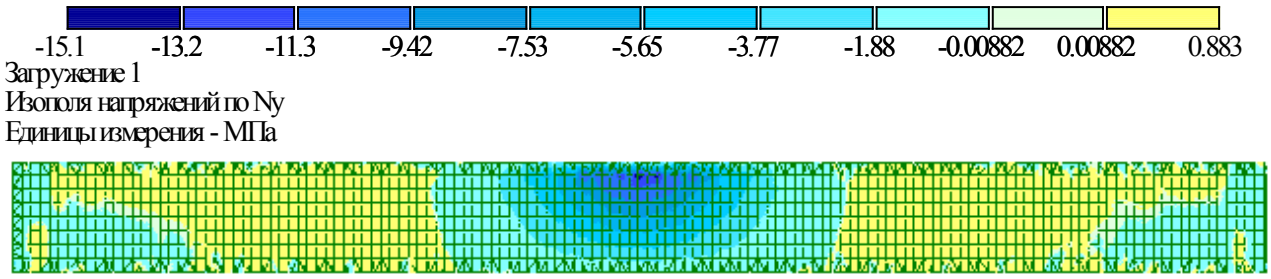


Рисунок 34. Изополя локальных напряжений в стенке образца №3

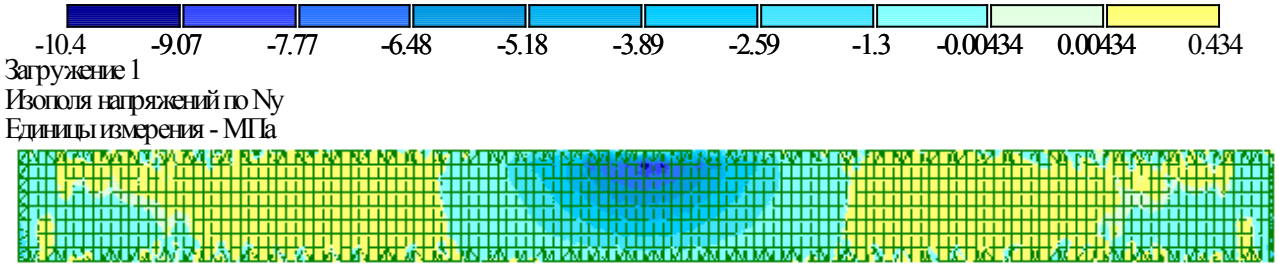


Рисунок 35. Изополя локальных напряжений в стенке образца №4

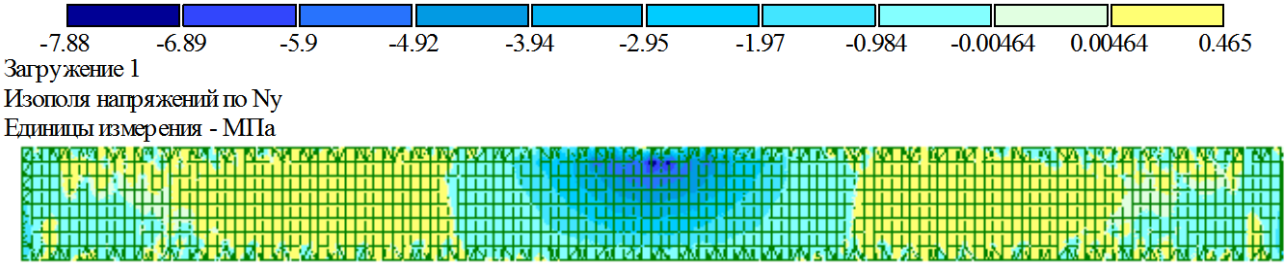


Рисунок 36. Изополя локальных напряжений в стенке образца №5

На рисунке 37 показана гистограмма локальных напряжений при передаче нагрузки через распределительную пластинку с размерами 100х2 мм. Анализируя данную гистограмму, мы видим что, наибольшие локальные напряжения оказались у образца №3, но у подобных ему образцов резко уменьшались напряжения с незначительным увеличением толщины стенки. Наименьшие напряжения получил образец №2.

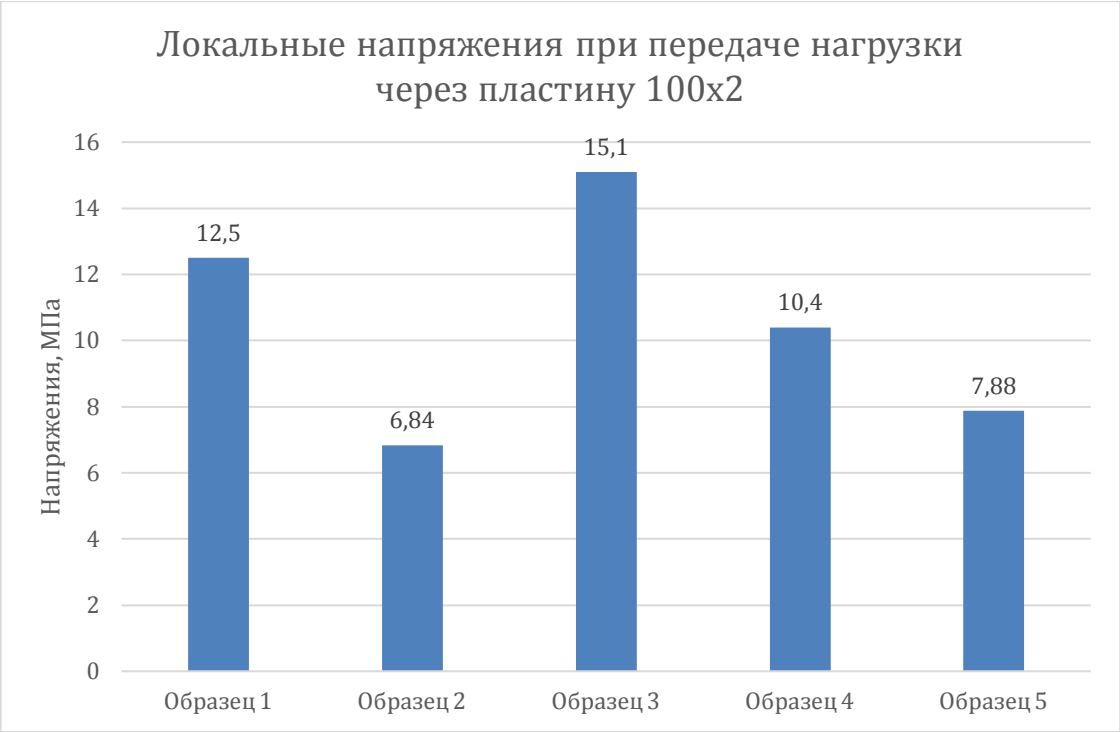


Рисунок 37. Гистограмма напряжений в стенке балок при нагружении через пластинку 100x2.

3.4.2 Распределительная пластина 100x10 мм

На рисунках 38-42 показаны изополя локальных напряжений в МПа от нагрузки, приложенной через распределительную пластину шириной 100 мм и толщиной 10 мм в стенках балок.

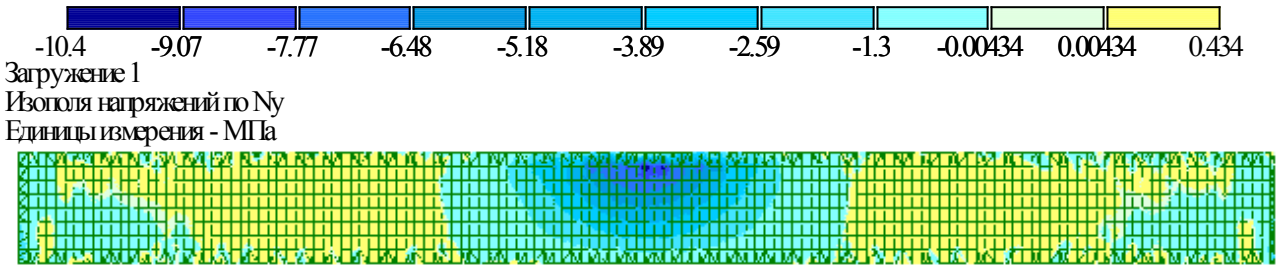


Рисунок 38. Изополя локальных напряжений в стенке образца №1

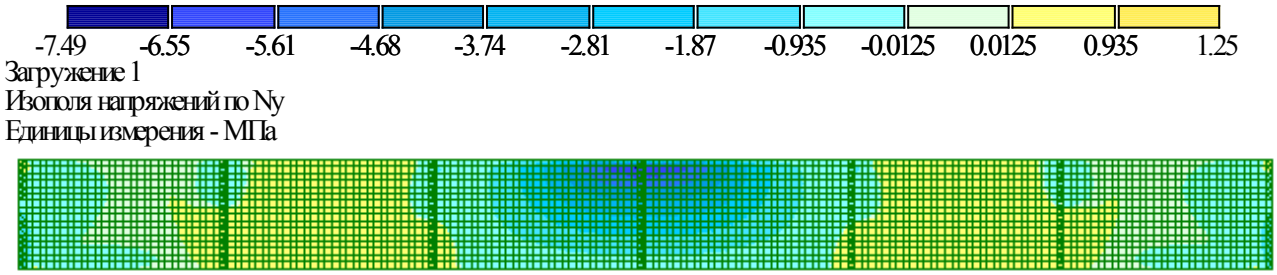


Рисунок 39. Изополя локальных напряжений в стенке образца №2

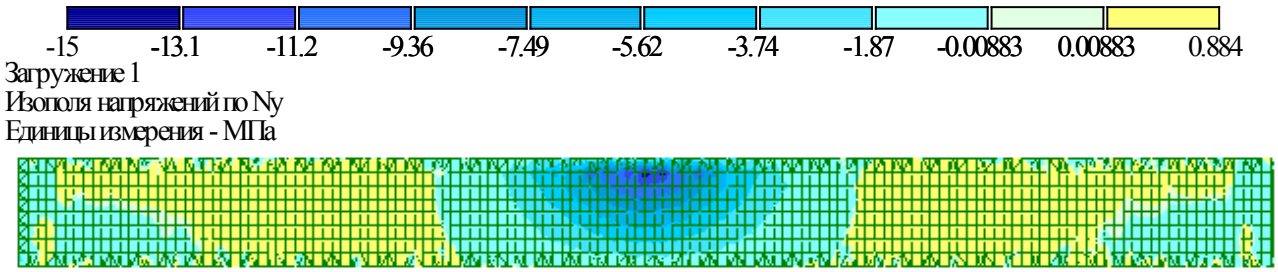


Рисунок 40. Изополя локальных напряжений в стенке образца №3

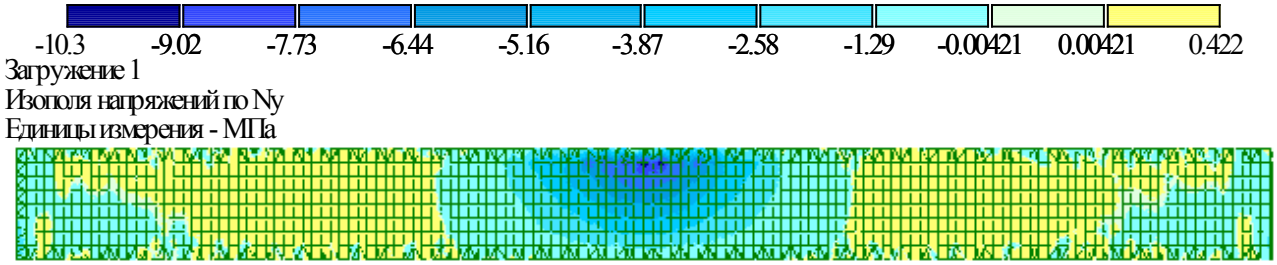


Рисунок 41. Изополя локальных напряжений в стенке образца№ 4

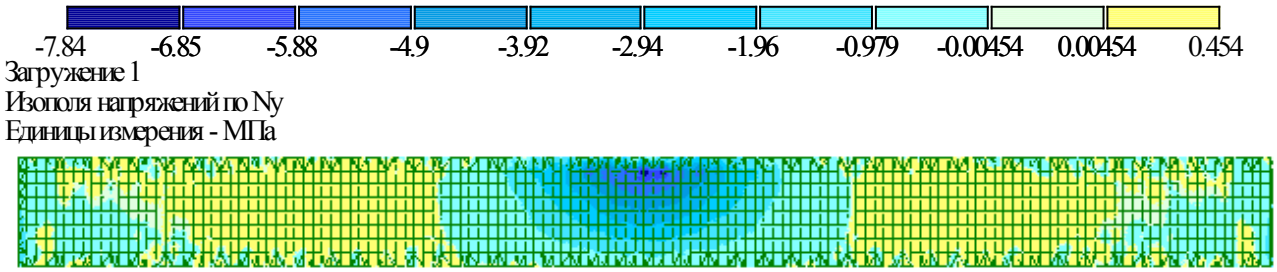


Рисунок 42. Изополя локальных напряжений в стенке образца №5

На рисунке 43 показана гистограмма локальных напряжений при передаче нагрузки через распределительную пластинку с размерами 100x10 мм. Анализируя данную гистограмму, мы видим что, наибольшие локальные напряжения оказались у образца №3, но у подобных ему образцов резко уменьшались напряжения с незначительным увеличением толщины стенки. Наименьшие напряжения получил образец №2.

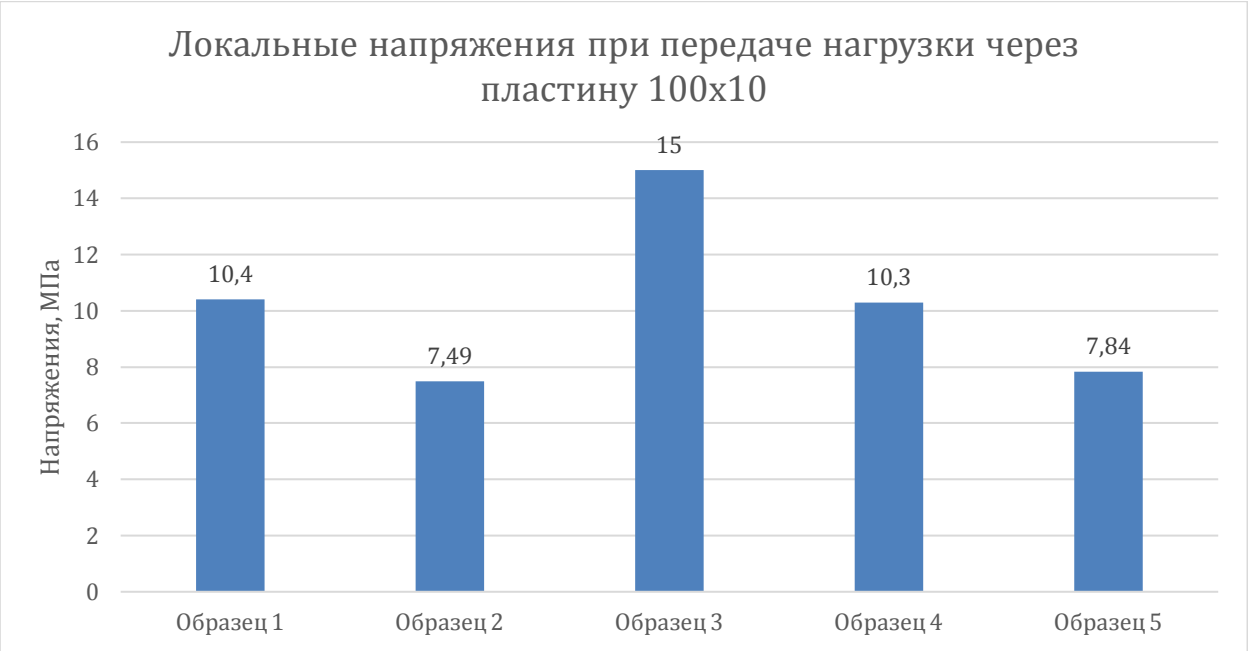


Рисунок 43. Гистограмма напряжений в стенке балок при нагружении через пластинку 100x10.

3.4.3 Распределительная пластина 100x20 мм

На рисунках 44-48 показаны изополя локальных напряжений в МПа от нагрузки, приложенной через распределительную пластину шириной 100 мм и толщиной 20 мм в стенках балок.

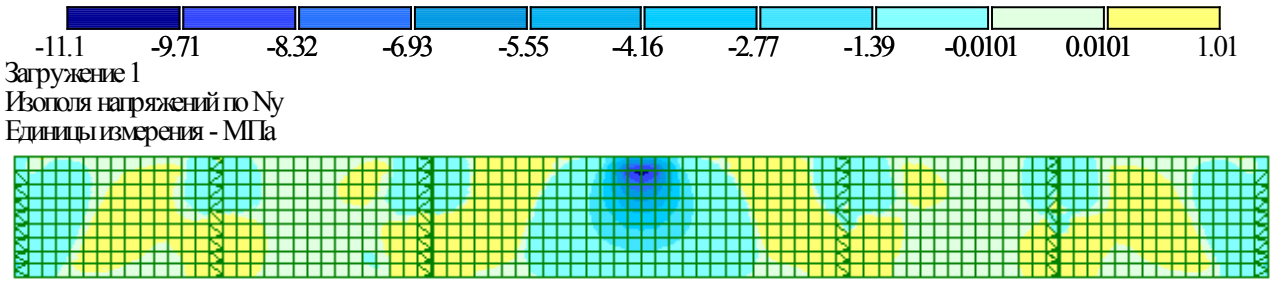


Рисунок 44. Изополя локальных напряжений в стенке образца №1

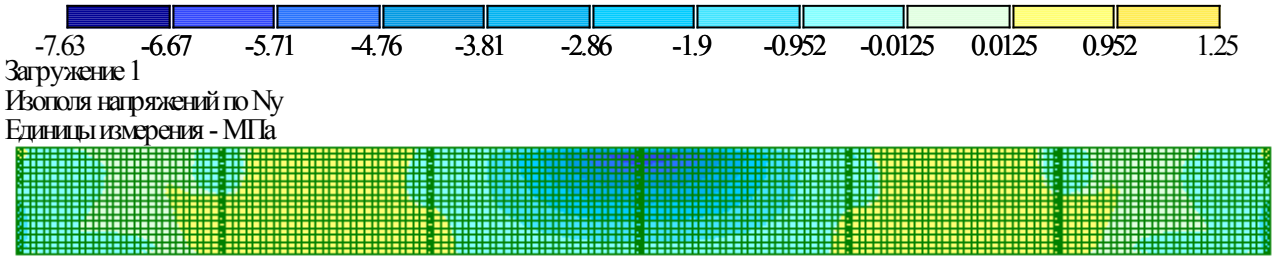


Рисунок 45. Изополя локальных напряжений в стенке образца №2

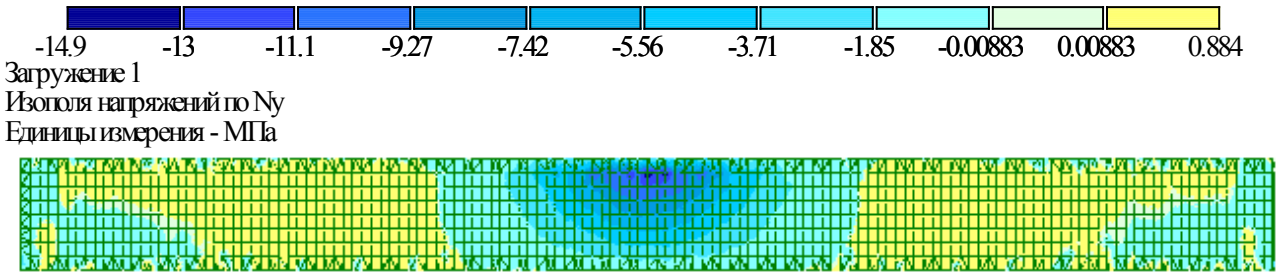


Рисунок 46. Изополя локальных напряжений в стенке образца №3

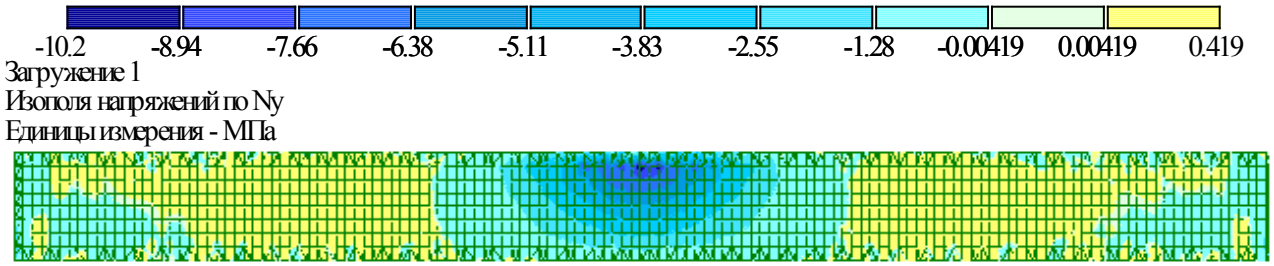


Рисунок 47. Изополя локальных напряжений в стенке образца №4

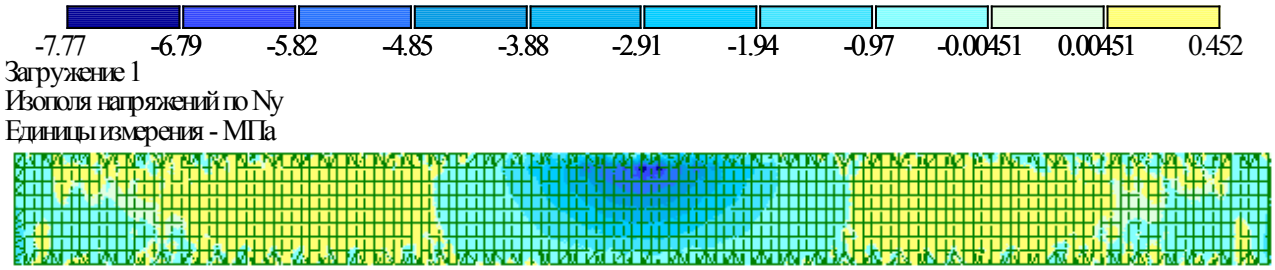


Рисунок 48. Изополя локальных напряжений в стенке образца №5

На рисунке 49 показана гистограмма локальных напряжений при передаче нагрузки через распределительную пластинку с размерами 100x20 мм. Анализируя данную гистограмму, мы видим что, наибольшие локальные напряжения оказались у образца №3, но у подобных ему образцов резко уменьшались напряжения с незначительным увеличением толщины стенки. Наименьшие напряжения получил образец №2.

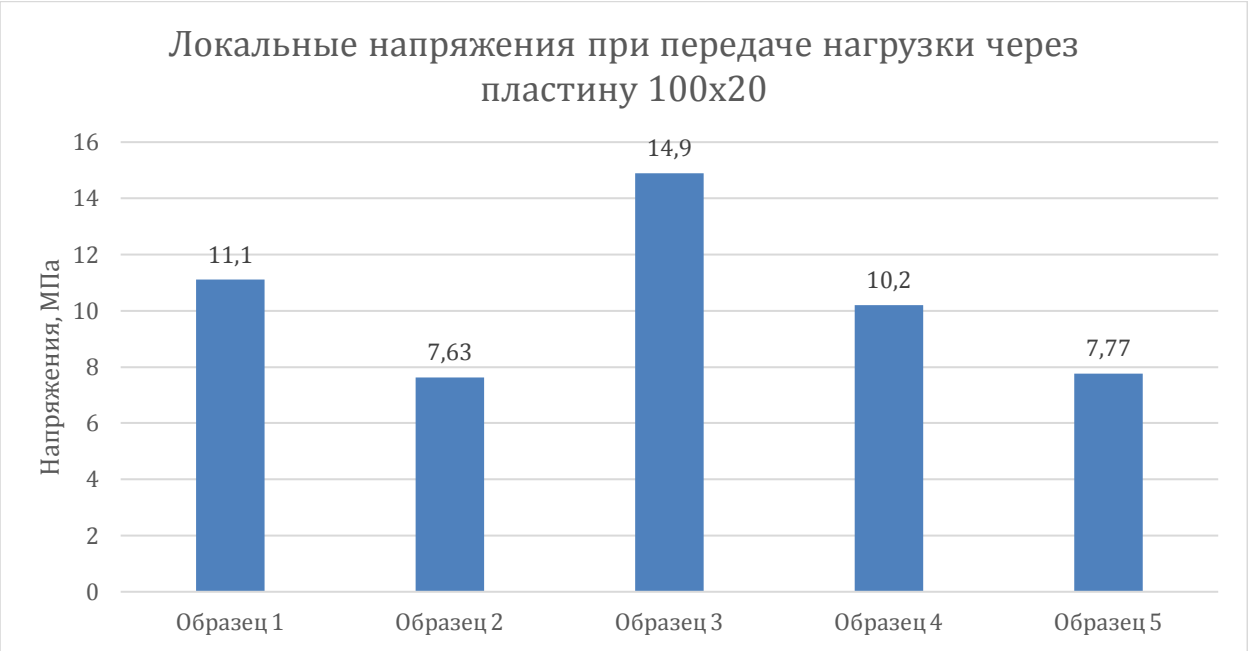


Рисунок 49. Гистограмма напряжений в стенке балок при нагружении через пластинку 100x20.

3.4.4 Распределительная пластина 200x2 мм

На рисунках 50-54 показаны изополя локальных напряжений в МПа от нагрузки, приложенной через распределительную пластину шириной 200 мм и толщиной 2 мм в стенках балок.

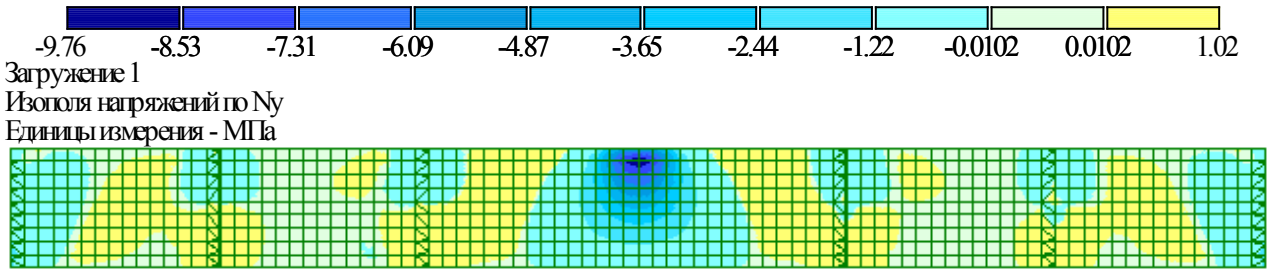


Рисунок 50. Изополя локальных напряжений в стенке образца №1

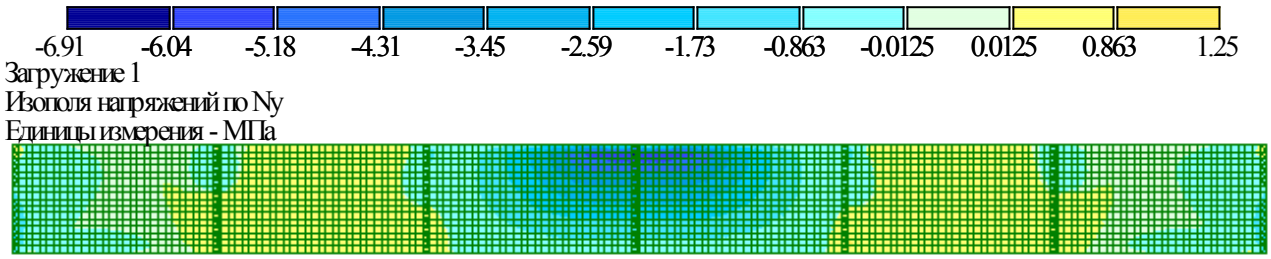


Рисунок 51. Изополя локальных напряжений в стенке образца №2

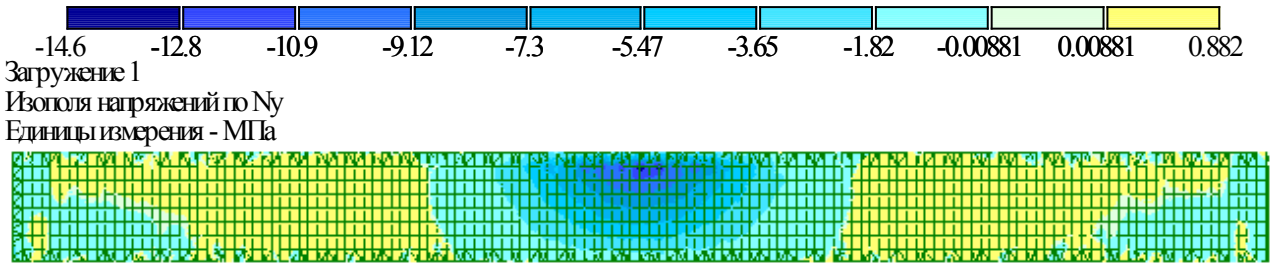


Рисунок 52. Изополя локальных напряжений в стенке образца №3

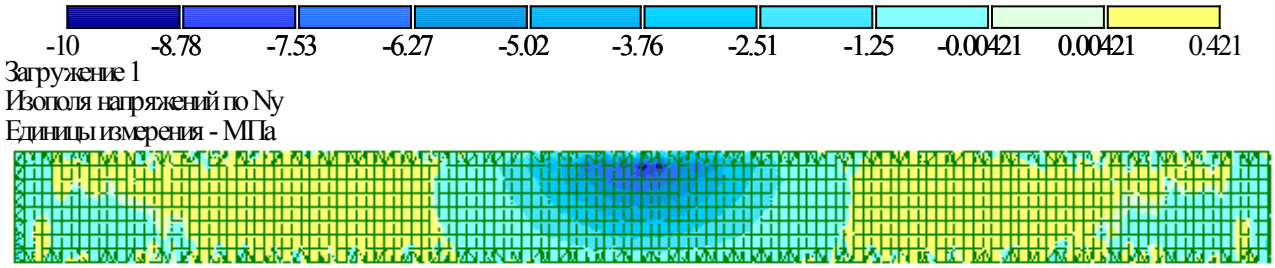


Рисунок 53. Изополя локальных напряжений в стенке образца №4

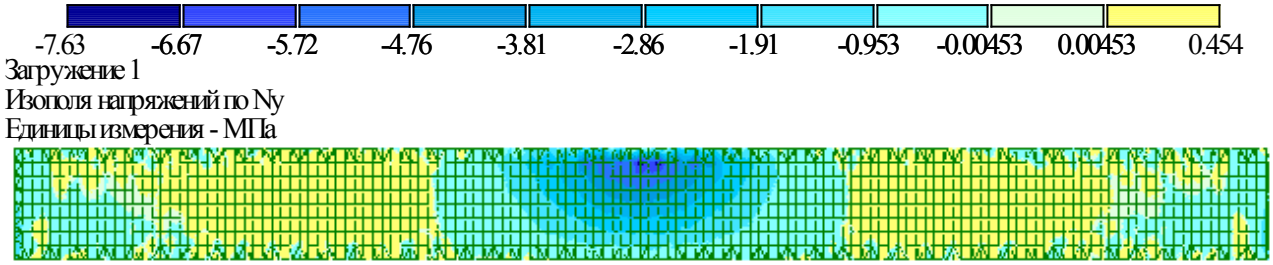


Рисунок 54. Изополя локальных напряжений в стенке образца №5

На рисунке 55 показана гистограмма локальных напряжений при передаче нагрузки через распределительную пластинку с размерами 200x2 мм. Анализируя данную гистограмму, мы видим, что, наибольшие локальные напряжения оказались у образца №3, но у подобных ему образцов резко уменьшались напряжения с незначительным увеличением толщины стенки. Наименьшие напряжения получил образец №2.

Рисунок 55. Гистограмма напряжений в стенке балок при нагружении через пластинку 200x2.

3.4.5 Распределительная пластина 200x10 мм

На рисунках 56-60 показаны изополя локальных напряжений в МПа от нагрузки, приложенной через распределительную пластину шириной 100 мм и толщиной 10 мм в стенках балок.

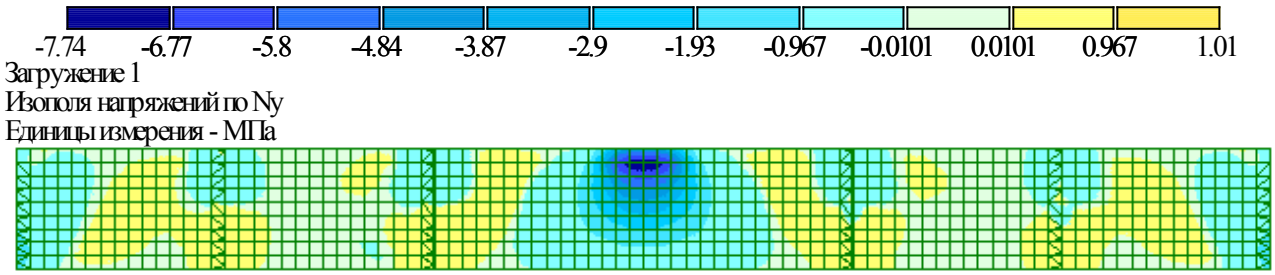


Рисунок 56. Изополя локальных напряжений в стенке образца №1

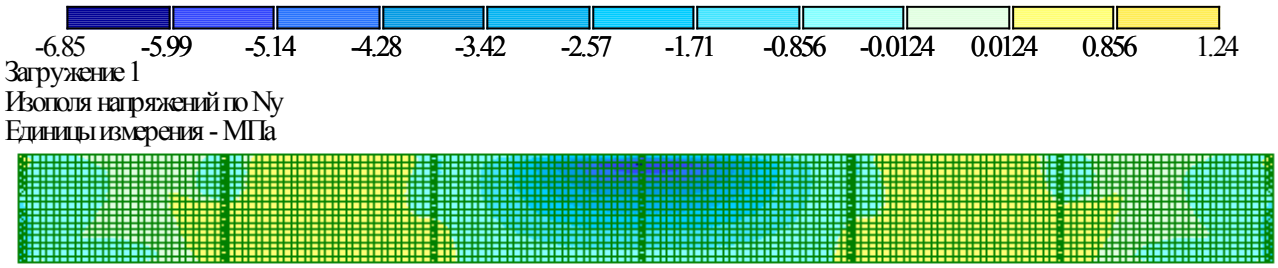


Рисунок 57. Изополя локальных напряжений в стенке образца №2

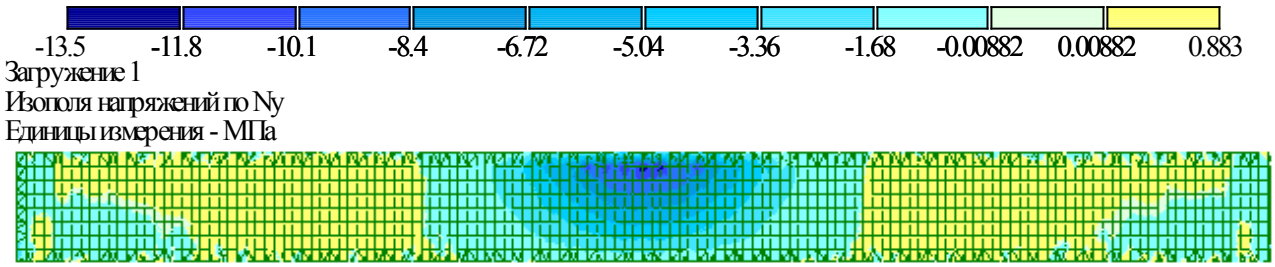


Рисунок 58. Изополя локальных напряжений в стенке образца №3

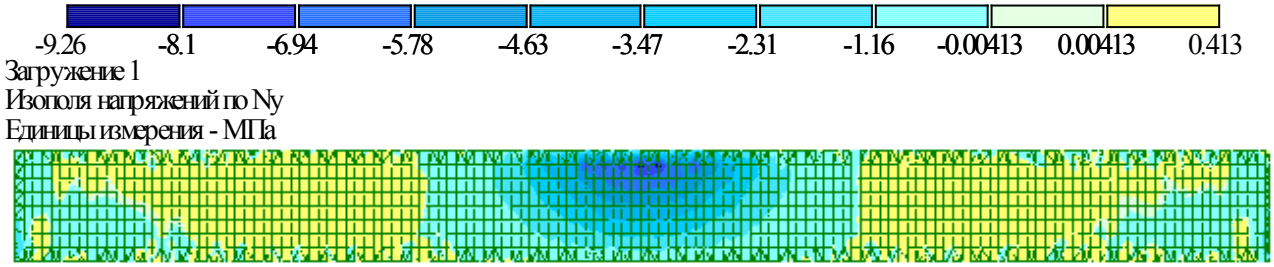


Рисунок 59. Изополя локальных напряжений в стенке образца №4

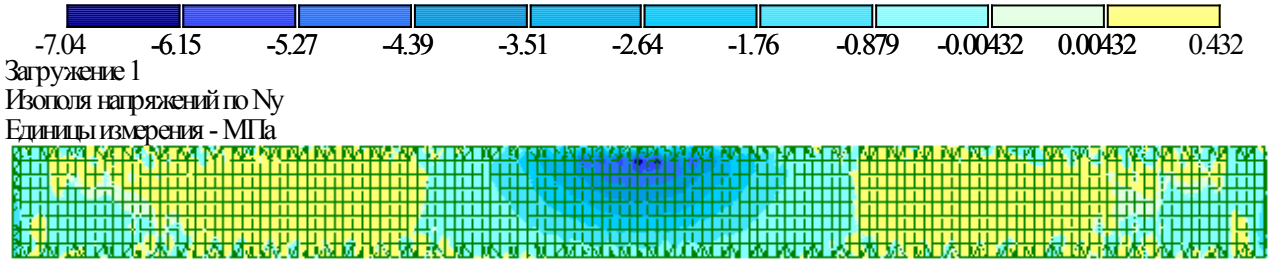


Рисунок 60. Изополя локальных напряжений в стенке образца №5

На рисунке 61 показана гистограмма локальных напряжений при передаче нагрузки через распределительную пластинку с размерами 200x10 мм. Анализируя данную гистограмму, мы видим что, наибольшие локальные напряжения оказались у образца №3, но у подобных ему образцов резко уменьшались напряжения с незначительным увеличением толщины стенки. Наименьшие напряжения получил образец №2.

Рисунок 61. Гистограмма напряжений в стенке балок при нагружении через пластинку 200x10.

3.4.6 Распределительная пластина 200x20 мм

На рисунках 62-66 показаны изополя локальных напряжений в МПа от нагрузки, приложенной через распределительную пластину шириной 100 мм и толщиной 20 мм в стенках балок.

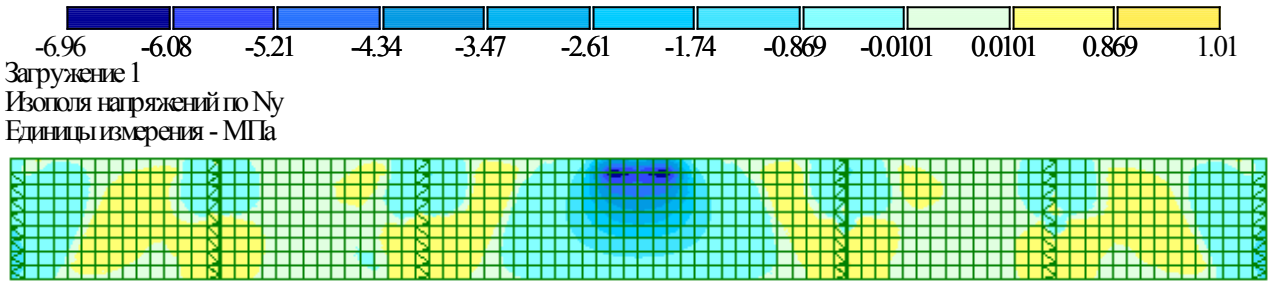


Рисунок 62. Изополя локальных напряжений в стенке образца №1

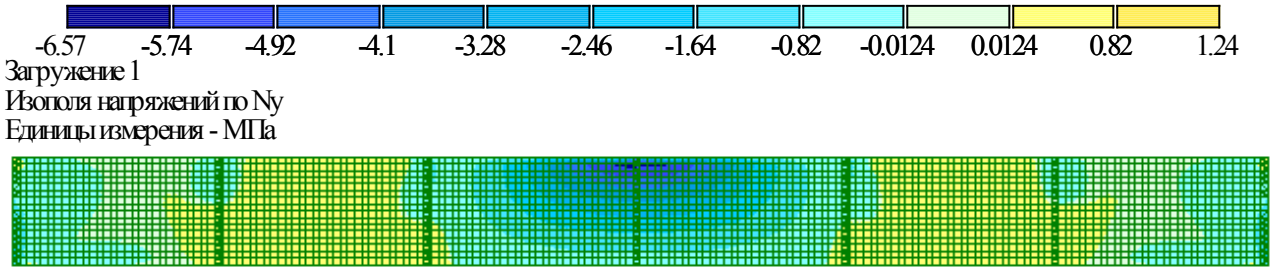


Рисунок 63. Изополя локальных напряжений в стенке образца №2

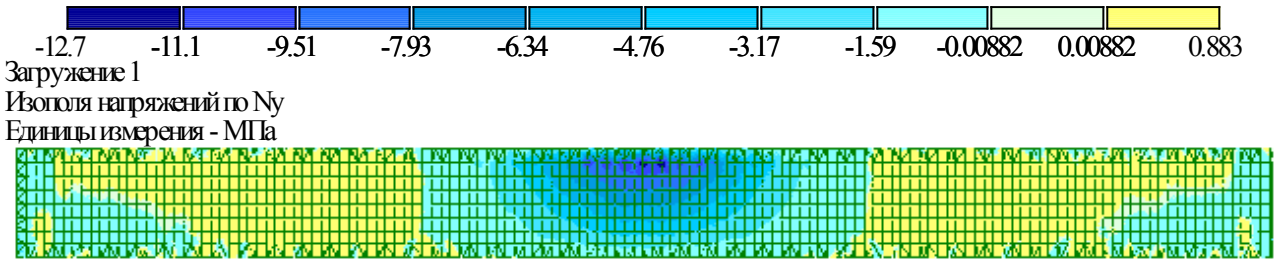


Рисунок 64. Изополя локальных напряжений в стенке образца №3

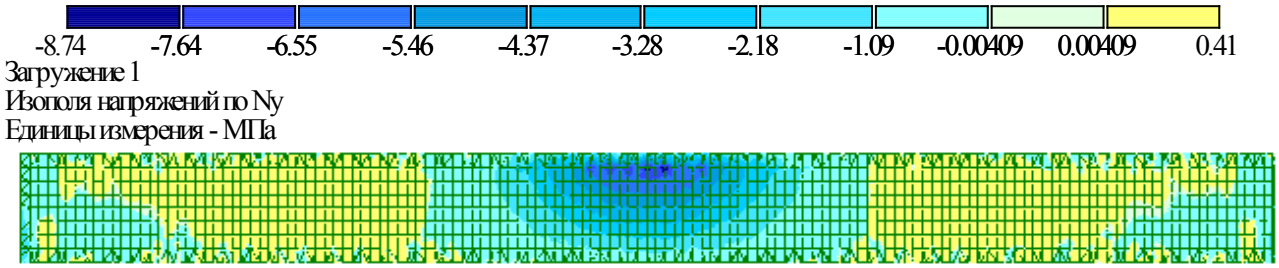


Рисунок 65. Изополя локальных напряжений в стенке образца №4

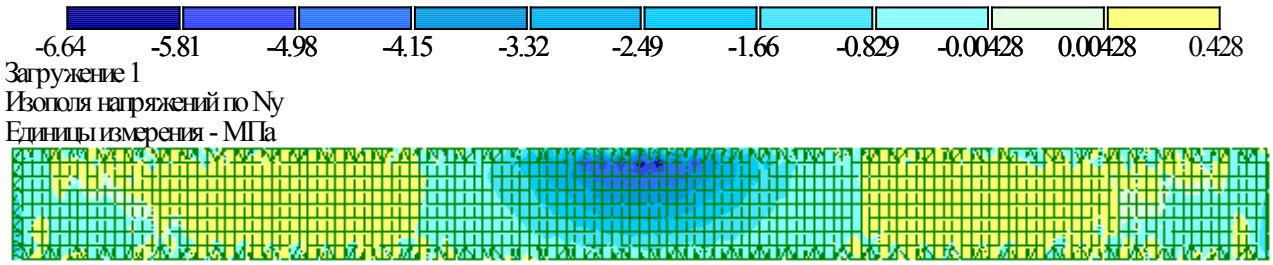


Рисунок 66. Изополя локальных напряжений в стенке образца №5

На рисунке 67 показана гистограмма локальных напряжений при передаче нагрузки через распределительную пластинку с размерами 200x20 мм. Анализируя данную гистограмму, мы видим что, наибольшие локальные напряжения оказались у образца №3, но у подобных ему образцов резко уменьшались напряжения с незначительным увеличением толщины стенки. Наименьшие напряжения получил образец №2.

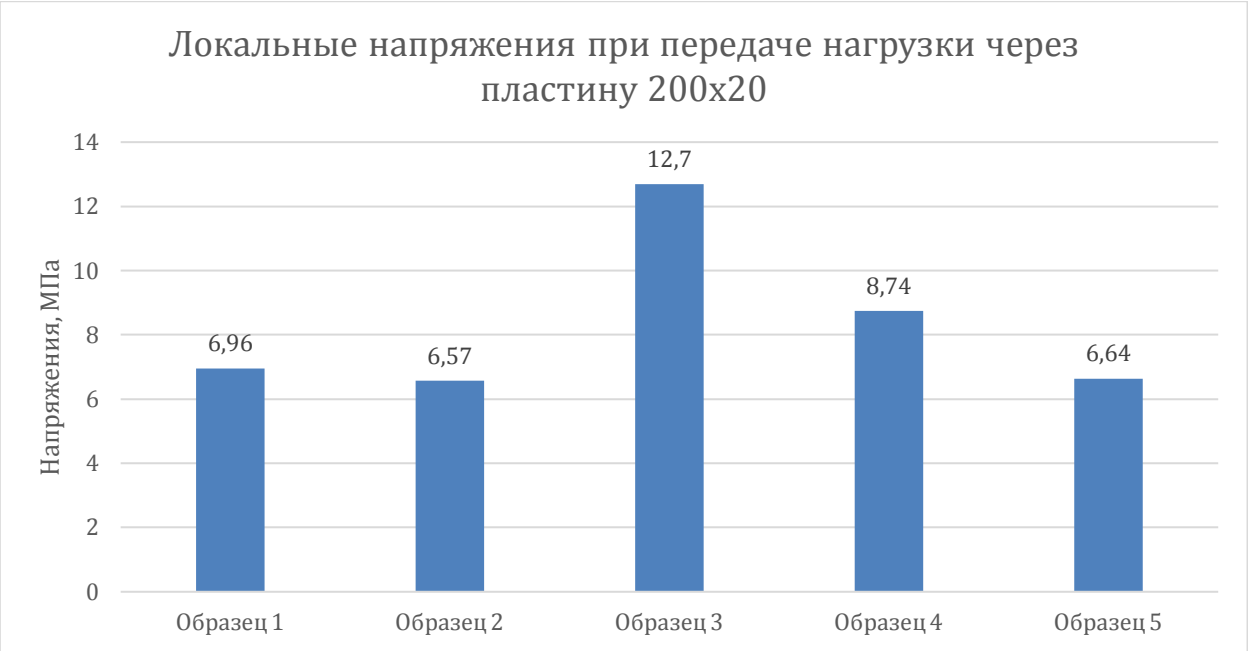


Рисунок 67. Гистограмма напряжений в стенке балок при нагружении через пластинку 200x20.

На рисунке 68 показан график изменения локальный напряжений в образцах в зависимости от размеров распределительной пластины. В образцах от передачи нагрузки через распределительную пластинку с размерами 100x2 мм в сравнении с распределительной пластинкой с размерами 200x20 мм наблюдается уменьшение напряжений. В образце №1 – на 44%, в образце №2 – на 4%, в образце №3 – на 15,9%, в образце №4 – на 15,9%, в образце №5 – на 15,7%.

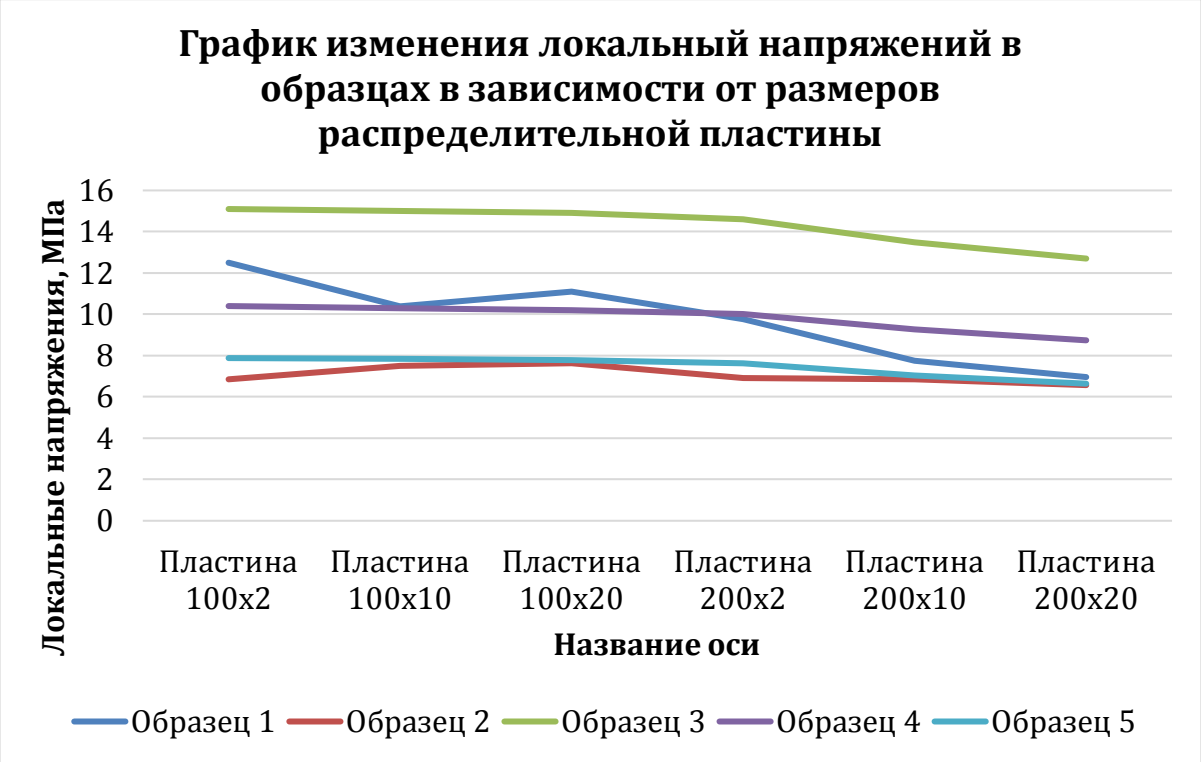


Рисунок 68. График изменения локальный напряжений образцах в зависимости от размеров распределительной пластины

Анализируя график на рисунке 68, можно констатировать, что наибольшее влияние размеров распределительной пластины сказывается на образце №1, так как в данном образце в роли пояса выступает плоский стальной лист и ширина распределения напряжений увеличивается всего на две толщины листа пояса. У остальных образцов в роли пояса выступает ЗГСП и изначально ширина распределения усилий значительно увеличивается за счет передачи напряжений через высокий пояс (на две его высоты). Так же можно заметить, что использование гофрированной стенки повышает зависимость от размеров распределительной пластины, нежели в балки с плоской стенкой. Можно сделать вывод о том, что при использовании ЗГСП в роли поясов можно уменьшить локальные напряжения и тем самым уменьшить металлоёмкость.

3.5 Общая и местная устойчивость в балке

В стальной балке возможно достижение двух предельных состояний, обусловленных явлением устойчивости:

- общая устойчивость балки.
- потеря местной устойчивости стенки.

Для всех типов балок принимаем погонную нагрузку 10т/м.

На рисунках 69-73 показаны наиболее вероятные варианты потери устойчивости образцов балок. На рисунке 69 и 73 показаны варианты потери общей устойчивости балок, а на рисунках 70-72 варианты потери местной устойчивости стенки.

Методы расчета достижения предельных состояний для плоской стенки не применимы для балки с гофрированной стенкой, поэтому важно изучать фактическое НДС таких конструкций и получать данные для дальнейших корректировок методики расчета.

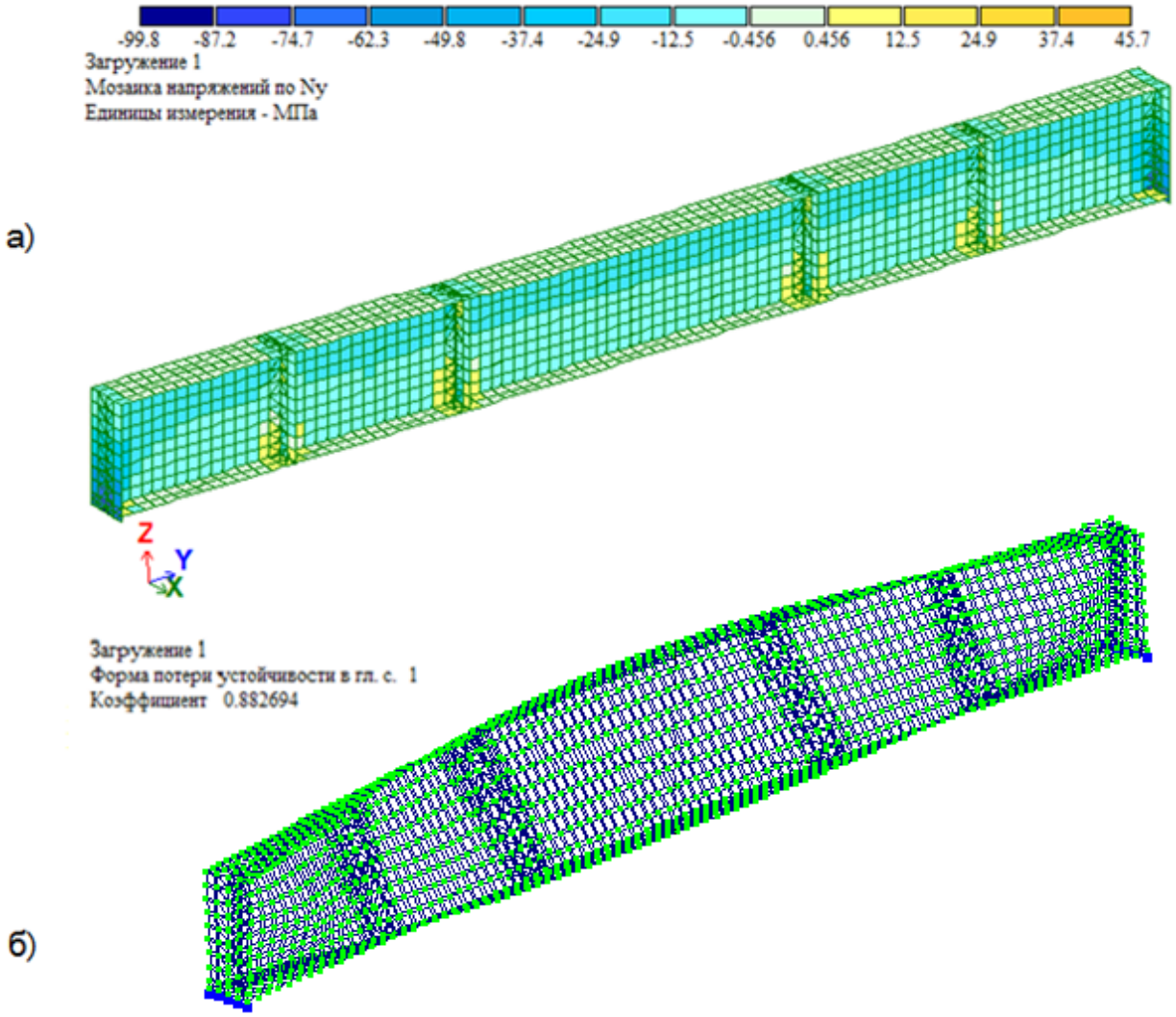


Рисунок 69. Данные, полученные при расчете на устойчивость образца №1. а – изополя касательных напряжений; б – форма потери устойчивости.

На рисунке 69 можно видеть, что балка теряет общую устойчивость. Коэффициент запаса устойчивости 0,883, что означает, что нагрузка превышена. Предельная нагрузка по потере общей устойчивости балки составляет 10т/м*0,883= 8,33т/м.

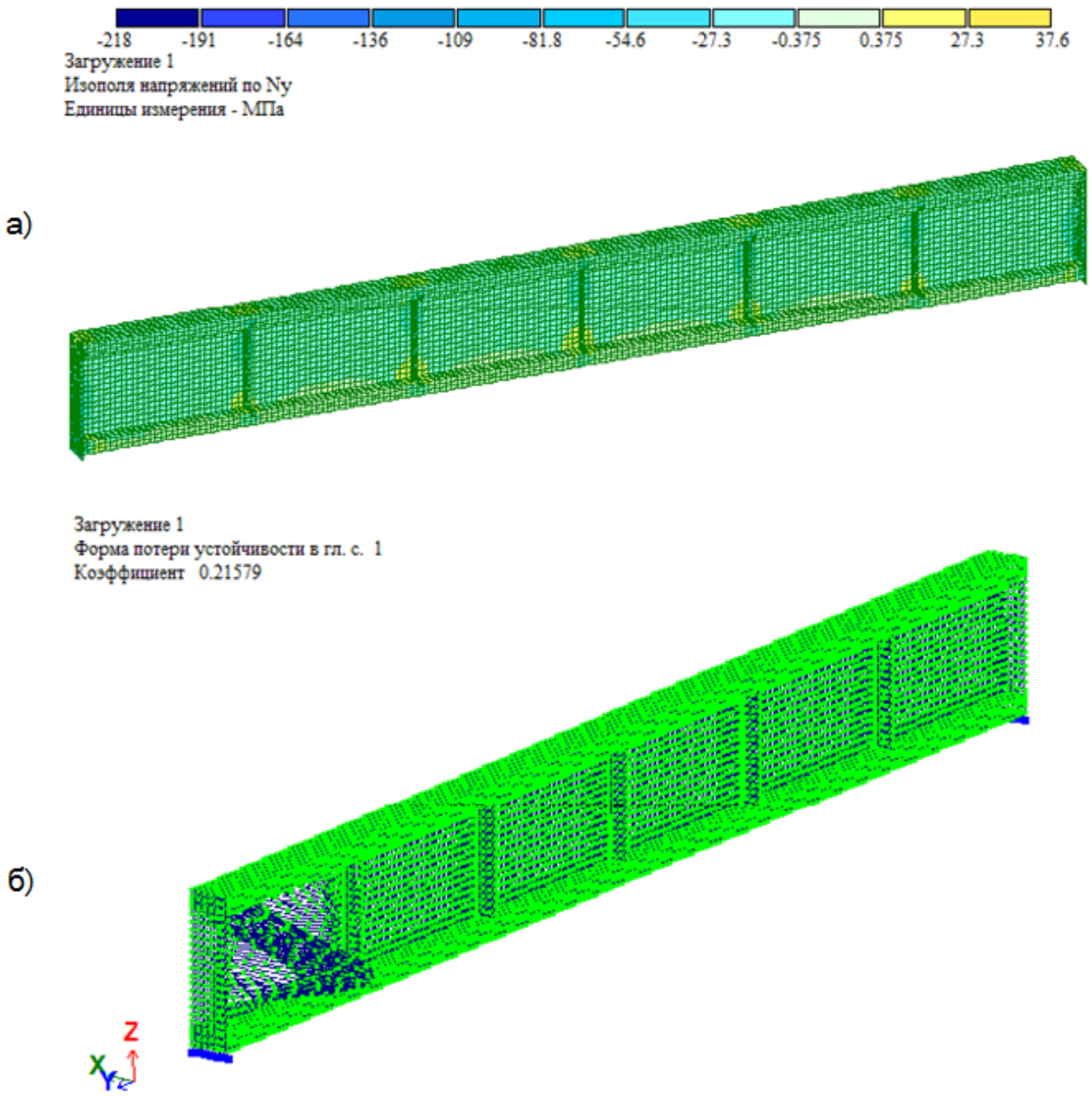


Рисунок 70. Данные, полученные при расчете на устойчивость образца №2.

а – изополя касательных напряжений; б – форма потери устойчивости.

На рисунке 70 можно видеть, что балка теряет местной устойчивости стенке в крайнем отсеке. Коэффициент запаса устойчивости 0,216, что означает, что нагрузка превышена. Предельная нагрузка по потере местной устойчивости стенки составляет 10т/м*0,216= 2,16т/м.

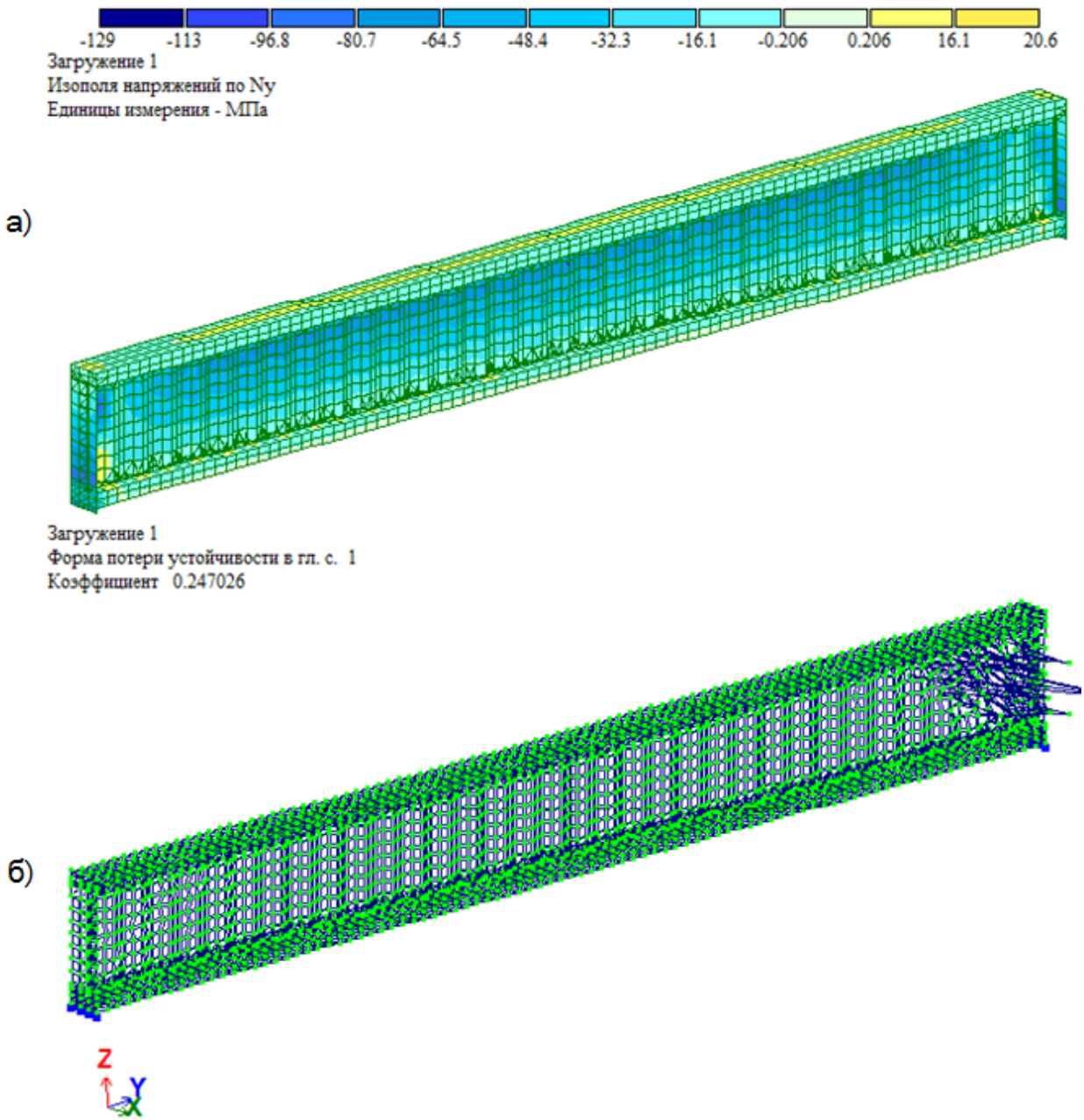


Рисунок 71. Данные, полученные при расчете на устойчивость образца №3.

а – изополя касательных напряжений; б – форма потери устойчивости.

На рисунке 71 можно видеть, что балка теряет местной устойчивости стенке в близи опоры, в месте наибольших касательных напряжений. Коэффициент запаса устойчивости 0,247, что означает, что нагрузка превышена. Предельная нагрузка по потере местной устойчивости стенки составляет 10т/м*0,247= 2,47т/м.

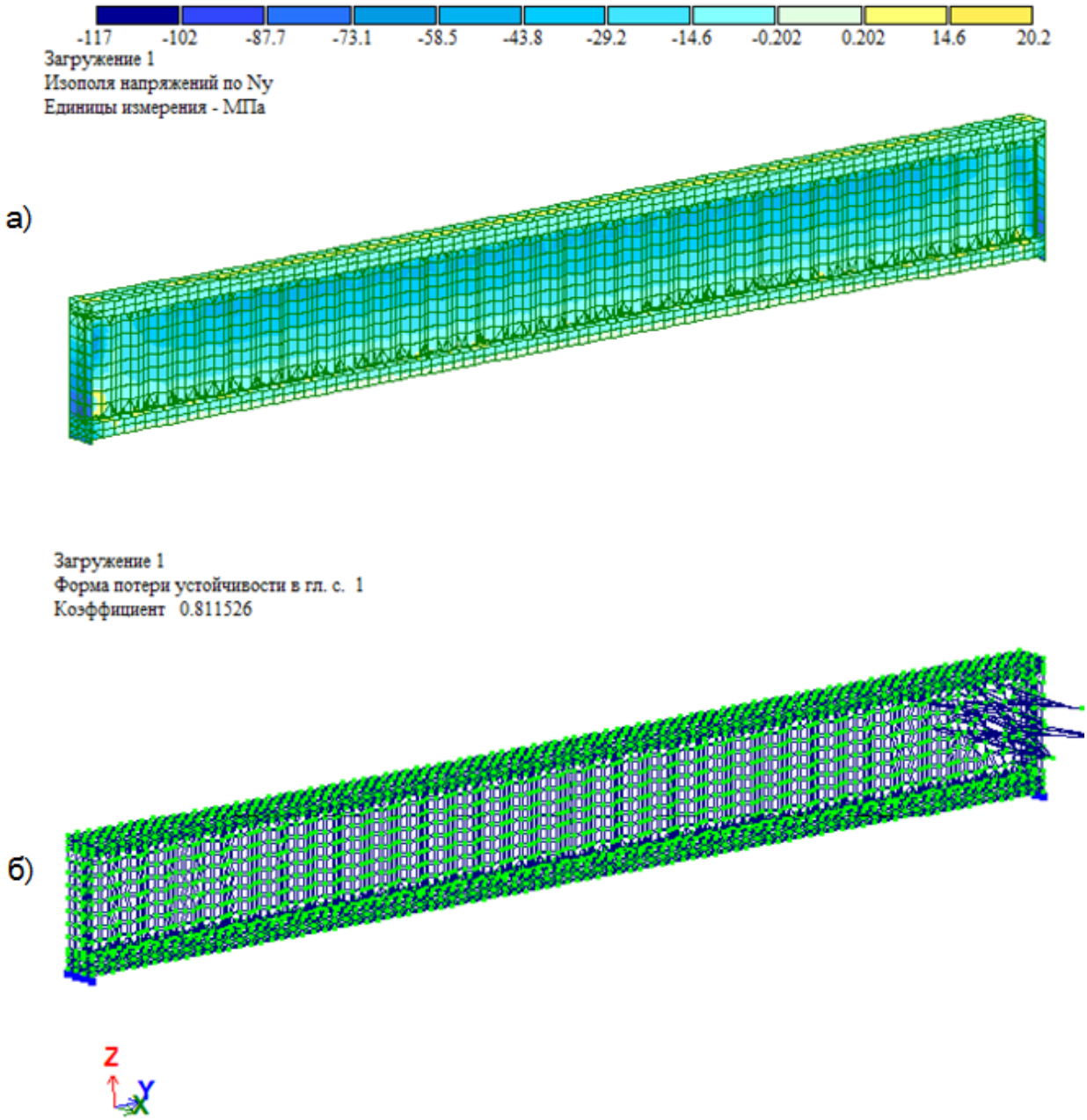


Рисунок 72. Данные, полученные при расчете на устойчивость образца №4.

а – изополя касательных напряжений; б – форма потери устойчивости.

На рисунке 72 можно видеть, что балка теряет местной устойчивости стенке в близи опоры, в месте наибольших касательных напряжений. Коэффициент запаса устойчивости 0,811, что означает, что нагрузка превышена. Предельная нагрузка по потере местной устойчивости стенки составляет 10т/м*0,811= 8,11т/м.

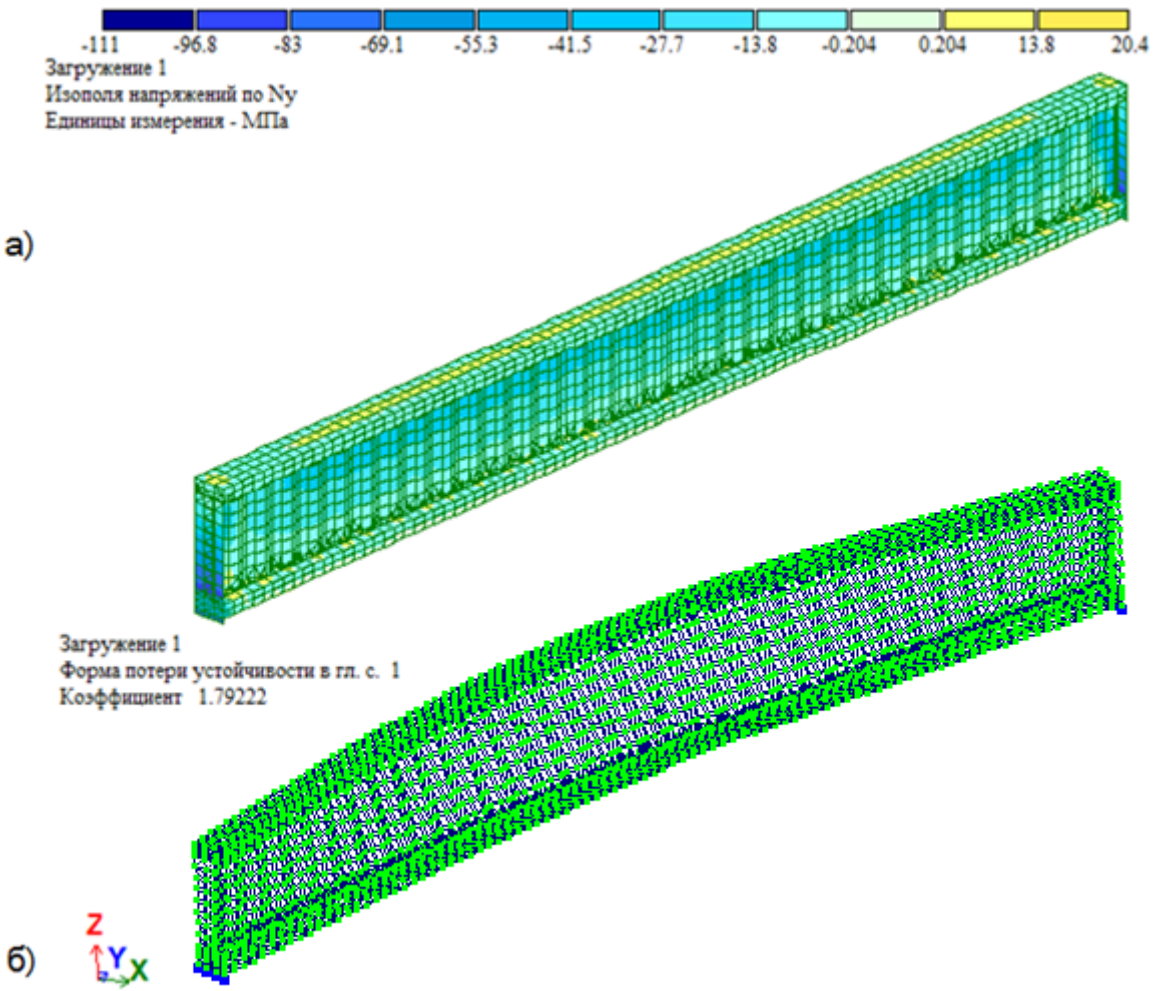


Рисунок 73. Данные, полученные при расчете на устойчивость образца №5.

а – изополя касательных напряжений; б – форма потери устойчивости.

На рисунке 73 можно видеть, что балка теряет местной устойчивости стенке в близи опоры, в месте наибольших касательных напряжений. Коэффициент запаса устойчивости 1,79, что означает, что нагрузка превышена. Предельная нагрузка по потере общей устойчивости балки составляет 10т/м*1,79= 17,9т/м

На рисунке 74 показана гистограмма, отображающая коэффициенты потери местной и общей устойчивости балок. Все образцы, кроме образца №5, имеют коэффициенты меньше единицы, что означает потерю устойчивости при данном нагружении.

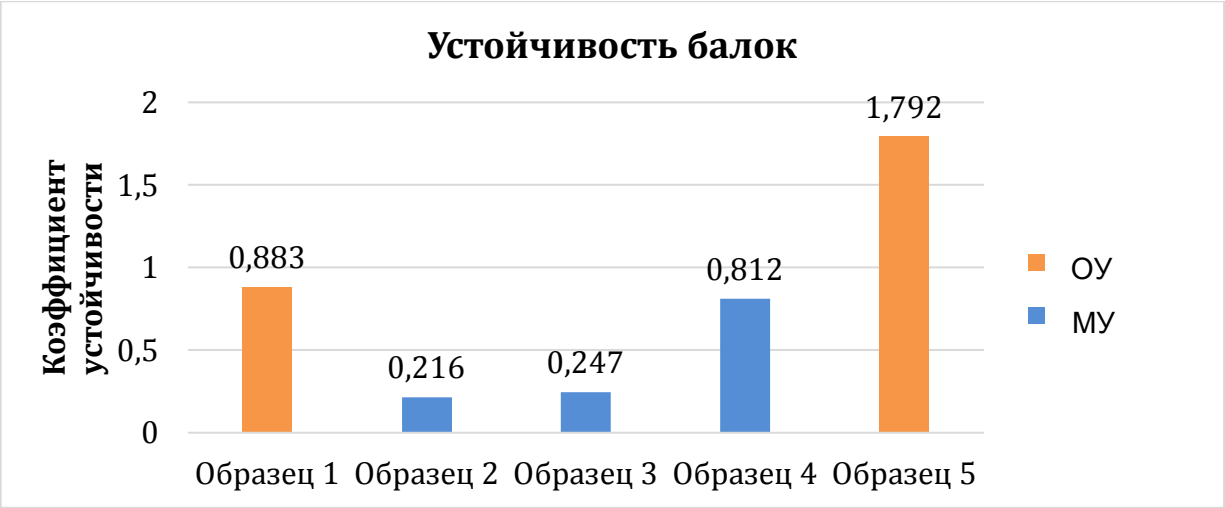


Рисунок 74. Гистограмма устойчивости балок.

Исходя из гистограммы на рисунке 79 можно сделать вывод о том, что гофрирование значительно влияет на устойчивость балок. При равных толщинах стенок в образце №2 и образце №5 видно, что образец №5 в разы более устойчивый чем образец №2, а также теряет не местную устойчивость как в образце №2, а общую. Если рассматривать отношение массы балки к предельному моменту в сечении у образцов №2 и №5 по таблице 4, то можно сделать вывод что образец №5 на 88% эффективнее образца №2.

Таблица 6

Показатели по устойчивости балок

Показатель	Номер образца				
№	1	2	3	4	5
Масса балки (m), т	0,249	0,176	0,162	0,168	0,175
Нагрузка, т/м	10	10	10	10	10
Коэффициент запаса устойчивости при пролетной нагрузке 10 т/м, k	0,883	0,216	0,247	0,812	1,792
Предельная нагрузка при k=1, т/м	8,830	2,160	2,470	8,120	17,920
Предельный момент в сечении при k=1, тм	22,670	5,546	6,341	20,847	46,007
Нагрузка относительно образца №1, %	100	24,5	28	92	203

3.6 Выводы по главе 3

Образец №1 имеет наименьшие нормальные напряжения, высокую устойчивость, но высокие касательные напряжения при локальном нагружении, наименьшую жёсткость на кручение и наибольший расход металла. Образец №2 имеет напряжения в среднем на 142% выше, чем у образца №1, низкий коэффициент запаса устойчивости, но низкие напряжения при локальном нагружении и высокую жесткость на кручение, однако вес образца №2 значительно меньше образца №1. Образцы №4 и №5 незначительно улучшаются в сравнении с образцом №1 по нормальным напряжениям и жесткости а кручение, однако устойчивость значительно возрастает, а локальные напряжения значительно уменьшаются с увеличением толщины стенки.

При анализе, в качестве условного показателя эффективности образцов балок разной конструкции, применим отношение несущей способности каждого образца к его массе. За несущую способность принимаем величину изгибающего момента, соответствующую нагрузке на каждый образец при коэффициенте запаса равном 1. Данные указаны в таблице 4.

Таблица 7

Характеристики эффективности образцов

Показатель	Номер образца				
№	1	2	3	4	5
1	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*
Масса балки (m), т	0,249	0,176	0,162	0,168	0,175
Длина	4,532	4,532	4,532	4,532	4,532
Показатели по прочности балок					
Нагрузка, т/м	10	10	10	10	10
Расчетная прочность стали С255 на растяжение, сжатие и изгиб R_y, МПа	240				
Расчетная прочность стали С255 на сдвиг R_s, МПа	135,33				
Наибольшие нормальные напряжения, МПа	238	341	336	331	328
Коэфициент запаса прочности	1,008	0,704	0,714	0,725	0,732
Предельная нагрузка при k=1, т/м	10,084	7,038	7,143	7,251	7,317

Продолжение таблицы 7

1	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*
Предельный момент в сечении при k=1, тм	25,890	18,070	18,338	18,615	18,786
Отношение m/[M]	0,010	0,010	0,009	0,009	0,009
Отношение [M]/m	103,974	102,668	113,200	110,806	107,347
Показатели по прогибу					
Нагрузка, т/м	10	10	10	10	10
Предельный допустимый прогиб (1/200)*l, мм	22,660				
Прогиб балки	14,100	18,100	22,400	20,100	18,900
Коэфициент запаса по прогибу	1,607	1,252	1,012	1,127	1,199
Предельная нагрузка при k=1, т/м	16,071	12,519	10,116	11,274	11,989
Предельный момент в сечении при k=1, тм	41,260	32,142	25,972	28,944	30,781
Отношение m/[M]	0,006	0,005	0,006	0,006	0,006
Отношение [M]/m	165,703	182,624	160,320	172,284	175,894
Показатели жесткости на кручение балок					
Нагрузка, тм	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39
Наибольшие нормальные напряжения, МПа	465,000	31,600	18,700	18,800	18,900
Коэфициент запаса прочности	0,516	7,595	12,834	12,766	12,698
Предельная нагрузка при k=1, т	0,516	7,595	12,834	12,766	12,698
Предельный момент кручения в сечении при k=1, тм	0,221	2,962	5,005	4,979	4,952
Отношение m/[M]	1,127	0,059	0,032	0,034	0,035
Отношение [M]/m	0,887	16,830	30,897	29,635	28,299
Жесткость на кручение балок, $тм^2$	2.045	41,790	42,810	43,880	43,880
Показатели по жесткости на сдвиг балок					
Нагрузка, т	10	10	10	10	10
Наибольшие касательные напряжения, МПа	78,800	195,000	304,000	203,000	153,000
Коэфициент запаса прочности	1,717	0,694	0,445	0,667	0,885
Предельная нагрузка N при k=1, т/м	17,174	6,940	4,452	6,667	8,845
Отношение m/[N]	0,014	0,025	0,036	0,025	0,020
Отношение [N]/m	68,971	39,432	27,479	39,682	50,543
Жесткость на сдвиг	20491,8	10869,6	5000,0	10000,0	10000,0
Показатели локальных напряжений в балках					
Нагрузка, т	10	10	10	10	10
Максимальные локальные напряжения $\sigma_{лок}$, Мпа	12,500	7,490	15,100	10,400	7,880
Процент снижения напряжений в зависимости от размеров распределительной пластины	44,0	4,0	15,9	15,9	15,7
Отношение m/[$\sigma_{лок}$]	0,020	0,023	0,011	0,016	0,022
Отношение [$\sigma_{лок}$]/m	50,201	42,557	93,210	61,905	45,029

Продолжение таблицы 7

1	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*
Показатели по устойчивости балок					
Нагрузка, т/м	10	10	10	10	10
Коэффициент запаса устойчивости при пролетной нагрузке 10 т/м, k	0,883	0,216	0,247	0,812	1,792
Предельная нагрузка при k=1, т/м	8,830	2,160	2,470	8,120	17,920
Предельный момент в сечении при k=1, тм	22,670	5,546	6,341	20,847	46,007
Отношение m/[M]	0,011	0,032	0,026	0,008	0,004
Отношение [M]/m	91,044	31,509	39,145	124,090	262,900

Сопоставительный анализ данных табл. 7 удобно выполнить, используя качественные экспертные оценки для каждого из пяти вариантов балок по основным показателям, которые приведены в табл. 7. Экспертные оценки запишем в табл. 8.

Таблица 8

Экспертные оценки

Показатель	Образец				
	1	2	3	4	5
1	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*
Прочность					
$m_{уд}$	2	2	1	1	1
$M_{уд}$	4	5	1	2	3
Всего	6	7	2	3	4
Прогиб					
$m_{уд}$	2	1	2	2	2
$M_{уд}$	4	1	5	3	2
Всего	6	2	7	5	4
Жесткость на кручение					
$m_{уд}$	5	4	1	2	3
$M_{уд}$	5	4	1	2	3
Всего	10	8	2	4	6
Сдвиг					
$m_{уд}$	1	3	4	3	2
$M_{уд}$	1	3	5	4	2
Всего	2	6	9	7	4

Продолжение таблицы 8

1	*2*	*3*	*4*	*5*	*6*
Локальные напряжения					
$m_{уд}$	3	1	5	4	2
$\sigma_{лок,\ уд}$	3	1	5	4	2
Зависимость от размеров распределительной пластины	5	1	3	3	3
Всего	11	3	13	11	7
Устойчивость					
$m_{уд}$	3	5	4	2	1
$M_{уд}$	3	5	4	2	1
Всего	6	10	8	4	2
Итого всего:	41	36	41	34	27

Экспертная оценка по каждому показателю, в каждом из предельных состояний, для каждого из пяти вариантов конструкции балки представляет собой результат ранжирования от 1 до 5. Оценка "1" - наилучший результат, оценка "5" - наихудший.

Итоговое сопоставление производим путем сравнения суммы мест.

На рисунке 75 показана гистограмма, отображающая эффективность балок. Для наглядности повышения эффективности балок был вычислен коэффициент эффективности, равный отношению единицы к сумме баллов каждого образца.

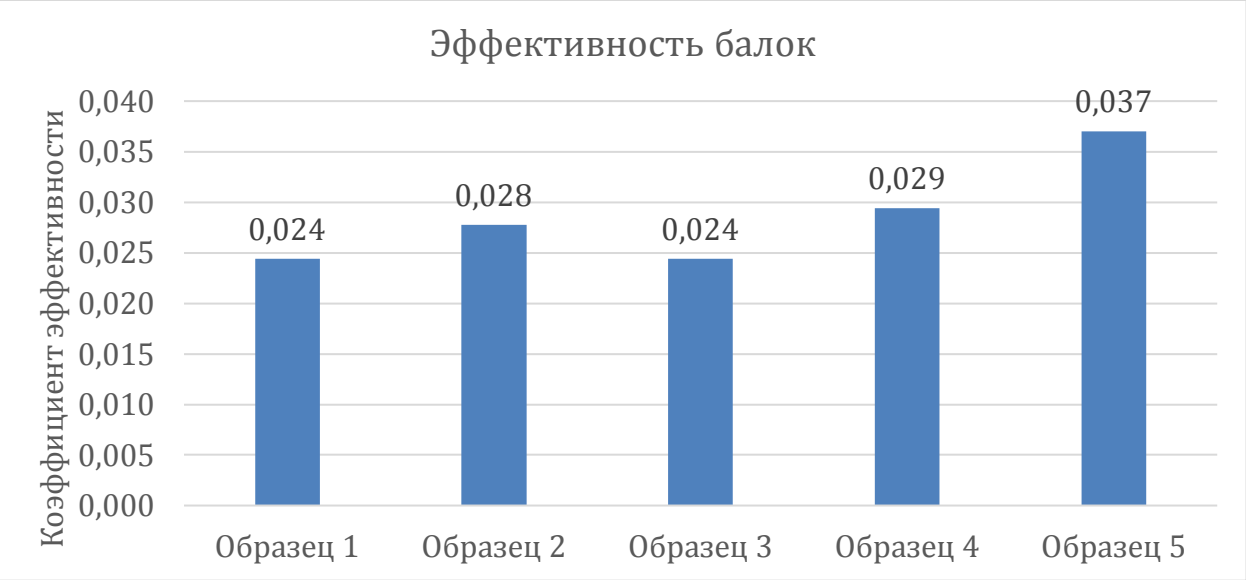


Рисунок 75. Гистограмма эффективности балок

Анализируя гистограмму на рисунке 75, можно заменить повышение эффективности сечения при использовании поясов из ЗГСП. Образец №2 с металлоёмкостью на 30% меньше, чем у образца №1 имеет прирост в эффективности примерно на 12,2%. Если же при конструировании использовать не плоскую стенку, а гофрированную (совместно с поясами из ЗГСП), то прирост эффективности становится еще более заметный. Так образец №3, сопоставимый по эффективности с образцом №1, имеет металлоёмкость ниже на 35%. Также при сравнении образцов №2 и №3, у которых различие заключается только в том, что у образца №3 гофрированная стенка, а у образца №2 плоская, можно заметить, что прирост в эффективности составляет 25%, а металлоемкость одинакова.

Выводы по работе в целом

Балки с гофрированной стенкой получили широкое распространение в таких отраслях как судостроение, авиастроение, а также промышленное и гражданское строительство. В наше время все еще не существует единой методики расчета балок с гофрированной стенкой. В СП РФ [28] нет рекомендаций по конструированию балок с гофрированной стенкой, однако в некоторых странах, таких как Казахстан, существуют нормы проектирования БГС [29].

На данный момент есть многочисленные исследования, рассматривающие работу БГС и сходящиеся во мнении, что практически все нормальные напряжения воспринимаются поясами, а стенкой воспринимаются сдвигающие усилия. Также было замечено, что параметры гофр не влияют на прочность при срезе, но влияют на устойчивость, как местную, так и общую.

В рамках данной работы было рассмотрено несколько конструктивных решений балок с гофрированной стенкой. Основной акцент был сделан на проверке целесообразности замены плоского пояса на пояс, выполненный из ЗГСП. Были произведены расчеты по нормальным напряжениям, деформативности, по определению жесткости на кручение и сдвиг, определено влияние локальных напряжений при различных условиях распространения напряжения, выполнен расчет на местную устойчивость.

По итогам работы можно сделать следующие выводы:

1. Подтверждено, что традиционная балка с сечением из сварного двутавра и полками из листов имеет рациональное распределение материала. Высота сечения балки и плечо внутренней пары сил поясов практически равны между собой, что дает максимальные момент инерции I и момент сопротивления W при заданной площади сечения. Плоская стенка обладает высокой жесткостью на сдвиг. Недостатками традиционного двутаврового сечения является большая высота и гибкость стенки, малая жесткость на кручение и

высокий уровень локальных напряжений из-за малой толщины стенки.

2. Доказано, что применение гофрирования стенки позволяет уменьшить её толщину (и металлоемкость балки в целом), повышает местную устойчивость стенки, но, при этом, уменьшает вклад стенки в сопротивлении сечения изгибающему моменту и сильно снижает жесткость стенки на сдвиг в ее плоскости.
3. Показано, что применение в качестве поясов балок ЗГСП весьма значительно повышает жесткость балок на кручение и уменьшает локальные напряжения в стенке под локальной нагрузкой. Кроме того, за счет размера сечения ЗГСП в плоскости изгиба, такие пояса существенно уменьшают расчетную высоту стенки, что повышает местную устойчивость стенки и, поэтому, жесткость стенок на сдвиг.
4. Установлено, что одновременное использование в конструктивном решении балок поясов из ЗГСП и гофрированной стенки значительно повышает эффективность работы конструкции при одновременном снижении металлоемкости. В таблице приведены показатели расхода стали на исследованные образцы и интегральные показатели эффективности (рис. 75).

Таблица 9

Эффективность балок по местам

№ образца	1	2	3	4	5
Металлоемкость, кг	249	176	162	168	175
Эффективность*	0,024	0,028	0,024	0,029	0,037

* – большему показателю соответствует большая эффективность.

Заключение

В данной выпускной квалификационной работе решен ряд следующих задач:

- рассмотрена история эволюции балок с гофрированной стенкой;
- проанализировано влияние конструктивных особенностей стенки на ее работу;
- рассмотрен отечественный и зарубежный опыт исследований балок с гофрированной стенкой;
- проанализированы особенности и факторы действительной работы гофрированных стенок;
- выполнен обзор методик расчета гофрированных стенок;
- произведен расчет различных предельных состояний и определены характеристики рассматриваемых балок;
- проанализированы результаты расчета рассматриваемых образцов балок;
- определены преимущества и недостатки использования балок с гофрированными стенками, поясами из ЗГСП и плоскими элементами балок.

Список литературы

1. Кудрявцев С.В. К88 Концентрация напряжений вблизи круговых отверстий в гофрированных стенках балок: Монография / Кудрявцев С.В. – Екатерин- бург: Изд-во АМБ, 2010. – 156 с. [1]

2. Горнов В.Н. Новые тонкостенные конструкции // Проект и стандарт. – 1937. – №4. – С. 25–28.

3. Васильев А.Л., Глозман М.К., Павлинова Е.А., Филиппео М.В. Прочные судовые гофрированные переборки. – Л.: Судостроение, 1964. – 316 с.

4. Справочник по строительной механике корабля (в 3 томах) / Под общ. ред. Ю.А. Шиманского. – Л.: Судпромгиз, 1960.

5. Ажермачев Г.А. Балки с волнистыми стенками // Промышленное строительство. – 1963. – №4. – С. 54–56. 3.

6. Ольков Я.И., Степаненко А.Н. О расчете металлических балок с тонкой гофрированной стенкой // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1972. – №10. – С. 12–15.

7. Долинский В.В. Стальные двутавровые ригели с гофрированной стенкой в сейсмостойких многоэтажных рамных каркасах: Автореф. дис. канд. тех. наук. – Новосибирск, 1985. – 22 с.

8. GuoS.J. Stressconcentrationandbucklingbehaviorofshearloadedcompositepanelswithreinforcedcutouts // Composite Structures. – 2007. – Vol. 80. – pp. 1-9.

9. Ibrahim S.A., El-Dakhakhni W.W., Elgaaly M. Fatigue of CorrugatedWeb Plate Girders: Analytical Study // Journal of Structural Engineering. – 2006. – Vol. 132. – №9. – pp. 1381-1392.

10. Ibrahim S.A., El-Dakhakhni W.W., Elgaaly M. Behavior of bridge girders with corrugated webs under monotonic and cyclic loading // Engineering Structures. – 2006. – Vol. 28. – pp. 1941-1955.

11. Abbas H.H., Sause R., Driver R.G. Behavior of Corrugated Web IGirders under In-Plane Loads // Journal of Engineering Mechanics. – 2006. – Vol. 132. – №8. – pp. 806-814.

12. Abbas H.H., Sause R., Driver R.G. Analysis of Flange Transverse Bending of Corrugated Web I-Girders under In-Plane Loads // Journal of Structural Engineering. – 2007. – Volume 133. – Issue 3. – pp. 347-355.

13. Патент 1086090. СССР. Стальные конструкции покрытий одноэтажных производственных зданий / Остриков Г. М., Максимов Ю. С. Опубликовано 10.02.1982 г.

14. Патент 111172. Россия. Металлическая балка с мультигофрированнойстенкой / Рыбкин И. С. Опубликовано 10.12.2011.

15. Patent US 2004/0262914. Corrugated web hole reinforcement / David S., Nansen., PaulS.Gregg,R.Matsen, Pub. date 30.12.2004

16. Беляев В.Ф. Об оптимальной ориентации закрытых гофров в стенке стальной двутавровой балки // Промышленное строительство. 1990. №10. С.20—21.

17. Патент RU111172U1. Россия. Металлическая балка с гофрированной стенкой /АлпатовВ. Ю.Опубликовано 10.12.2011.

18. Патент US20120036813A9. Соединенные Штаты. Многоэлементная конструкционная сборка / Лакдас Нанаяккара.Опубликовано 16.02.2012.

19. Патент RU175354U1. Россия. Металлическая двутавровая балка с гофрированной стенкой / Солодов Н. В., Ечин В. А.Опубликовано 01.12.2017.

20. Кириленко В.Ф., Окрайнец Г.А. К вопросу расчета балок с гофрированной стенкой // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1969. – №4. – С. 23–27.

21. Кириленко В.Ф. Устойчивость при сдвиге гофрированной пластинки как многоволновой цилиндрической оболочки // Строительнаямеханика и расчет сооружений. – 1975. – №1. – С. 63–64.

22. Максимов Ю.С., Остриков Г.М., Долинский В.В. Исследование несущей способности стальных двутавровых балок с вертикальногофрированной стенкой // Строительная механика и расчет сооружений. – 1983. – №1. – С. 68–70.

23. Максимов Ю.С., Остриков Г.М. Легкие стальные конструкции покрытий производственных зданий. Экспресс-информация. – Алма-Ата: КазЦНТИС Госстроя КазССР, 1987. – 41 с.

24. Металлические конструкции. В 3т. Т.1. Элементы конструкций: Учебник для ВУЗов по специальности "Промышленное и гражданское строительство" / Под ред. В.В. Горева – М.: Высшая школа, 2004. – 551 с.

25. Металлические конструкции. В 3т. Т. 2. Стальные конструкции зданий и сооружений. Справочник проектировщика / Под общ. ред. В.В. Кузнецова – М.: АСВ, 1998. – 512 с.

26. Металлические конструкции: учебник для студентов высших учебных заведений / Ю.И. Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатьева и др. М.: Академия, 2006. – 688 с.

27. Abbas H.H. Analysis and design of corrugated web I-girders for bridges using high performance steel: Ph.D. dissertation. - Lehigh University, Bethlehem, USA, 2003. - 425 p.

28. СП 16.13330.2011. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*. Изд. официальное.М.2011, 172с;

29. СНиП РК 5.04-23-2002. Стальные конструкции. Нормы проектирования. - Астана, 2003. - 118 с.

30. Максимов Ю.С., Остриков Г.М. Легкие покрытия одноэтажных производственных зданий // Промышленное строительство. - 1987. - №12. - С. 23-25.

31. Driver R.G., Abbas H.H., Sause R. Shear Behavior of Corrugated Web Bridge Girders // Journal of Structural Engineering. - 2006. - Vol. 132. - №2. - pp. 195-203.

32. Elgaaly M., Hamilton R.W., Seshadri A. Shear Strength of Beams with Corrugated Webs // Journal of Structural Engineering. - 1996. - Vol. 122. - №4. - pp. 390-398.

33. Elgaaly M., Seshadri A., Hamilton R.W. Bending Strength of Steel Beams with Corrugated Webs // Journal of Structural Engineering. - 1997. - Vol. 123. - №6 - pp. 772-782.

34. Khalid Y.A., Chan C.L., Sahari B.B., Hamouda A.M.S. Bending behavior of corrugated web beams // Journal of materials processing technology. - 2004. - Vol. 150. - pp. 242-254.

35. Vircik J. Skksky nosnikov z tenkych plechov (Испытания балок, изготовленных из тонкого листа) // Stavebnicky casopis. Bratislava. CSSR - 1983. - Vol. 9 - pp. 711-724.

36. Wang X. Behavior of Steel Members with Trapezoidally Corrugated Webs and Tubular Flanges under Static Loading.: Ph.D. dissertation. - Drexel University, USA, 2003. - 192 p.

37. Барабаш М.С., Лазнюк М.В., Мартынова М.Л., Пресняков Н.И. Современные технологии расчета и проектирования металлических и деревянных конструкций / Курсовое и дипломное проектирование. Исследовательские задачи: Учебное пособие для студ. высш. учеб. заведений / Под ред. проф. Нилова А.А. - М.: АСВ, 2008. - 328 с.

38. Расчет двутавровой балки с гофрированной стенкой на изгиб в своей плоскости под действием статических нагрузок (Часть 1: Методика расчета) / Кудрявцев С.В.; ГОУ ВПО «Урал. гос. техн. ун-т - УПИ». Екатеринбург, 2007. 17 с..: ил. Библиогр.: 20 назв. Рус. Деп. в ВИНИТИ 20.07.07 № 749-В2007.

39. Расчет двутавровой балки с гофрированной стенкой на изгиб в своей плоскости под действием статических нагрузок (Часть 2: Расчет методом конечных элементов) / Кудрявцев С.В.; ГОУ ВПО «Урал. гос. техн. ун-т - УПИ». Екатеринбург, 2007. 11 с.: ил. Библиогр.: 11 назв. Рус. Деп. в ВИНИТИ 20.07.07 № 750-В2007.

40. Рыбкин И.С. Совершенствование конструктивных решений, методов моделирования и расчета гофрированных элементов: Автореф. дис. ... канд. тех. наук. - Москва, 2008. - 22 с.

41. Chan C.L., Khalid Y.A., Sahari B.B., Hamouda A.M.S. Finite element analysis of corrugated web beams under bending // Journal of constructional steel research. - 2002. - Vol. 58. - pp. 1391-1406.

42. Elgaaly M., Seshadri A. Depicting the behavior of girders with corrugated webs up to failure using non-linear finite element analysis // Advances in engineering software. - 1998. - Vol. 29. - № 3-6. - pp. 195208.

43. Huang L., Hikosaka H., Komine K. Simulation of accordion effect in corrugated steel web with concrete flanges // Computers and structures. - 2004. - Vol. 82. - pp. 2061-2069.

44. Максимов Ю.С., Остриков Г.М., Долинский В.В. Устойчивость гофрированных стенок двутавровых балок // Строительная механика и расчет сооружений. - 1985. - №6. - С. 43-45.

45. Барановская С.Г. Прочность и устойчивость гофрированной стенки стальной двутавровой балки: Автореф. дис. ...канд. тех. наук. - Новосибирск, 1990. - 21 с.

46. Степаненко А.Н. Исследование работы металлических балок с тонкими гофрированными стенками при статическом загружении: Автореф. дис. ...канд. тех. наук. - Свердловск, 1972. - 20 с.

47. Степаненко А.Н. Прочность и устойчивость конструкций из двутавра с волнистой стенкой: Автореф. дис. .д-ра тех. наук. - Хабаровск, 2001. - 48 с.

48. Elgaaly M., Seshadri A. Girders with Corrugated Webs under Partial Compressive Edge Loading // Journal of Structural Engineering. - 1997.-Vol. 123. - №6. - pp. 783-791.

49. Johnson R.P., Cafolla J. Local flange buckling in plate girders with corrugated webs // ICE Proceedings. Structures and Buildings. - 1997. - Vol. 123. - pp. 148-156.

50. Luo R., Edlund B. Ultimate strength of girders with trapezoidally corrugated webs under patch loading // Thin-walled structures. - 1996. - Vol. 24. - pp. 135-156.

51. Elgaaly M., Seshadri A., Hamilton R.W. Bending Strength of Steel Beams with Corrugated Webs // Journal of Structural Engineering. - 1997. - Vol. 123. - №6 - pp. 772-782.

52. Sayed-Ahmed E.Y. Behaviour of steel and (or) composite girders with corrugated steel webs // Canadian journal of civil engineering. - 2001. - Vol. 28. - pp. 656-672.

53. Sayed-Ahmed E.Y. Lateral torsion-flexure buckling of corrugated web steel girders // Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Structures & Buildings. - 2005. - Vol. 158. - pp. 53-69.

54. Sayed-Ahmed E.Y. Design aspects of steel I-girders with corrugated steel webs // Electronic Journal of Structural Engineering. - 2007. - Vol. 7. - pp. 27-40.

55. Алфутов Н.А. Основы расчета на устойчивость упругих систем. - М.: Машиностроение, 1978. - 312 с.

56. Максимов Ю.С., Остриков Г.М. Современные конструкции металлических каркасов многоэтажных зданий для сейсмических районов. Обзор. - М.: ВНИИИС, 1983. - 60 с.

57. Блейх Ф. Устойчивость металлических конструкций. - М.: Физматгиз, 1959. - 544 с.

58. Броуде Б.М. Устойчивость пластинок в элементах стальных конструкций. - М.: Машстройиздат, 1949. - 240 с.

59. Вольмир А.С. Устойчивость деформируемых систем. - М.: Наука, 1967. - 880 с.

60. Тимошенко С.П. Устойчивость упругих систем. - М.: Гостехиздат, 1946. - 532 с.

61. Chen B., Wang Y., Huang Q. New type of concrete arch bridge with corrugated steel webs // Proceedings of the 5th International conference on Arch Bridges. - 2007. - pp. 807-814.

62. Elgaaly M., Sheshadri A., Rodriquez R., Ibrahim S. Bridge girders with corrugated webs // Transportation Research Record. - 2000. - Vol. 1696. pp. 162-170.

63. Johnson R.P., Cafolla J. Corrugated webs in plate girders for bridges // ICE Proceedings. Structures and Buildings. - 1997. - Vol. 123. - pp. 157-164.

64. Machacek J., Tuma M. Fatigue life of girders with undulating webs // Journal of constructional steel research. - 2006. - Vol. 62. - pp. 168177.

65. Metwally A.E. Prestressed composite girders with corrugated steel webs: A thesis submitted to the faculty of graduate studies in partial fulfillment of the requirements for the degree of master of science. - The University of Calgary, Canada, 1998. - 212 p.

66. Metwally A.E., Loov R.E. Corrugated steel webs for prestressed concrete girders // Materials and Structures. - 2003. - Vol. 36. - pp. 127134.

67. Mo Y.L., Jeng C.H., Krawinkler H. Experimental and analytical studies of innovative prestressed concrete box-girder bridges // Materials and Structures. - 2003. - Vol. 36. - pp. 99-107.

68. Yi J., Gil H., Youm K., Lee H. Interactive shear buckling behavior of trapezoidally corrugated steel webs // Engineering Structures. - 2008. - Vol. 30. - pp. 1659-1666.

69. Yu D. The lateral torsional buckling strength of steel I-girders with corrugated webs: Ph.D. dissertation. - Lehigh University, Bethlehem, USA, 2006. - 364 p.

70. Остриков Г.М., Барановская С.Г. Нормальные напряжения в стенке металлической двутавровой балки от локальных нагрузок // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. - 1989. - №8. - С. 109 111.

71. Luo R., Edlund B. Shear capacity of plate girders with trapezoidally corrugated webs // Thin-walled structures. - 1996. - Vol. 26. - pp. 19-44.

72. Рогалевич В.В., Кудрявцев С.В. Концентрация напряжений вблизи круговых отверстий в гофрированных стенках балок // Известия ВУЗов. Строительство. - 2008. - №11 - 12. - С. 8-13.

73. Тимошенко С.П. Сопротивление материалов. Том 1. - М.: Наука, 1965. - 364 с.

74. Ажермачев Г.А. Об устойчивости волнистых стенок двутавровых балок при действии касательных усилий // Известия ВУЗов. Серия «Строительство и архитектура». - 1968. - №5. - С. 44-46.

75. Власов В.З. Тонкостенные упругие стержни. - М.: Физматгиз, 1961. - 568 с.

76. Егоров П.И. Дополнительные изгибно-крутящие усилия в двутавровом стержне с поперечным непрерывным трапецеидальным профилем гофров в стенке // Промышленное и гражданское строительство. - 2007. - №10. - С. 34-35.

77. Sause R., Abbas H.H., Driver R.G., Anami K., Fisher J.W. Fatigue Life of Girders with Trapezoidal Corrugated Webs // Journal of Structural Engineering. - 2006. - Vol. 132. - №7 - pp. 1070-1078.

78. Нежданов К.К. Повышение долговечности стальных подкрановых балок // Промышленное строительство. 1987. №1. С.43-45.

79. Кудрявцев В А. Предельные состояния гофрированных пластин в конструкциях пролетных строений цельнометаллических транспортных галерей: дис...канд. техн. наук. — Ленинград: 1984. 167 с.

80. Корноухов Н.В. Прочность и устойчивость стержневых систем. Упругие рамы, фермы и комбинированные системы. М.: Госстройиздат, 1949.376 с.

81. Кудрявцев В. А., Москалева В.Г. Экспериментальное исследование устойчивости пространственных коробчатых элементов с стенками при действии горизонтально-гофрированными преобладающего сдвига // В кн: Статика и динамика сложных строительных конструкций: Межвуз. темат. сб. тр. Л.: ЛИСИ, 1982. С. 92-94.

82. Kuchta K.R. Design of corrugated webs under patch load // Advanced Steel Construction, Vol. 3,No. 4, 2007, pp. 737-751.

83. Kuchta K.R. Wavy Corrugated Web Stiffness Influence on Plate Girders Flange Local Stability. // CracowUniversityofTechnology, Poland, 2010, pp. 205-210.

84. Abu Hassan M.H., Al-Mattameh H.M.A., Ibrahim A., Abdul Hamid H., Mohammed B.S. Effect of Web and Flange Thickness of Profiled Web Girder using LUSAS I I International conference on construction and building technology, 2008, C- (45), pp. 515-528.

85. Chan, C.L., Khalid, Y.A., Sahari, B.B. and Hamouda, A.M.S. Finite element analysis of corrugated web beams under bending // Journal of Construction Steel Research, Vol. 58, 2002, pp. 1391 - 1406.

86. Khalid, Y.A. Bending strength of corrugated web beams // ASEAN Journal on Science Technology for Development Vol. 20, 2003, Issue 2, PP- 177-186.

87. Abdul Hamid H., Ibrahim A., Abu Hassan M.H. Intermediately stiffened webbed welded plate girder // Proceeding 7th International Conference on Steel and Space Structures, Singapore, October 2002, pp. 267-274.

88. Abdul Hamid H., Ibrahim A., Abu Hassan M.H. Plate gjrder under shear load // Proceeding of the 5th Asia-Pacific Structural Engineering Conference, JohoreBahru, Malaysia, August 2003, pp. 451 - 466.

89. Abdul Hamid H., Ibrahim A., Abu Hassan M.H. Buckling of singly and doubly-webbed corrugated web girders under shear loading if Technical Post Graduat.

90. Кретинин А.Н. Тонкостенные балки из гнутых оцинкованных профилей: составных поясов коробчатого сечения и гофрированных стенок: дис...канд. техн. наук. Новосибирск: 2008.139 с.

91. Рыбкин И.С. Совершенствование конструктивных решений, методов моделирования и расчета гофрированных элементов: дис...канд. техн. наук. Москва, 2008.195 с.

92. Егоров П.В. Исследование напряженно-деформируемого состояния стальных балок и колонн из двутавра с тонкой гофрированной стенкой: дис...канд. техн. наук. Хабаровск. 2010.217 с.

93. Степаненко А.Н. Стальные двутавровые стержни с волнистой стенкой. Хабаровск: Изд: Хабаровского государственного технического университета, 2001. 175 с.

94. Кудрявцев С.В. Несущая способность балок с гофрированной стенкой, ослабленной круговым отверстием: автореферат дис...канд. техн. наук. Екатеринбург: УрФУ, 2011.22 с.

95. Martins A.G., Fakury R.H., Pimenta R.J., Queiroz G., Rodrigues F.C. Moment resistance of composite steel and concrete connection in sinusoidal-web girders // Journal of Constructional Steel Research (76), 2012, pp. 112-120.

96. Martins AG. Study of the behavior of composite girders with sinusoidal-web. Ph.D. Thesis. Federal University of Minas Gerais, Brazil, 2008 (in Portuguese). Website: http://www.pos.dees.ufmg.br/teses/25.pdf.

97. Calenzani AFG. Procedure to determine the rotational stiffiiess of composite beams with sinusoidal-web profiles. Ph.D. Thesis. Federal University of Minas Gerais, Brazil, 2008 (in Portuguese).Website: http://www.pos.dees.ufmg.br/teses/17.pdf.

98. Pimenta RJ, Diniz SMC, Queiroz G, Fakury RI-I, Martins AG, Rodrigues FC. Reliability based design recommendations for composite corrugated-web beams // ProbabEngMech (18), 2012, pp. 185-193.

99. Adenilcia F.G. Calenzani, Ricardo H. Fakury and others rotational stiffness of continuous composite o earns win smuso.dal-web proiles for lateral-torsional buckling // Journal of Constructional Steel Research (79), 2012, pp. 22-33.

100. Полтораднев А.С. Несущая способность и оптимизация стальных тонкостенных балок: дис...канд. техн. Наук. Москва, 2013. 216 с.

101. Лихтарников Я. М. Вариативное проектирование и оптимизация стальных конструкций. М: Стройиздат, 1979.-319 с.

102. Патент 2105843. Частично изогнутыми или иным образом деформированными из листового материала / Бирюлев В.В., Стрижаков Ю.Д.

103. Патент 0002492301. Балка с гофрированной асимметричным профилем стенкой / Рыбкин И. С., Рыбкин И. С. Опубликовано 10.09.2013 г.

Приложения

Приложение 1

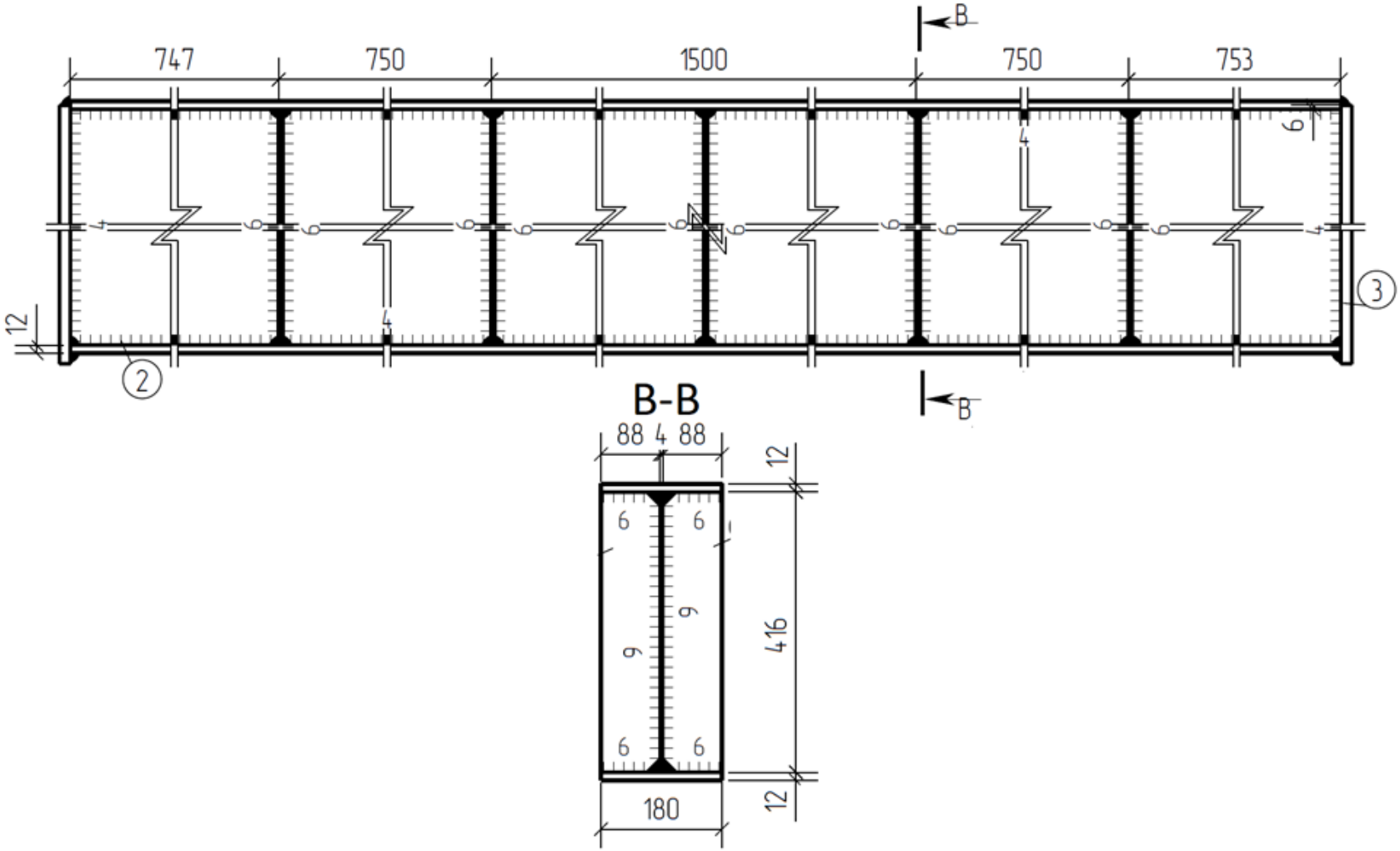


Рисунок 76. Конструктивное решение образца 1

Приложение 2

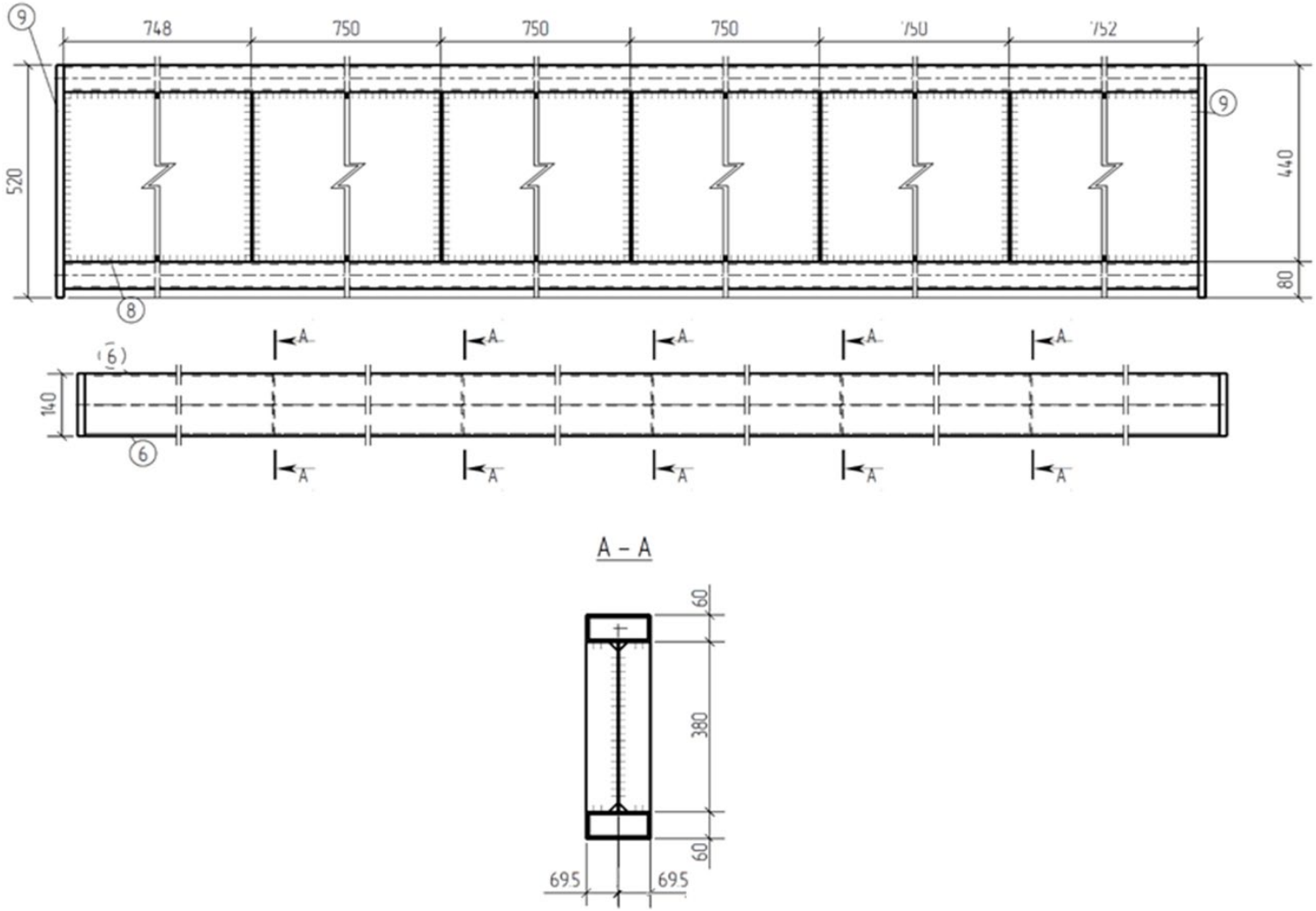
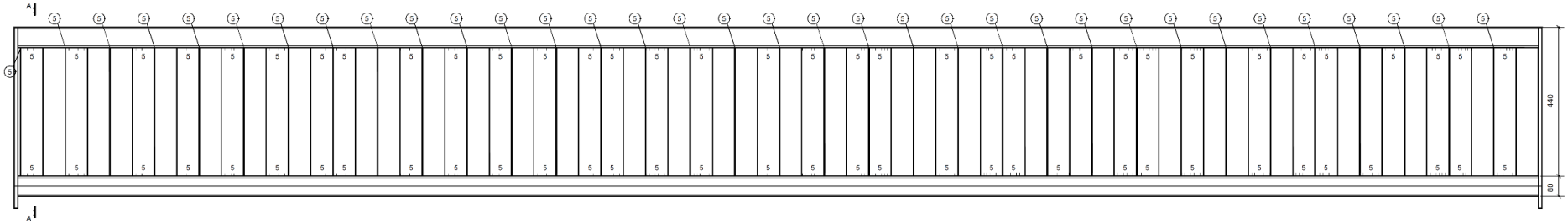
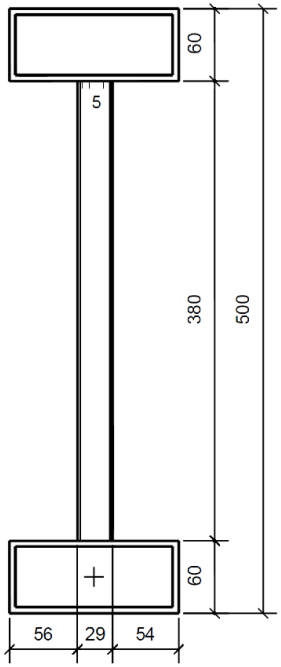


Рисунок 77. Конструктивное решение образца 2

Приложение 3





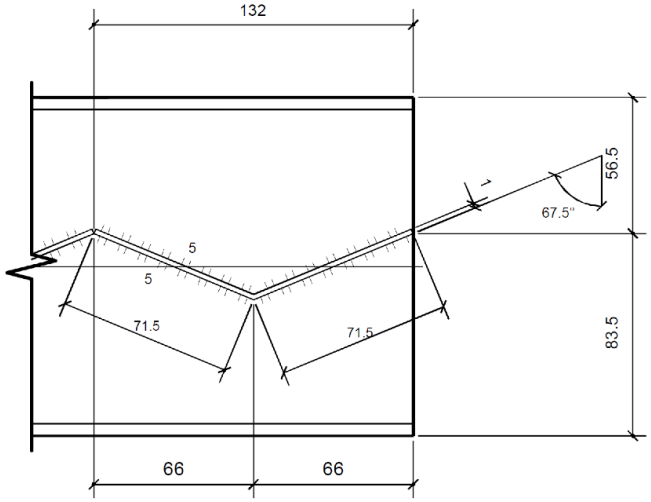


Рисунок 78. Конструктивное решение образца 3

Приложение 4

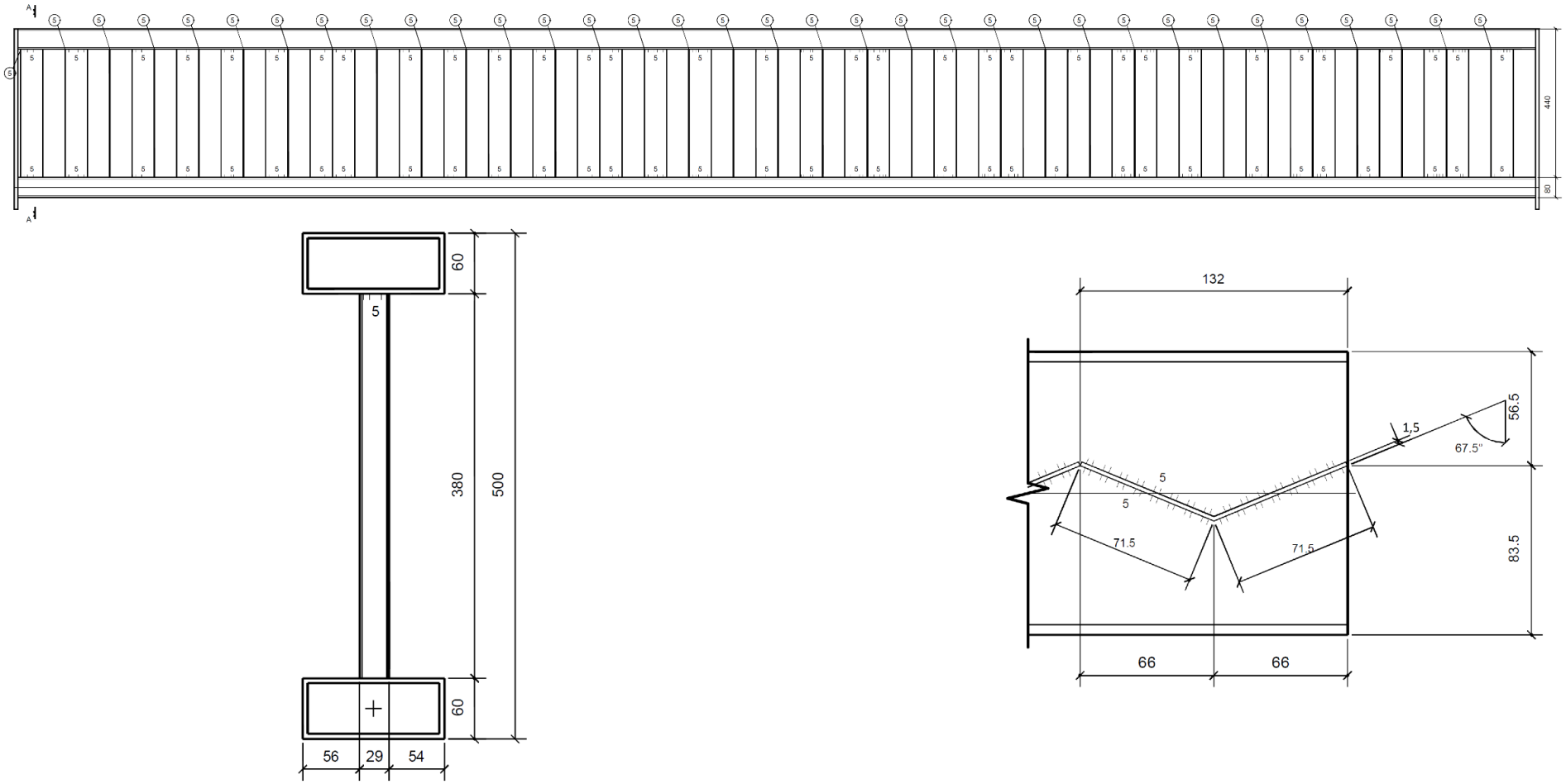


Рисунок 79. Конструктивное решение образца 4

Приложение 5

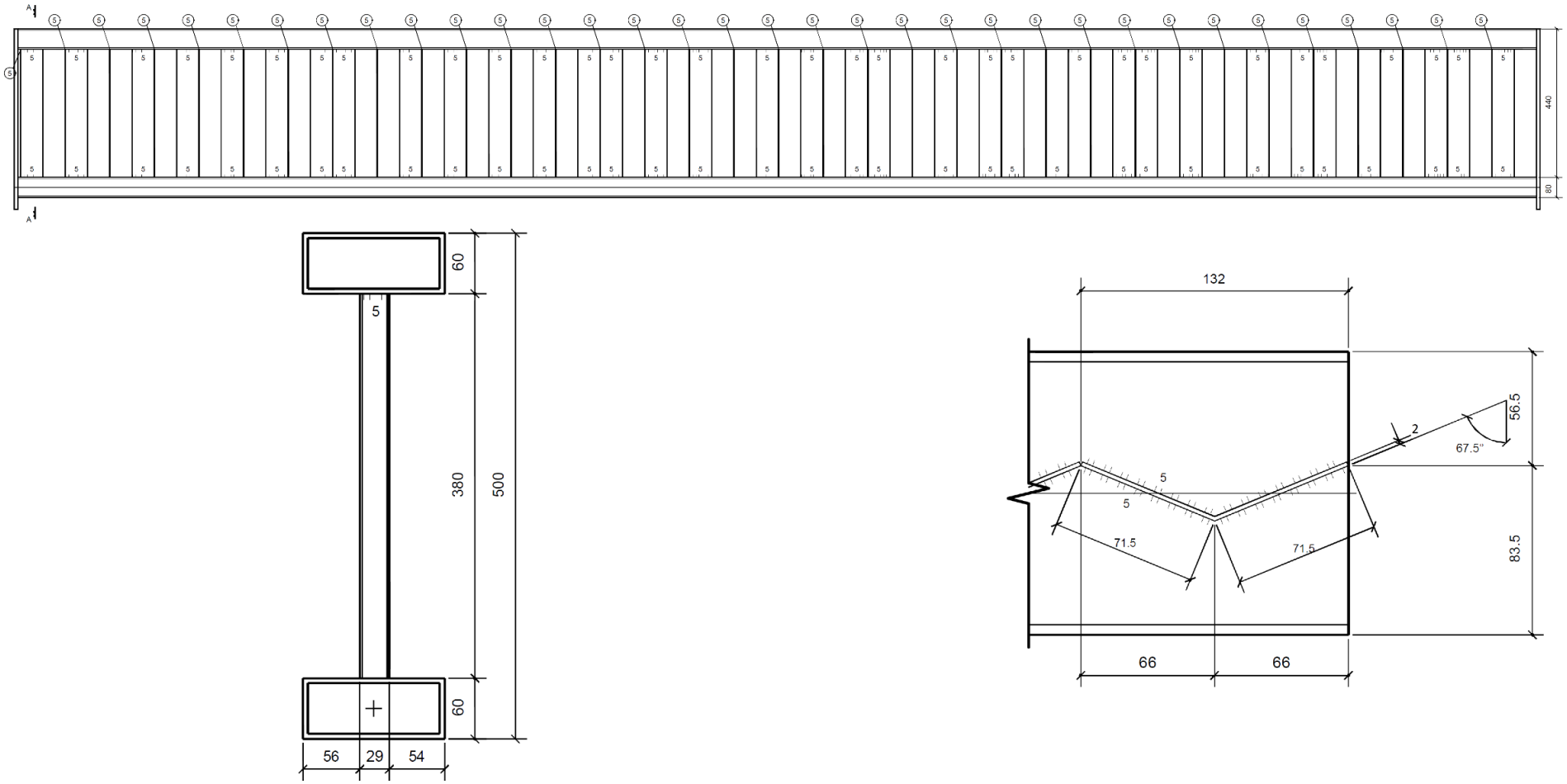


Рисунок 80. Конструктивное решение образца 5