

Кудрявцев С.В.

**КОНЦЕНТРАЦИЯ НАПРЯЖЕНИЙ  
ВБЛИЗИ КРУГОВЫХ ОТВЕРСТИЙ  
В ГОФРИРОВАННЫХ СТЕНКАХ БАЛОК**

Кудрявцев С.В.

**КОНЦЕНТРАЦИЯ НАПРЯЖЕНИЙ ВБЛИЗИ КРУГОВЫХ  
ОТВЕРСТИЙ В ГОФРИРОВАННЫХ СТЕНКАХ БАЛОК**

Екатеринбург  
Издательство АМБ  
2010

УДК 624.014.2

ББК 38.54

К88

**Научный редактор:** доктор физико-математических наук,  
профессор В.В. Рогалевич

**Рецензенты:** доктор технических наук,  
профессор Чупин В.В.  
ФГАОУ ВПО «УрФУ им. Б.Н. Ельцина»

кандидат технических наук

Имашов Т.

ЗАО «Институт «Проектстальконструкция»

**Кудрявцев С.В.**

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

ISBN 978-5-80-57-0746-0

Решены вопросы, связанные с изучением влияния кругового отверстия на несущую способность балки с треугольно гофрированной стенкой, а также уточнением имеющихся и разработкой новых методов расчета и моделирования таких конструкций. Приведены результаты экспериментально-теоретических исследований, на основе которых разработана методика расчета. Дан пример расчета стропильной балки с гофрированной стенкой, ослабленной отверстием.

Книга рассчитана на инженеров, научных работников, аспирантов, студентов вузов, работающих в области строительства.

**УДК 624.014.2**

**ББК 38.54**

ISBN 978-5-80-57-0746-0

© Кудрявцев С.В., 2010

© Оформление. Издательство АМБ, 2010

## СОДЕРЖАНИЕ

<b>ВВЕДЕНИЕ</b> .....	5
<b>1. СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ И КРАТКАЯ ИСТОРИЯ ПРИМЕНЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ С ГОФРИРОВАННОЙ СТЕНКОЙ</b> .....	7
1.1. Практическое применение конструкций с гофрированными стенками .....	8
1.2. Теоретические и экспериментальные исследования конструкций с гофрированными стенками на территории бывшего СССР .....	17
1.3. Теоретические и экспериментальные исследования конструкций с гофрированными стенками за рубежом.....	25
<b>2. ОСНОВЫ РАБОТЫ И РАСЧЕТА ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ГОФРИРОВАННОЙ СТЕНКОЙ</b> .....	32
2.1. Распределение нормальных напряжений в гофрированной стенке балки .....	35
2.2. Распределение касательных напряжений в гофрированной стенке балки .....	38
2.3. Проверка прочности балки, работающей в пределах упругих деформаций .....	39
2.4. Проверка прочности балки с учетом развития пластических деформаций в поясах балки .....	40
2.5. Проверка местной устойчивости сжатого пояса балки .....	41
2.6. Проверка местных нормальных напряжений в стенке .....	44
2.7. Проверка интенсивности напряжений в стенке .....	45
2.8. Проверка устойчивости гофрированной стенки .....	46
2.9. Проверка местной устойчивости гофрированной стенки .....	46
2.10. Проверка общей устойчивости гофрированной стенки .....	49
2.11. Проверка балок на жесткость .....	52
<b>3. КОНЦЕНТРАЦИЯ НАПРЯЖЕНИЙ ВБЛИЗИ КРУГОВЫХ ОТВЕРСТИЙ В ГОФРИРОВАННЫХ СТЕНКАХ БАЛОК</b> .....	53
3.1. Основные теоретические понятия .....	53
3.2. Краткий обзор литературы, посвященной изучению концентрации напряжений вблизи кругового отверстия .....	56
3.3. Напряженно-деформированное состояние плоской стенки балки при расположении отверстия в зоне чистого изгиба .....	60
3.4. Напряженно-деформированное состояние плоской стенки балки при расположении отверстия в зоне чистого сдвига .....	64

3.5.	Напряженно-деформированное состояние плоской стенки балки при расположении отверстия в зоне действия изгибающего момента и поперечной силы .....	66
3.6.	Напряженно-деформированное состояние гофрированной стенки балки, ослабленной круговым отверстием .....	67
3.7.	Местная устойчивость гофрированной стенки балки, ослабленной круговым отверстием .....	81
3.8.	Общая устойчивость гофрированной стенки балки, ослабленной круговым отверстием .....	88
3.9.	Определение вертикального прогиба балки с плоской стенкой, ослабленной круговым отверстием .....	89
3.10.	Определение вертикального прогиба балки с гофрированной стенкой, ослабленной круговым отверстием .....	91
3.11.	Подкрепление отверстий в гофрированных стенках балок .....	97
<b>4.</b>	<b>МЕТОДИКА РАСЧЕТА БАЛОК С ГОФРИРОВАННОЙ</b>	
	<b>СТЕНКОЙ</b> .....	99
4.1.	Компоновка стенки балки .....	99
4.2.	Компоновка поясов балки .....	103
4.3.	Проверка подобранного сечения балки по прочности .....	104
4.4.	Проверка подобранного сечения балки с гофрированной стенкой, ослабленной круговым отверстием, по прочности .....	107
4.5.	Проверка устойчивости подобранного сечения гофрированной стенки балки .....	108
4.6.	Проверка устойчивости подобранного сечения балки с гофрированной стенкой, ослабленной круговым отверстием .....	109
4.7.	Проверка устойчивости подобранного сечения пояса балки ....	110
4.8.	Проверка общей устойчивости балки с гофрированной стенкой из плоскости .....	111
4.9.	Проверка подобранного сечения балки с гофрированной стенкой по второй группе предельных состояний .....	112
	<b>ЗАКЛЮЧЕНИЕ</b> .....	114
	<b>БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК</b> .....	118
	<b>ПРИЛОЖЕНИЕ 1. Пример расчета балки с гофрированной</b>	
	<b>стенкой, ослабленной круговым отверстием ...</b>	129
	<b>ПРИЛОЖЕНИЕ 2. Сортамент сварных двутавровых профилей</b>	
	<b>с гофрированными стенками</b> .....	140

## ВВЕДЕНИЕ

---

Современная цивилизация использует все более сложные конструкции, обеспечение прочности и надежности которых, при их высокой экономичности, имеет первостепенное значение. Проектирование таких конструкций должно в первую очередь базироваться на современных методах расчета, позволяющих удовлетворять всем предъявляемым требованиям.

Вопросы напряженно-деформированного состояния гофрированной стенки балки, при наличии кругового отверстия, имеют большое значение для обеспечения прочности и эффективного функционирования строительных конструкций.

В данной работе решены вопросы, связанные с изучением влияния кругового отверстия на несущую способность балки с треугольно гофрированной стенкой, а также уточнением имеющихся и разработкой новых методов расчета и моделирования таких конструкций.

В процессе исследований был предложен и реализован метод расчета и проектирования изгибаемых элементов с гофрированной стенкой, ослабленной круговым отверстием. Результаты данной работы позволяют выполнять практическое проектирование несущих конструкций с гофрированной стенкой, исходя из первой и второй групп предельных состояний. Предлагаемая методика позволяет оценить прочность гофрированной стенки, ослабленной круговым отверстием.

Достоверность предлагаемой методики основывается на общепринятых допущениях механики деформируемого твердого тела, теории тонкостенных стальных стержней, теории устойчивости пластин и теории строительных конструкций, а кроме того подтверждается результатами имеющихся экспериментальных и теоретических исследований.

В Приложении 1 к данной работе приводится пример практического применения предлагаемой методики для проектирования стропильной балки с гофрированной стенкой, ослабленной круговым отверстием, в г. Екатеринбурге.

В Приложении 2 к работе приводятся выдержки из сортамента сварных двутавров с гофрированной стенкой, аналогичных по прочностным характеристикам стальным горячекатаным двутаврам с параллельными гранями полок по СТО АСЧМ 20-93 [44].

Результаты данной работы позволят повысить эффективность строительных металлоконструкций с применением балок с гофрированной стенкой с учетом требований к их проектированию и в соответствии с действующей системой нормативных документов.

Автор надеется, что книга окажется полезной для научных работников, проектировщиков, преподавателей вузов, аспирантов и студентов, занимающихся разработкой, совершенствованием и применением балок с гофрированной стенкой и, в частности, связанных с необходимостью расчета и проектирования таких конструкций, стенки которых ослаблены круговыми отверстиями.

Автор благодарит всех, оказавших помощь в опубликовании книги.

## 1. СОВРЕМЕННОЕ СОСТОЯНИЕ И КРАТКАЯ ИСТОРИЯ ПРИМЕНЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ С ГОФРИРОВАННОЙ СТЕНКОЙ

Балка с гофрированной стенкой – это конструкция, состоящая из поясов произвольного сечения и тонкой металлической стенки, которая в поперечном направлении изогнута (гофрирована).

На рисунке 1.1 показана стенка с треугольным профилем гофрирования, но он может быть волнистым, трапециевидным, прямоугольным или другой повторяющейся формы. Пояса таких балок могут быть изготовлены из прокатной стали, гнутых профилей, электросварных труб, железобетонных элементов.

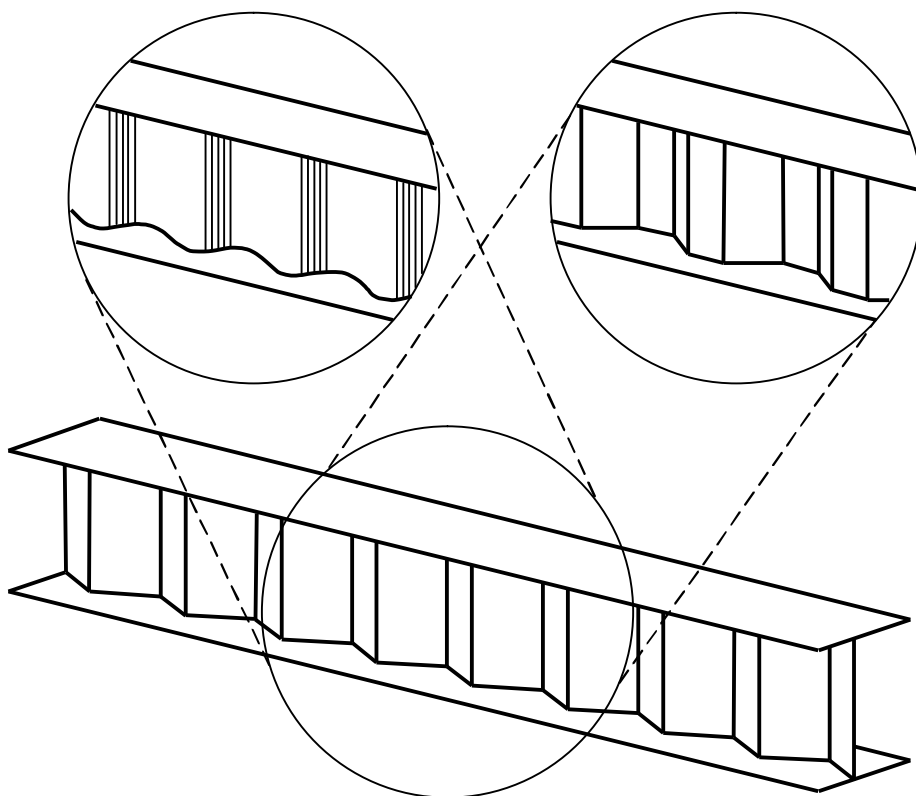


Рис. 1.1. Балка с гофрированной стенкой



## **1.1. Практическое применение конструкций с гофрированными стенками**

Гофрированные пластинки в качестве стенок несущих элементов конструкций в настоящее время применяются в судостроении (гофрированные переборки, гофрированные панели корпуса, люки с гофрированной крышкой), в авиастроении (гофрированные стенки лонжеронов крыла летательных аппаратов), в мостостроении (гофрированные стенки пролетных строений) и в строительстве (колонны, арки, балки, ригели, прогоны с гофрированной стенкой).

Одной из первых конструкций с гофрированной стенкой была переборка с прямоугольными гофрами, установленная на русских броненосцах типа «Бородино» в 1901 г. Кромки отдельных гофров соединялись внакрой двумя рядами заклепок. Испытания переборок водой под давлением показали достаточную их прочность и жесткость, экономия в весе достигала 20% [9].

К началу двадцатого столетия относятся и первые попытки применения гофрированных переборок на танкерах, причем основной задачей заказчиков и строителей судов являлось получение гладкой, легко подвергаемой очистке поверхности переборок, экономия веса считалась в то время второстепенным фактором. Необходимость выполнения заклепочных соединений вызывала значительные технологические сложности в изготовлении гофрированных переборок, чем, по-видимому, и объясняется небольшой объем их применения.

В конце 1920-х – начале 1930-х годов в судостроение начинает постепенно внедряться сварка, что сделало возможным все более широкое применение гофров для переборок. В период с 1930 по 1938 гг. корабли с прямоугольно гофрированными переборками строятся в Норвегии, Германии, Англии, США, Японии и Швеции [9].

Применение гофрированных переборок, наряду с другими мероприятиями, позволило строить суда быстрее, с максимальной экономией средств и материалов.

В 1953 г. специалисты Ленинградского кораблестроительного института, Адмиралтейского завода и других организаций выдвинули предложение внедрить гофрированные переборки на проектирующиеся в СССР суда; были начаты исследовательские работы и конструирование переборок. Отечественные китобазы «Советская Украина» и «Со-

ветская Россия» (1959г.), а также серии танкеров типа «Пекин» (1959 г.), «Дрогобыч» (1955 г.) и «Певек» (1958 г.) имеют гофрированные продольные и поперечные переборки [9].

В авиастроении с середины 1950-х гг. используются лонжероны крыла с гофрированной стенкой [24, 80, 86, 103, 114], в частности, на таких известных летательных аппаратах как американский «Спейс Шаттл» (1979 г.), где применены лонжероны с трапециевидно гофрированными стенками, и отечественный «Буран» (1984 г.), где использованы лонжероны с волнистым закрытым профилем гофрирования.

Широкое распространение балки с гофрированной стенкой (БГС) получили в мостостроении. Первым стал автомобильный мост «Cognac bridge», построенный во Франции в 1986 году. Проект моста был разработан французской компанией «Camrenon Bernard» [65, 74, 79, 87, 93].

Поперечное сечение пролетного строения этого моста (см. рис. 1.2) представляет собой трапециевидное коробчатое сечение с поясами из железобетона и гофрированными стенками высотой 1771мм и толщиной 8мм, наклоненными к поясам под углом около  $35^{\circ}$ . Мост длиной 107,82м состоит из трех предварительно напряженных пролетных строений. Использование тонкостенных гофрированных стенок с трапециевидными гофрами вместо традиционных более тяжелых плоских стенок позволило облегчить предварительное напряжение железобетонных элементов, т.к. жесткость гофрированной стенки в продольном направлении значительно ниже жесткости плоской стенки.

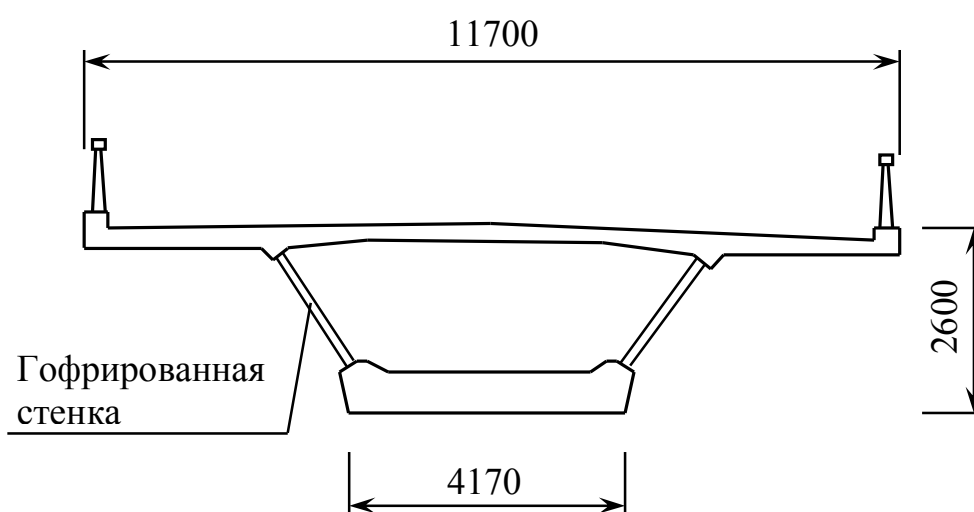


Рис. 1.2. Поперечное сечение пролетного строения моста «Cognac bridge» (Франция)

В период с 1987 по 1995 годы еще три моста с гофрированными стенками были построены во Франции.

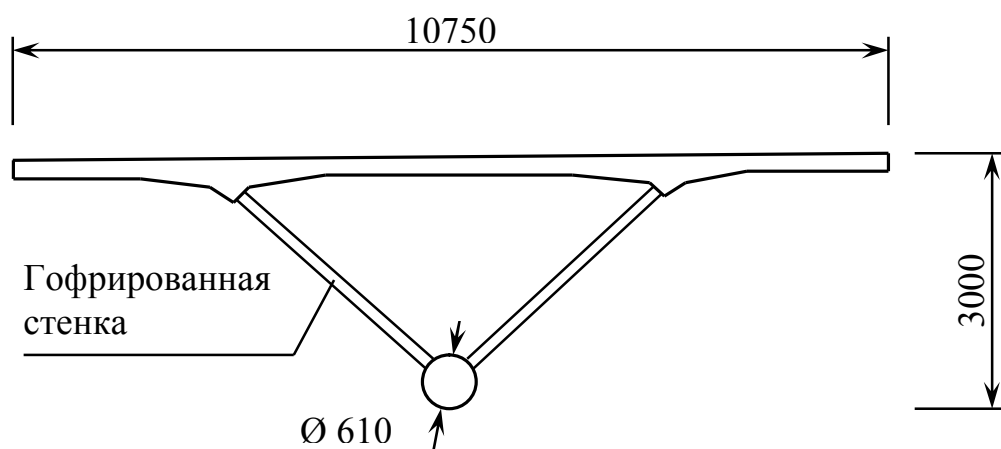


Рис. 1.3. Поперечное сечение пролетного строения моста «Val de Maupre Viaduct» (Франция)

Первый из этих мостов – «Val de Maupre Viaduct» был построен через реку Шаранту в 1987 г. [65, 74, 79, 87, 93]. Поперечное сечение пролетного строения моста (см. рис. 1.3) треугольной формы с двумя наклонными стальными волнисто гофрированными стенками толщиной 8мм, приваренными к нижнему поясу из стальной трубы, заполненной бетоном, и верхним поясом в виде железобетонной плиты. Мост общей длиной 324,45м состоит из семи предварительно напряженных пролетных строений.

Второй мост «Parc Asterix Bridge» возведен через автодорогу А1 вблизи Парижа в 1989 г. [65, 74, 79, 87, 93]. Поперечное сечение пролетного строения состоит из двух стальных двутавровых балок с трапециевидно гофрированными стенками и объединяющего их верхнего пояса в виде железобетонной плиты. Мост состоит из двух пролетных строений. Длина моста 74,8 м.

Третий – «Dole Bridge» завершен в 1995 г. [65, 87, 125]. Поперечное сечение пролетного строения моста представляет собой трапециевидное коробчатое сечение с поясами из железобетонных элементов и двух стальных трапециевидно гофрированных стенок переменной высоты от 1081 до 4011 мм и толщиной от 8мм до 12мм. Мост длиной 496м состоит из восьми пролетных строений.

Французские мосты послужили прототипами нескольких мостов подобной конструкции в Японии – «Shinkai Bridge» 1993 г., «Matsunoki №7» 1995 г., «Hondani Bridge» 1997 г. [69, 87, 96, 109] и «Yahagigawa bridge» 2005 г. [111].

Поперечное сечение пролетных строений мостов «Shinkai Bridge» и «Matsunoki №7» – трапециевидной формы с наклонными стальными трапециевидно гофрированными стенками толщиной 8мм и железобетонными поясами. Пролетное строение моста «Hondani Bridge» – прямоугольной коробчатой формы с вертикальными стальными трапециевидно гофрированными стенками переменной высоты от 1780 до 5250мм и толщиной 12мм с поясами из железобетона. Общая длина моста 198,4м.

«Yahagigawa bridge» (см. рис. 1.4) – первый подвесной мост с использованием гофрированных стенок. Его пролетное строение представляет собой коробчатое сечение с поясами из железобетонных элементов и семи трапециевидно гофрированных стальных стенок. Ширина пролетного строения моста 43,8м, пролет 235м, высота пролетного строения переменная от 4 до 6м [111].



Рис. 1.4. Общий вид подвесного моста «Yahagigawa bridge» (Япония)

Использование БГС в качестве несущих элементов зданий впервые начато в Швеции в 1966 году [15, 85, 87]. Был налажен выпуск двутавровых балок со стенкой из профилированного листа трапециевидного сечения.

В 1985 г. в Болгарии освоен выпуск стальных двутавровых балок с гофрами волнистого типа, которые обладают большей устойчивостью, чем треугольные и трапециевидные. При пролете 6м и высоте профиля 600мм толщина стенки всего  $t_w = 2,5$ мм. Соединение стенки с поясами осуществляется полуавтоматической сваркой в защитной среде углекислого газа с использованием порошковых электродов [15].

В 1988 г. во Франции в малоэтажном строительстве получили распространение облегченные металлодеревянные балки и прогоны типа «Nail-Web». Балки типа «Nail-Web» пролетом 12м, высотой от 180 до 470мм – двутавровые со сплошной стенкой из стального оцинкованного волнистого листа и полками из брусьев цельной древесины. Стенка имеет высоту от 105 до 350мм и запрессовывается в полке на резорциновом клее. Прогоны по конструкции аналогичны балкам. Пояса выполняются из бруса сечением 6,1x14,8 см, стенка из волнистого стального оцинкованного листа, запрессованного в полки на глубину 20мм [15].

В нашей стране первая конструкция покрытия с применением стропильных балок с гофрированными стенками была разработана в 1982 г. в Казахском отделении ЦНИИПроектстальконструкции для здания производственного корпуса завода 20 лет Октября в г. Алма-Ате. Конструкция покрытия (см. рис. 1.5) включала в себя стропильные балки двутаврового сечения, прогоны из горячекатаных профилей пролетом 6м, вертикальные и горизонтальные связи. Сварные стропильные балки пролетом 24м имели треугольно гофрированную стенку высотой 1500мм, толщиной 4мм из стали Вст3кп2 (С235) и пояса из низколегированной стали 09Г2С-2 (С345). При нагрузке на покрытие 4 кН/м<sup>2</sup> расход стали на стропильные балки составил 21,6 кг/м<sup>2</sup>. Применение стропильных БГС в сравнении с покрытием по стропильным фермам из парных уголков позволило упростить систему связей и снизить металлоемкость на 15%, сметную стоимость – на 18% [27, 29].



Рис. 1.5. Покрытие здания производственного корпуса завода 20 лет Октября в г. Алма-Ате (Казахстан). Фото предоставлено Ю.С. Максимовым

В этом же году в институте был разработан проект покрытия корпуса железобетонных изделий базы Метростроя в г. Алма-Ате. В качестве несущих элементов покрытия приняты бистальные сварные стропильные балки двутаврового сечения высотой 1000мм с треугольно гофрированной стенкой толщиной 3мм, устанавливаемые с шагом 12м. Стропильные балки решены работающими по двухпролетной неразрезной схеме (2x18м). Опирание стропильных балок на колонны шарнирное. Сварные сплошностенчатые прогоны пролетом 12м выполнены бистальными двутаврового сечения с треугольно гофрированной стенкой. Прогоны со строительной высотой в пролете 610мм, на опоре – 150мм имеют на 15-20% меньшую металлоемкость в сравнении с аналогичными тонкостенными прогонами [27, 29, 33].

Всего в 1982 г. балки с треугольно гофрированными стенками были применены на шести объектах общей массой 605 т, площадью 35,2 тыс. м<sup>2</sup>. Их внедрение позволило сэкономить 210 т стали [26, 27, 29, 30, 32, 33].

Липецкий отдел ЦНИИпроектстальконструкция в 1987 г. осуществил разработку и внедрение арочных неотапливаемых зданий пролетом 15м площадью 920 м<sup>2</sup> для хранения сельскохозяйственных продуктов и техники. Сооружение представляет собой полуцилиндрическое покрытие высотой 7,5м в коньке. Каркас покрытия выполнен из арок с тонкой волнисто гофрированной стенкой. Формообразование криволинейной стенки осуществляется за счет изменения ширины и высоты гофр по высоте стенки в процессе изготовления на специализированной линии [35].

В 1987 г. казахским институтом ЦНИИПроектсталькострукция разработана конструкция однопролетного и двухпролетного отапливаемого здания и покрытия типа «Алма-Ата» [16, 33, 35]. Конструкции разработаны для зданий с пролетами 18м, возводимых в I-III снеговых и ветровых районах, в районах с сейсмичностью до 9 баллов, при расчетной температуре воздуха  $-40^{\circ}\text{C}$  и выше с неагрессивной и слабоагрессивной средой.

Размеры однопролетного здания в плане 18x48м. Высота рам 6600мм, шаг колонн – 6м. Здание может быть бескрановым или иметь один подвесной кран грузоподъемностью 3,2 т. Каркас здания представляет собой поперечные рамы с жесткими узловыми соединениями колонн с ригелями и фундаментами. Колонны каркаса выполнены из широкополочных двутавров, а ригели – из сварных двутавров с тонкой треугольно гофрированной стенкой сечением 720x3мм. Конструкции покрытия разработаны под мягкую кровлю с уклоном 1,5% с минераловатным утеплителем, уложенным по профилированному настилу, который опирается на прогоны из горячекатаных швеллеров, расположенных с шагом 3м.

Размеры двухпролетного здания в плане 2x18x72м, высота рамы 8400мм, шаг колонн 6м. Кровля двухскатная с зенитными фонарями. Каждый пролет оборудован двумя подвесными кранами грузоподъемностью 3,2т режима работы 3К или двумя мостовыми кранами грузоподъемностью 10т режима работы 1К-5К. Каркас здания представляет собой двухпролетные рамы с жестким защемлением колонн в фундаментах, жестким соединением крайних колонн с ригелем и шарнирным опиранием неразрезного ригеля на среднюю колонну.

Покрытия по стропильным балкам системы «Алма-Ата» разработаны для применения в одноэтажных производственных зданиях, возводимых в I-V снеговых и I-IV ветровых районах, в районах с расчетными

температурами наружного воздуха  $-40^{\circ}\text{C}$  и выше и с расчетной сейсмичностью 6 баллов [16, 33, 35].

Покрытия могут применяться в одно- и многопролетных зданиях без фонарей или с зенитными фонарями при пролетах 18-30м, высоте здания до низа стропильных ферм не более 18м, шаге колонн 6 и 12м.

Здания могут быть бескрановыми, с мостовыми кранами режима работы 1К-7К грузоподъемностью до 50т, а также с подвесными кранами грузоподъемностью до 5т.

Монтажные узлы стропильных балок осуществлены на фланцах с высокопрочными болтами или на сварке. Изготовление конструкций системы «Алма-Ата» осуществляется на обычном оборудовании заводов строительных металлоконструкций с введением в технологическую линию установки для ротационного гофрирования стенки балок.



Рис. 1.6. Купол покрытия одиннадцатизэтажного здания бизнес-центра в г. Алматы (Казахстан).

Фотография предоставлена Ю.С. Максимовым





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

За период с 1982 по 2006 гг. в Казахском отделении ЦНИИПроект-стальконструкции было разработано множество разнообразных проектов с использованием конструкций с гофрированными стенками, среди которых: здание аэропорта в г. Ашхабаде, каркас многоэтажного административного корпуса мясокомбината в г. Алма-Ате, наклонный мост доменного цеха, подкрановые балки под краны режима работы 6К на складе сырья цементного завода, пролетные строения эстакады для трубопроводов, купол над одиннадцатипятиэтажным офисным зданием (см. рис. 1.6), здание торгового центра, жилой девятиэтажный дом в г. Алматы (см. рис. 1.7), ангар для самолетов и многие другие [33].

В 1993 г. австрийская фирма «Zeman» начала производство двутавровых балок с волнистой гофрированной стенкой на полностью автоматизированной линии [121, 132]. Линия управляется компьютером и позволяет осуществлять непрерывное гофрирование стенки и ее приварку к поясам балки со скоростью до 2 м/мин. На линии осуществляется производство балок длиной до 36м, высотой от 500 до 1500мм, с толщиной стенки от 1,5 до 5мм.

В 2006 г. автоматизированные линии фирмы «Zeman» установлены в г. Самаре на заводе «Метаком» [64], в г. Санкт-Петербурге (ОАО «Аэропортстрой») и в г. Москве («РСП-Модуль»). Такие же линии уже несколько лет успешно работают в Финляндии, Польше, Чехии и Турции. Конструкции с гофрированными стенками, произведенные по технологии фирмы «Zeman», использовались при строительстве офисных зданий, складских помещений, автомобильных парковок, торговых центров.



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

## **1.2. Теоретические и экспериментальные исследования конструкций с гофрированными стенками на территории бывшего СССР**

По-видимому, первой работой, в которой предлагается использование гофрированных стенок в качестве элемента строительных конструкций, является статья В.Н. Горнова [12], опубликованная в 1937 году. В рамках данной работы В.Н. Горнов провел экспериментальные исследе-

дования четырех балок с волнистой стенкой. Пролет всех балок равнялся 110см, а высота изменялась от 10,5см до 20,5см. В результате испытаний В.Н. Горнов пришел к выводу, что волнистая стенка почти не воспринимает нормальных напряжений в продольном направлении и находится в условиях чистого сдвига. Кроме того, он показал, что при одной и той же прочности балки с волнистой стенкой легче эквивалентных прокатных балок примерно в 2 раза.

Идея, высказанная В.Н. Горновым [12], не нашла в то время практического применения в строительстве и исследования БГС в 1940-1950-х годах велись применительно к авиации и кораблестроению.

В 1940 г. А.А. Подорожный испытал в условиях чистого сдвига большое количество гофрированных пластин, подкрепленных плоским листом. Испытания показали, что гофрированный лист хорошо воспринимает сдвигающие усилия [9].

В Советском Союзе теория расчета конструкций с гофрированными стенками начала широко развиваться в начале 50-х гг. в связи с проектированием и строительством китобойных баз «Советская Украина» и танкеров типа «Пекин».

В 1956 г. Ю.И. Еловков, Е.А. Павлинова и М.В. Филиппео испытали серию моделей высоких двутавровых балок с гофрированной стенкой размером 1000х500..650 мм [9]. Модели испытывались как консольные балки, нагруженные сосредоточенной силой. Испытания показали, что гофрированная стенка полностью воспринимает перерезывающую силу вне зависимости от ориентации гофров. Моментная нагрузка при горизонтальном расположении гофров воспринималась всем сечением балки, при вертикальном – только поясами. Эти результаты отражены в работах [9, 55].

В справочнике [55] вышедшем в 1960 г. описаны общие методы расчета гофрированных стенок на действие усилий в их плоскости применительно к судовым переборкам.

В 1963 году Г.А. Ажермачев в статье [2] приводит результаты испытаний на изгиб и кручение ряда двутавровых балок с волнистой стенкой и отмечает, что благодаря изогнутости очертания стенки она обладает повышенной местной устойчивостью несмотря на малое отношение толщины стенки к ее высоте. Экспериментальные исследования, проведенные Г.А. Ажермачевым [2, 3], подтвердили выводы В.Н. Горнова о том, что стенка практически не воспринимает нормальных напряжений

за исключением зон, примыкающих к поясам, а также показали, что балки с гофрированной стенкой обладают повышенной жесткостью на кручение и изгиб с кручением. Г.А. Ажермачев приходит к выводу, что изготовление таких балок не должно вызывать существенных затруднений и они могут успешно применяться в конструкциях подкрановых балок, балок мостов и других подобных конструкциях.

В работе [9] (1964 г.) А.Л. Васильев, М.К. Глозман, Е.А. Павлинова и М.В. Филиппео подробно рассматривают вопросы расчета прочности судовых гофрированных переборок как на действие сил в плоскости гофрированной стенки, так и на силы, действующие в поперечном направлении. Впервые была сделана попытка описания имеющихся на тот момент гофрированных конструкций в нашей стране и за рубежом, приведен краткий обзор теоретических и экспериментальных исследований данного вопроса, предложена методика проектирования гофрированных стенок применительно к судовым переборкам, сформулированы основные направления дальнейших исследований.

В.Ф. Кириленко и Г.А. Окрайнец в работе [17] (1969 г.) рассматривают гофрированную стенку двутавровой балки как плоскую ортотропную пластинку, упругие постоянные которой определяются из равенства жесткостей на растяжение и сдвиг гофрированной и плоской пластинок. Используя такой метод, они получают зависимости для определения напряжений в верхней и нижней кромках стенки, а также в поясах балки. Кроме того, подтверждены экспериментальные результаты, приведенные в работах [2, 3, 9, 12].

В работе [38] (1972 г.) Я.И. Ольков и А.Н. Степаненко приводят результаты исследований ряда балок с волнистыми гофрами, наклоненными к продольной оси балки под различными углами, и приходят к выводу, что непрерывно гофрированная стенка с волнистым профилем гофров и углом наклона их к поясам в пределах  $50..90^0$  в работе балки на изгиб почти не участвует, но в расчете можно учесть примыкающую к поясам часть стенки высотой от 10 до 30 ее толщин.

В работе [57] (1972 г.) А.Н. Степаненко занимается исследованием напряженного состояния сварных металлических балок с гофрированными волнистыми стенками. Рассматриваются стенки, образующие которых направлены под произвольными углами к поясам балки, изучаются вопросы прочности и устойчивости поясов и наклонно гофрированных стенок, нагруженных поперечной нагрузкой в плоскости стенки,

приводится методика расчета на прочность, жесткость и местную устойчивость балок с тонкими волнисто гофрированными стенками. Отклонения вычисленных теоретических величин напряжений не превышают 15-20% от значений, полученных экспериментальным путем. Теоретически и экспериментально установлено, что отклонение гофров от вертикали на угол до  $50^0$  не включает стенку в работу на изгиб. Непрерывное гофрирование стенок повышает жесткость балок в плоскости поясов, делает их более устойчивыми и способными работать на нагрузку, приложенную с эксцентриситетом в пределах высоты гофра. Экспериментальным проектированием установлено, что БГС легче и дешевле обычных балок на 5-20%, а трудоемкость их изготовления практически такая же. Полученные в работе А.Н. Степаненко результаты согласуются с проведенными ранее исследованиями.

Ю.С. Максимов, Г.М. Остриков, В.В. Бирюлев в работе [26] и Ю.С. Максимов в работе [25] (1979 г.) для повышения сейсмостойкости рамных каркасов предлагают применять ригели с треугольно гофрированной стенкой, с зоной равного сопротивления и с увеличенной высотой опорной зоны. Применение таких новых конструктивных форм ригелей в сейсмостойких каркасах зданий, по мнению авторов, позволяет достичь экономии стали до 30% при одновременном повышении сейсмостойкости сооружения.

Г.М. Остриков и Ю.С. Максимов в работе [27] (1983 г.) приводят краткий обзор основных типов сейсмостойких металлических каркасов в СССР и за рубежом. Применение БГС рассматривается ими как способ повышения сейсмостойкости стального каркаса. В работе описаны конструкции каркасов многоэтажных зданий, построенных в СССР. Особое внимание уделено вопросу конструктивной формы баз колонн. На основании опыта практического проектирования и результатов экспериментальных исследований, авторы рекомендуют в сейсмостойких каркасах, наряду с другими мероприятиями, применять ригели с гофрированной стенкой и упругопластические защемления колонн в фундаментах.

В работе [28] (1983 г.) Г.М. Остриков, Ю.С. Максимов и В.В. Долинский приводят результаты экспериментальных испытаний и численного расчета МКЭ шести моделей балок с треугольно гофрированными стенками. В результате испытания и численного расчета предложены формулы для определения нормальных напряжений в поясах и гофриро-

ванной стенке балки, а также прогиба БГС с учетом восприятия части изгибающего момента гофрированной стенкой.

В работе [31] (1985 г.) Ю.С. Максимов, Г.М. Остриков и В.В. Долинский предлагают методику проверки устойчивости треугольно гофрированной стенки. Авторы отмечают, что потеря устойчивости гофрированной стенкой аналогична качественной картине потери устойчивости плоской стенки, часто подкрепленной поперечными ребрами жесткости. Используя такую аналогию, авторы применяют решение А.С. Вольмира [11] для определения критических касательных напряжений, при которых плоскость гофра теряет местную устойчивость, и решение М. Стейна и Р. Фралиха [7, 8] для определения критических касательных напряжений, при которых наступает потеря общей устойчивости гофрированной стенки. Так как потеря местной устойчивости стенки может спровоцировать потерю общей ее устойчивости, то для практического проектирования рекомендуется подбирать параметры гофров таким образом, чтобы критические касательные напряжения при потере общей устойчивости были меньше критических касательных напряжений при потере местной устойчивости, то есть, чтобы стенка не была склонна к потере местной устойчивости гофров.

В 1985 В.В. Долинский в работе [13] исследовал напряженно-деформированное состояние треугольно гофрированных стенок двутавровых балок с помощью ЭВМ по программе, в основу которой заложен метод конечных элементов. На основании проведенных расчетов им было установлено, что гофрированная стенка частично включается в работу балки на изгиб. Также было определено, что распределение нормальных напряжений по высоте стенки ригеля имеет криволинейный характер. На основании этого показано, что гофрированную стенку с достаточной степенью точности можно заменить эквивалентной ей по несущей способности плоской, толщина которой меняется по закону квадратной параболы. В.В. Долинский предложил эмпирические формулы, позволяющие учесть степень включения гофрированной стенки в работу на изгиб. В работе [13] также отмечено, что распределение касательных напряжений по высоте сечения стенки практически не зависит от параметров гофров и имеет равномерный характер. Получены формулы для определения длины и высоты гофров, обеспечивающих местную и общую устойчивость стенки, как в упругой области, так и при развитии упругопластических деформаций. В работе [13] показано, что гофриро-

вание стенки позволяет повысить устойчивость поясных листов, т.к. допустимая величина свеса поясного листа повышается в 1,1-1,25 раза по сравнению с плоской стенкой. Кроме того В.В. Долинский провел исследования БГС на знакопеременные циклические нагрузки. В результате было установлено, что исчерпание несущей способности и циклической долговечности ригелей происходит вследствие потери устойчивости стенок, поясов и появления в них трещин. Удельная относительная энергоемкость двутавровых ригелей с ГС и поясами постоянного сечения в 8-10 раз выше энергоемкости ригелей с плоской стенкой, а с поясами равного сопротивления – выше в 15-20 раз. Применение гофрированных стенок взамен плоских в ригелях позволило снизить их металлоемкость до 26%, а трудоемкость изготовления до 17%.

В работе [32] (1987 г.) Г.М. Остриков и Ю.С. Максимов описали конструктивные решения покрытий производственных зданий с несущими элементами из БГС и узловых соединений таких конструкций, дали рекомендации по определению прочности БГС, представили формулы для инженерного расчета и проверки прочности и устойчивости элементов БГС, описали результаты экспериментальных исследований и особенности технологии изготовления и монтажа БГС. Особое внимание в работе уделено сравнению технико-экономических и эксплуатационных характеристик покрытий различных типов. Представлен краткий обзор конструктивных схем зданий с применением таких покрытий.

В 1989 году В.В. Бирюлев, Г.М. Остриков, Ю.С. Максимов и С.Г. Барановская в работе [6] представляют результаты исследования напряженного состояния треугольно и волнисто гофрированной стенки балки при приложении сосредоточенной нагрузки по оси верхнего пояса. Исследование выполнялось численным расчетом 14 моделей балок с гофрированными стенками и 6 моделей балок с плоскими стенками МКЭ. В результате проведенных исследований авторы пришли к выводу, что максимальное значение местных нормальных напряжений в гофрированной стенке рекомендуется определять по методике, предложенной в [51] для балок с плоской стенкой, но увеличивая при этом получаемые значения на 10%.

Работа, проведенная Ю.С. Максимовым, Г.М. Остриковым, В.В. Бирюлевым, С.Г. Барановской, В.В. Долинским в период с 1979 по 1990 годы, нашла отражение в современных строительных нормах и правилах республики Казахстан – СНиП РК 5.04-23-2002 [52] и

СН РК 5.04-08-2004 [53], разработанных в казахском ТОО «Институт Проектстальконструкция» Ю.С. Максимовым и Г.М. Остриковым.

В строительных нормах и правилах СНИП РК 5.04-23-2002 [52] особое внимание уделено вопросам проектирования сжатых, растянутых, сжато-изгибаемых и изгибаемых элементов с треугольно гофрированной стенкой. Отдельная глава посвящена проектированию балок с треугольно гофрированными стенками. В документе [52] изложены основные расчетные формулы для проверки нормальных напряжений в поясах балок, касательных напряжений в стенке, проверки местной и общей устойчивости гофрированной стенки, проверки устойчивости поясов балок с гофрированной стенкой, даны некоторые рекомендации по устройству отверстий в гофрированных стенках. Методика предполагает, что гофрированная стенка балки не участвует в работе конструкции на изгиб и весь изгибающий момент в плоскости стенки полностью воспринимается поясами.

В строительных нормах СН РК 5.04-08-2004 [53] более подробно изложены вопросы, отраженные в СНИП РК 5.04-23-2002 [52], описываются основные предположения и допущения методик, заложенных в СНИП [52], приведены примеры расчета конструкций по предложенным методикам.

В 2007 г. в республике Казахстан был разработан сортамент сварных двутавровых профилей с гофрированными стенками, соответствующих по прочностным характеристикам прокатным профилям [44]. Использование этого сортамента позволяет резко сократить и упростить сроки проектирования конструкций с гофрированными стенками, а также сэкономить до 30% в весе конструкции за счет использования легких сечений с гофрированными стенками.

В настоящее время в Казахстане коллектив ТОО «Институт Проектстальконструкция» под руководством Ю.С. Максимова продолжает работу по совершенствованию методики расчета балок и внедрению такого типа конструкций в строительную практику.

В работе [40] (1990 г.) отдельная глава посвящена БГС. Описаны особенности работы БГС, основные конструктивные формы гофров и технология их изготовления. Приведены основные формулы для проверки БГС на прочность, жесткость и устойчивость. Представлен порядок проектирования БГС и приведен пример практического расчета стропильной БГС.



В работе [15] (1998 г.) Л.В. Енджиевский, В.Д. Надеяев и И.Я. Петухов дали краткий обзор основных конструктивных типов БГС применяемых на территории бывшего СССР и за рубежом и предложили алгоритм для проектирования балок с волнистой и треугольно гофрированной стенкой.

В 2001 г. А.Н. Степаненко в работе [58] рассматривает балку с волнистой стенкой как тонкостенный пространственный стержень с использованием теории тонкостенных упругих стержней В.З. Власова [10] и описывает его действительное НДС. Теоретическим расчетом установлено, что периодическое смещение стенки с оси стержня приводит к появлению в сечениях дополнительных изгибно-крутящих усилий, определяемых геометрическими размерами гофров в стенке. Описанием критического состояния стержня с волнистой стенкой с учетом наличия в нем дополнительных усилий А.Н. Степаненко получены выражения критических усилий для центрально сжатого, изгибаемого и внецентренно сжатого стержней, установлено, что гофрирование повышает жесткость стенки из плоскости и увеличивает ее крутильную жесткость. Из условия обеспечения общей устойчивости стенки предложены формулы для определения минимальной высоты гофров в стенке, а из условия обеспечения местной устойчивости элементов гофров получено выражение предельной длины полуволны гофров (шага гофров). Для сжатого пояса описано его критическое состояние с учетом изменчивости ширины свесов и наличия в нем касательных напряжений, получены выражения для критических значений действующих в поясе напряжений и предельной его ширины. Испытанием трех фрагментов на плоский поперечный изгиб и изгиб с кручением получена экспериментальная картина напряженного состояния, удовлетворительно согласующаяся с теоретической и подтверждающая возможность использования последней в практических расчетах. Предложена блок-схема подбора сечений изгибаемого распределенной поперечной нагрузкой стержня и сжатых осевым и смещенным в плоскости стенки усилием стержней.

В учебнике [34] (2004 г.) один параграф посвящен БГС, приведены краткие данные о применяемых типах гофров, их изготовлении. Описаны основные особенности работы конструкции и приведены формулы для проверки прочности и устойчивости элементов БГС. Приводится пример расчета стропильной балки с треугольным гофрированием стенки.

В работах [21, 22] (2005 г.) И.И. Крылов и А.Н. Кретинин выполнили теоретические и экспериментальные исследования балок с поясами из тонкостенных гнутых стальных профилей, соединяющихся со стенкой из оцинкованного профилированного листа на самонарезающихся болтах и винтах. Ими предложена инженерная методика расчета балок такой конструктивной схемы.

В 2007 г. П.И. Егоров опубликовал работу [14], в которой, уравнение профилей гофров описал с помощью рядов Фурье и получил формулы для определения дополнительных изгибно-крутящих усилий, возникающих из-за периодического смещения стенки с оси стержня. Представленные в данной работе формулы применимы для гофров любого очертания (волнистого, трапециевидного, треугольного). П.И. Егоров приходит к выводу, что для треугольного профиля величины дополнительных усилий незначительны, но для трапециевидного профиля значения максимальных дополнительных усилий велики, что необходимо учитывать при проектировании гофрированных стержней.

### **1.3. Теоретические и экспериментальные исследования конструкций с гофрированными стенками за рубежом**

За рубежом исследования, посвященные балкам с гофрированными стенками, впервые стали предприниматься инженерами при проектировании летательных аппаратов.

Сотрудник НАСА (сейчас «Национальное управление США по авиации и исследованию космического пространства») А.Ф. Фрэйзер в 1956 г. опубликовал работу [80], посвященную практическому определению прочности балок с несколькими волнисто-гофрированными стенками. Такая конструкция моделирует участок крыла самолета. А.Ф. Фрэйзер приходит к выводу, что подобные конструкции обладают большей прочностью, чем привычные конструкции крыльев с множеством плоских стенок. Автор также отмечает, что подобные конструкции могут найти применение не только в самолетостроении, но и в других областях техники, где обычно применяют двутавровые балки с плоской стенкой.

Подобные исследования проводились и в Англии. В статье К.И. Мак Кензи [103], опубликованной в 1963 году, приводятся результаты теоретического определения жесткости стенки с волнистым гофри-

рованием и зависимость жесткости стенки от геометрических размеров гофров и стенки.

Д.Т. Исли в 1975 г. [65, 87, 119] испытал мелкомасштабные гофрированные диафрагмы, чтобы определить наиболее точную формулу для вычисления прочности стенки на срез и предложил выражение для вычисления критических касательных напряжений при общей потере устойчивости тонкостенной гофрированной диафрагмой.

До 1990-х годов зарубежные авторы рассматривали гофрированные стенки в качестве элементов авиационных конструкций. Теоретические исследования, посвященные изучению БГС в качестве несущего элемента строительных конструкций, стали проводиться после возведения ряда автомобильных мостов с применением гофрированных стенок [65].

Д. Смит в 1992 г. [119] провел четыре испытания двух типов балок с гофрированными стенками, которые были приварены к поясам прерывистым швом. Он установил, что тип соединения пояса со стенкой критичен для общей прочности стенки на срез и показал, что прерывистый шов нежелателен для приварки гофрированной стенки к поясам.

Р. Гамильтон в 1993 г. [119] провел 42 испытания на 21 типе балок, различавшихся параметрами гофров и толщиной стенки. Все стенки были приварены односторонним сплошным сварным швом к поясам. Ему удалось показать, что предельное состояние всех образцов наступило в результате потери стенкой местной устойчивости в одном из гофров. В результате испытаний Р. Гамильтон делает вывод, что в стенке с более частым расположением гофров скорее наступает потеря общей устойчивости.

М. Элгаали, Р. Гамильтон и А. Сешадри в работе [75] (1996 г.) публикуют результаты испытаний 30 полномасштабных моделей балок с трапециевидно гофрированной стенкой. Результаты эксперимента сравнивались с результатами расчета МКЭ. Сопоставив экспериментальные и теоретические данные, авторы работы [75] предложили формулы для определения критических касательных напряжений для случаев местной и общей потери устойчивости стенки. Формула для критических касательных напряжений в случае местной потери устойчивости стенки получена из рассмотрения плоской панели гофра как изотропной пластинки. Критические касательные напряжения в случае общей потери устойчивости авторы рекомендуют определять, рассматривая гофрированную

стенку как ортотропную пластинку. Результаты теоретического расчета по предложенным формулам показали хорошее совпадение с результатами практических экспериментов.

Р. Джонсон и Д. Кафолла в работах [92, 93] (1997 г.) публикуют результаты испытаний полномасштабных моделей балок с трапециевидно гофрированными стенками. В работе [92] предлагаются формулы для определения критических касательных напряжений в случае потери стенкой местной и общей устойчивости, а также в случае промежуточной формы потери устойчивости стенкой. В работе приводятся рекомендации для подбора оптимальных размеров гофров.

В работе [93] описаны результаты расчетов экспериментально испытанных моделей балок МКЭ. Проанализировав результаты испытаний и расчета, авторы предложили рекомендации для проверки местной устойчивости сжатого пояса БГС.

В работе [76] (1997 г.) М. Елгаали, А. Сешадри и Р. Гамильтон публикуют результаты практических испытаний полномасштабных моделей балок и сравнивают их с результатами расчета МКЭ. В результате испытаний и расчета МКЭ сделан вывод о том, что гофрированная стенка практически не участвует в работе балки на изгиб и для практических расчетов ее влиянием при расчете нормальных напряжений в поясах балки можно пренебречь.

В работе [77] (1997 г.) М. Елгаали и А. Сешадри предлагают выражения для проверки местной устойчивости трапециевидно гофрированной стенки под сосредоточенной нагрузкой, приложенной к верхнему поясу балки. Результаты теоретических расчетов сравнивались с данными испытаний 30 полномасштабных моделей балок и с данными расчета МКЭ. Авторы пришли к выводу, что данные экспериментов хорошо согласуются с результатами, полученными МКЭ и расчетом по предложенным формулам. При проектировании балок с трапециевидно гофрированной стенкой рекомендуется проверять устойчивость стенки под сосредоточенной нагрузкой по предложенным выражениям.

В работе [78] (1998 г.) М. Елгаали и А. Сешадри приводят результаты экспериментальных испытаний ряда полномасштабных моделей балок с трапециевидно гофрированными стенками на срез и изгиб. Данные экспериментальных испытаний хорошо согласуются с результатами расчета тех же моделей балок МКЭ.

В. Жан, К. Жоу, Й. Ли, Ж. Чай и Г. Ведера в работах [129-131] (1998 г.) описывают технологию изготовления прокатных балок с волнистыми стенками, особенности их работы при изгибе и предлагают формулы для определения оптимальных параметров гофров.

М. Елгаали, А. Сешадри, Р. Родригез и Ш. Ибрагим в работе [79] (2000 г.) приводят формулы для проверки местной и общей формы потери устойчивости стенки и проверки местной устойчивости стенки под сосредоточенной нагрузкой приложенной к верхнему поясу балки. Также приводятся сведения о работе БГС при многоцикловом нагружении.

Е.Я. Сайед-Ахмед в работе [117] (2001 г.) обобщил опыт различных исследователей и рассмотрел поведение балок с гофрированной стенкой и с поясами из стальных или железобетонных элементов. Е.Я. Сайед-Ахмед дал краткое описание конструктивных схем мостов с применением ГС во Франции и Японии, предложил формулы для определения несущей способности БГС при изгибе и кручении, а также выражения для определения критических напряжений при общей, местной и промежуточной формах потери устойчивости гофрированных стенок. Е.Я. Сайед-Ахмед отмечает, что гофрированная стенка не участвует в восприятии изгибающего момента и поэтому не воспринимает усилия предварительного натяжения арматуры нижнего пояса, благодаря чему, выполнять предварительное напряжение растянутого пояса становится проще.

С.Л. Чан, Я.А. Халид, Б.Б. Сахари и А. Хамауда в работах [68] (2001 г.) и [95] (2004 г.) изучают влияние различного вида гофрирования стенки на прочность всей балки при изгибе. В работе [68] произведен расчет МКЭ моделей балок с плоской стенкой, с вертикальным расположением гофров, с горизонтальным расположением гофров и с одиночным горизонтальным гофром. В работе [95] описываются результаты испытаний ряда моделей балок с такими же стенками на поперечный изгиб. В результате расчета авторы пришли к выводу, что вертикальное гофрирование стенки увеличивает прочность балки при изгибе в 1,8-2,1 раза по сравнению с плоской стенкой и стенкой с горизонтальными гофрами.

Й.Л. Мо, Ч.Х. Дженг и Г. Кровинклер в работе [106] (2002 г.) приводят результаты испытаний четырех моделей ригелей коробчатого сечения с поясами из железобетона и стенками из стальных трапециевидно

гофрированных листов на многоцикловую нагрузку. Результаты испытаний хорошо соотносятся с теоретическими положениями.

А.Е. Метвэлли и Р.Е. Лоов в работе [105] (2003 г.) приводят результаты испытаний на изгиб моделей предварительно напряженных ригелей с железобетонными поясами и стальной гофрированной стенкой с гофрами треугольного и трапециевидного очертания. В работе приведены выражения для проверки местной, общей и промежуточной форм потери устойчивости стенки, а также выражения для оптимального подбора параметров гофров. В результате испытаний авторы пришли к выводу, что при изгибе сжимающие напряжения воспринимаются полностью верхним поясом ригеля, а растягивающие предварительно напряженной арматурой нижнего пояса, касательные напряжения полностью воспринимаются стальной гофрированной стенкой. Авторы рекомендуют использовать ригели с гофрированной стенкой для строительства мостов в сейсмически активных районах.

К. Ванг в работе [125] (2003 г.) изучил стальные балки с поясами из прямоугольных тонкостенных трубчатых профилей и трапециевидно гофрированной стенкой. В работе описаны особенности работы гофрированной стенки на срез, приведены выражения для критических касательных напряжений в случае местной и общей потери устойчивости стенки, описан характер работы балки на изгиб, проанализированы особенности местной устойчивости трубчатого пояса. Теоретические выводы К. Ванг подтвердил результатами практических испытаний полномасштабных моделей балок и результатами расчета МКЭ.

Диссертация Х.Х. Аббаса [65] (2003 г.) посвящена расчету и проектированию ригелей с гофрированными стенками из высокопрочных ( $R_y = 485$  МПа) сталей в мостовых конструкциях. В диссертации описываются особенности работы БГС на изгиб при загрузке многоцикло-вой нагрузкой, вопросы местной и общей устойчивости стенки. Приведены формулы для практического проектирования БГС.

Л. Хуанг, Х. Хикосака, К. Комине в работе [88] (2004 г.) выполнили расчет балки с трапециевидными гофрами на изгиб МКЭ. Расчетом им удалось продемонстрировать, что жесткость стенки в продольном направлении значительно меньше ее жесткости в поперечном направлении, из-за чего нормальные напряжения в стенке распространяются только на небольшом расстоянии от поясов и быстро сходят на нет (так называемый, «эффект аккордеона»).

В работе [109] (2004 г.) Ш. Мори, Т. Миёши, Х. Като, Н. Нишимура, С. Нара получили выражение для определения дополнительных нормальных напряжений в гофрированной стенке предварительно напряженного коробчатого ригеля, возникающих вследствие натяжения арматуры в нижнем железобетонном поясе ригеля.

Е. Я. Сайед-Ахмед в работах [118] (2005 г.) и [119] (2007 г.) обобщает различные исследования и приводит выражения для расчета прочности, общей и местной устойчивости поясов и стенки БГС.

Ш.А. Ибрагим, В. Эль-Дакххани и М. Елгаали в работах [89, 90] (2006 г.) изучают работу БГС под воздействием многократных циклических нагрузок. Теоретические выводы подкреплены результатами испытаний моделей БГС и расчета МКЭ. Авторы пришли к выводу, что долговечность БГС на 49-78% выше, чем у балок с плоскими стенками. При экспериментальных испытаниях на многоцикловую нагрузку трещины появлялись в месте сопряжения стенки с растянутым поясом балки.

Р.Г. Драйвер, Х.Х. Аббас, Р. Саус в статье [74] (2006 г.) приводят результаты испытаний на сдвиг полномасштабных моделей БГС и предлагают выражения для определения оптимальных параметров гофров.

Р. Саус, Х.Х. Аббас, Р.Г. Драйвер, К. Анами и Д.В. Фишер в статье [116] (2006 г.) приводят результаты испытаний БГС на многоцикловые нагрузки. В работе приведены выражения для определения долговечности БГС и сделан вывод, что БГС под воздействием многоцикловых нагрузок долговечнее обычных балок с плоскими стенками, укрепленными ребрами жесткости.

Х.Х. Аббас, Р. Саус и Р.Г. Драйвер в статьях [66] (2006 г.) и [67] (2007 г.) описали работу БГС под нагрузкой, приложенной в плоскости балки, и пришли к выводу, что из-за смещения гофрированной стенки с оси балки в сечении возникают изгибно-крутильные усилия. В работах [66, 67] приведены выражения для определения этих усилий и сделан вывод о необходимости учитывать дополнительные напряжения, вызываемые изгибно-крутильными усилиями, в поясах балки.

Д. Йю в диссертации [128] (2006 г.) изучил вопросы общей устойчивости БГС под влиянием нагрузки в плоскости стенки. Теоретические положения подтверждены результатами расчетов МКЭ балок различной геометрии. В диссертации предложены выражения для проверки общей устойчивости БГС.

А. Romeijn, R. Sarkhosh и Н. Ноор в работе [115] (2009 г.) изучили влияние отверстий на устойчивость трапециевидно-гофрированной стенки балки при изгибе. Путем расчета моделей балок МКЭ были получены коэффициенты устойчивости гофрированной стенки в случае ослабления ее отверстием.



## 2. ОСНОВЫ РАБОТЫ И РАСЧЕТА ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С ГОФРИРОВАННОЙ СТЕНКОЙ

Нагрузки  $p_y$ , приложенные в срединной плоскости балки с гофрированной (или плоской) стенкой, вызывают сдвигающую силу  $Q_y$  в направлении оси  $y$  и изгибающий момент  $M_x$  относительно оси  $x$  (рис. 2.1). Сила  $Q_y$  и момент  $M_x$  действуют в срединной плоскости балки и могут быть определены обычными средствами строительной механики.

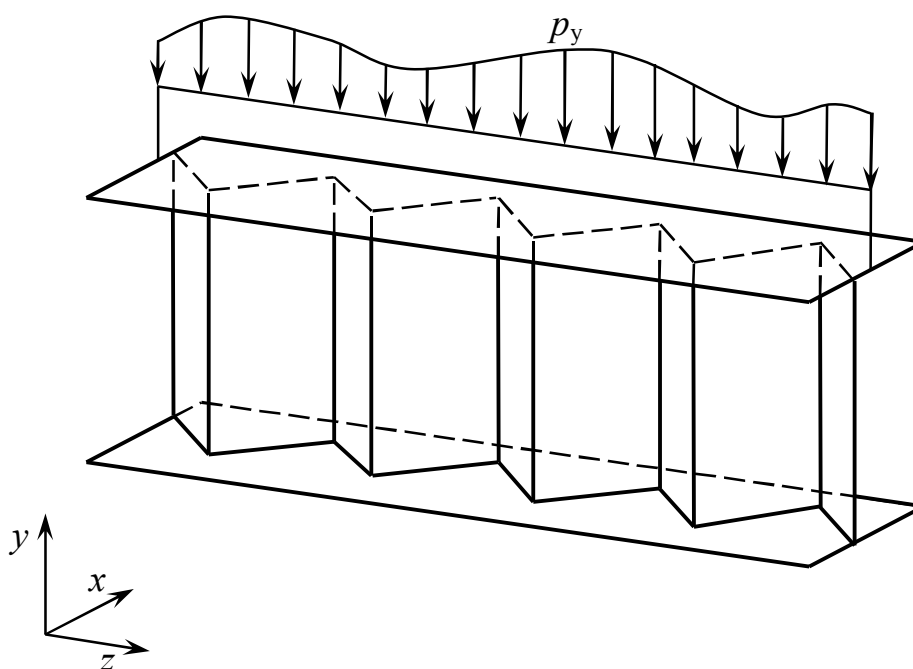


Рис. 2.1. Балка с гофрированной стенкой под воздействием нагрузок в плоскости стенки

Для изгибаемых балок с плоской стенкой, у которых пролет значительно превышает высоту поперечного сечения (в 5 и более раз), экспериментально подтверждается гипотеза плоских сечений Бернулли. В соответствии с этой гипотезой изменение деформаций по высоте сечения происходит по линейному закону, напряжения распределяются аналогично только до предела текучести (рис. 2.2).

Напряжения в точках, находящихся на расстоянии  $y$  от нейтральной оси, определяются по формуле

$$\sigma_x = \frac{M_x \cdot y}{I_x}, \quad (2.1)$$

где  $M_x$  – изгибающий момент в рассматриваемом сечении балки;  
 $I_x$  – осевой момент инерции поперечного сечения балки.

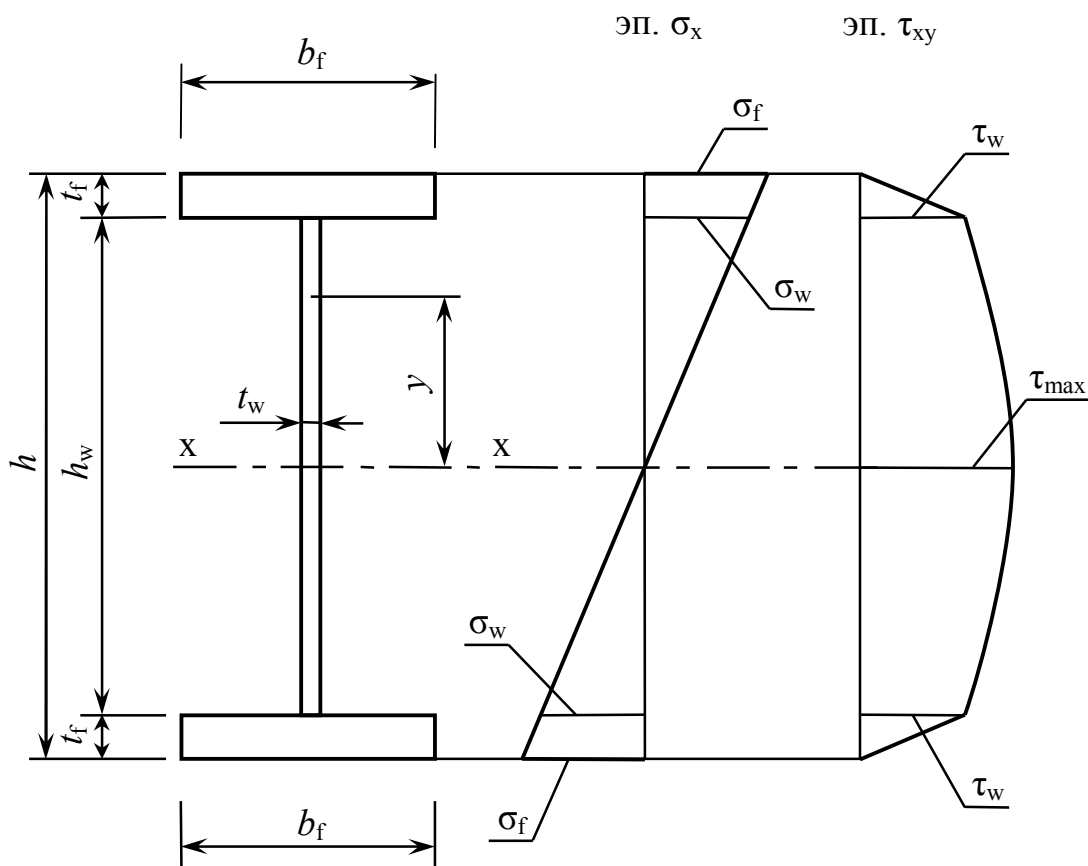


Рис. 2.2. Распределение нормальных и касательных напряжений в сечении балки с плоской стенкой при изгибе

Максимальное напряжение, возникающее в крайней фибре сечения при  $y = h/2$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_x}{W_x}, \quad (2.2)$$

где  $W_x = I_x \cdot 2/h$  – осевой момент сопротивления сечения.

Одной из важных характеристик балки с гофрированной стенкой является продольная жесткость стенки. Под действием осевого сжатия гофрированная стенка ведет себя как «аккордеон» и поэтому не воспринимает каких-либо значительных осевых (в продольном направлении) усилий по сравнению с плоской стенкой под действием такой же нагрузки.

На рис. 2.3 приведены основные геометрические параметры гофрированной стенки: шаг гофров  $a$ , высота гофров  $f$ , ширина панели гофра  $b_w$  и угол гофрирования  $\alpha$ .

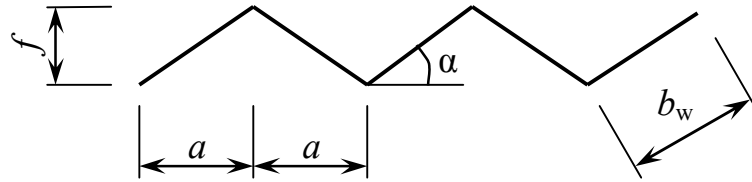


Рис. 2.3. Геометрические параметры гофрированной стенки

В работе [65] показано, что продольная жесткость гофрированной стенки от нескольких сот до нескольких тысяч раз меньше жесткости плоской стенки обычной двутавровой балки. Из-за этой особенности вклад стенки в восприятие изгибающего момента пренебрежимо мал и можно считать, что изгибающий момент  $M_x$  воспринимается полностью поясами.

Основываясь на теории тонкостенных балок [10], можно утверждать, что стенка и пояса воспринимают только те усилия, которые действуют в плоскости их поперечного сечения. Это означает, что сдвигающая сила  $Q_y$  воспринимается полностью стенкой.

Изгиб в плоскости балки вызывает нормальные напряжения в поясах  $\sigma_f$ , касательные напряжения в стенке балки  $\tau_w$  и изменяющиеся по линейному закону касательные напряжения в поясах  $\tau_f$  вследствие изменения нормальных напряжений  $\sigma_f$  по длине балки (рис. 2.4).

Количественно  $\sigma_f$  так же как  $\tau_w$  и  $\tau_f$  могут быть определены с помощью обычной теории балок по формулам

$$\sigma_f = \frac{M_x \cdot y}{I_x}, \quad \tau_w = \frac{Q_y \cdot S_x}{I_x}, \quad \tau_f = \frac{Q_f \cdot S_x}{I_x},$$

где  $S_x$  – статический момент полусечения;

$I_x$  – осевой момент инерции сечения.

Значения  $S_x$  и  $I_x$  вычисляются без учета влияния стенки при работе балки на поперечный изгиб.

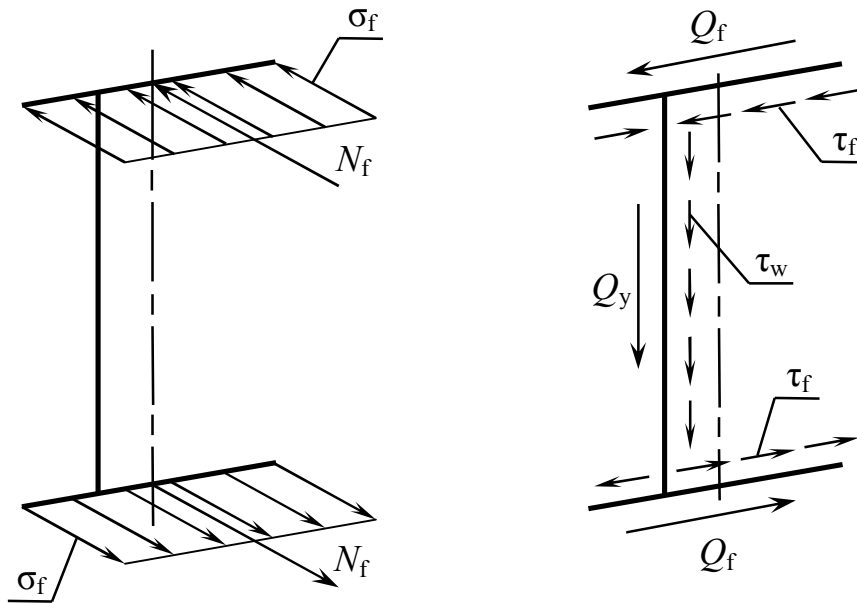


Рис. 2.4. Нормальные, касательные напряжения и результирующие усилия в двутавровой балке с гофрированной стенкой

## 2.1. Распределение нормальных напряжений в гофрированной стенке балки

На рисунке 2.5 изображено поперечное сечение балки с гофрированной стенкой и обозначены основные геометрические параметры: 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  $h$ .

При более точном решении задачи о распределении напряжений гофрированную стенку заменяют эквивалентной ей по жесткости анизотропной пластинкой [17, 18]. Толщину  $t_{eq}$  эквивалентной плоской стенки находят из равенства деформации плоской и гофрированной полосок одинаковой ширины, растянутых единичной силой

$$t_{eq} = v \cdot t_w, \quad (2.3)$$

где  $t_w$  – толщина гофрированной стенки;  
 $v$  – коэффициент, определяемый для стенки с гофрами треугольного очертания по формуле

$$v = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f}{a}\right)^2}} \cdot \frac{1}{1 + \left(\frac{f}{a}\right)^2 + (1 - \mu^2) \cdot \left(\frac{f}{t_w}\right)^2}, \quad (2.4)$$

где  $a, f$  – шаг и высота гофров, см;  
 $\mu$  – коэффициент Пуассона, принятый равным 0,3.

Это решение также не соответствует действительной работе балки, так как не учитывает влияние поясов на поперечные деформации гофрированной стенки, вследствие чего занижаются ее несущая способность и жесткость.

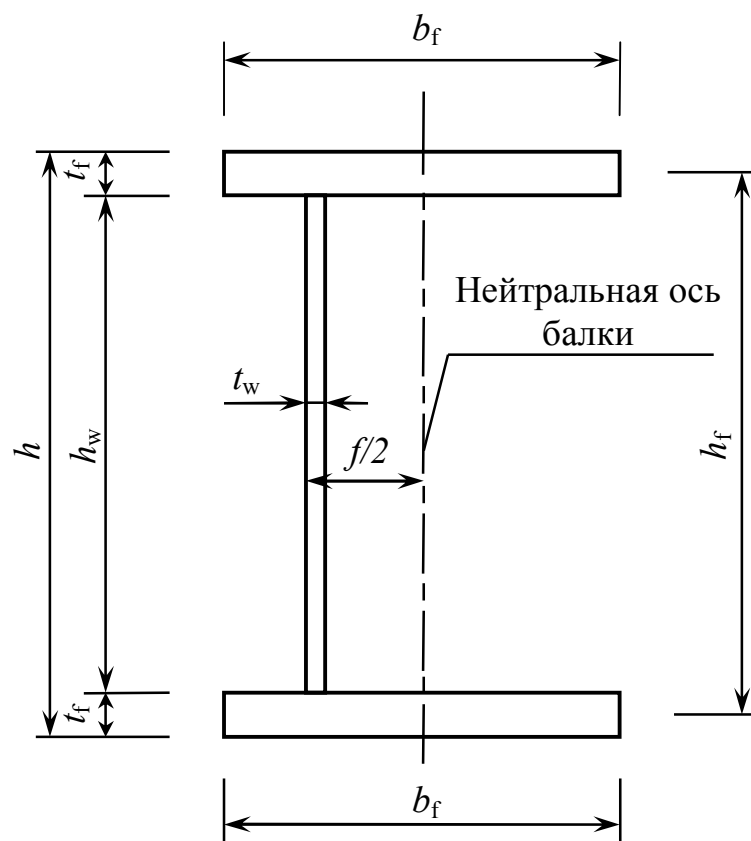


Рис. 2.5. Поперечное сечение балки с гофрированной стенкой

В действительности приварка гофрированной стенки к поясу балки стесняет ее поперечные деформации, поэтому стенка в месте контакта с поясом работает аналогично плоской той же толщины  $t_w$ . По мере удаления от пояса к оси балки защемляющее влияние пояса на работу гофрированной стенки быстро уменьшается и на некотором расстоянии  $ch_w$  ( $h_w$  – высота гофрированной стенки) исчезает совсем [13, 28, 33-36].

Если допустить, что гипотеза плоских сечений справедлива для балки с вертикально гофрированной стенкой, тогда эту стенку можно заменить эквивалентной ей по работе плоской стенкой с переменной по высоте толщиной.

Исследования Острикова Г.М., Максимова Ю.С., Долинского В.В. [28] показали, что для практических расчетов можно принять, что на участках, примыкающих к поясам балки высотой  $ch_w$ , толщина эквивалентной плоской стенки  $t_y$  изменяется от  $t_{eq}$  до  $t_w$  по закону квадратной параболы (рис. 2.6)

$$t_y = t_{eq} + \frac{t_w - t_{eq}}{(ch_w)^2} \cdot y^2 = t_w \left( v + \frac{1-v}{(ch_w)^2} \cdot y^2 \right). \quad (2.5)$$

Коэффициент  $c$  определяется по эмпирической формуле

$$c = \frac{a}{h_w \sqrt{f}}, \quad (2.6)$$

причем  $a$ ,  $h_w$  и  $f$  – следует подставлять в формулу в см.

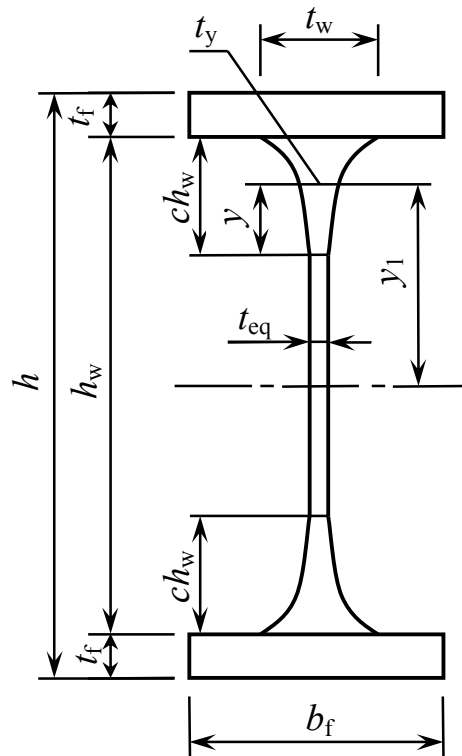


Рис. 2.6. Поперечное сечение балки с плоской стенкой переменной толщины

Исследования [28, 33] позволили выявить влияние параметров гофров – длины  $a$  и высоты  $f$  на степень участия гофрированной стенки в восприятии изгибающего момента в сравнении с плоской стенкой той же толщины. Доля изгибающего момента, воспринимаемого гофриро-

ванной стенкой в сравнении с плоской, учитывается введением коэффициента  $\beta$ , который определяется по формуле

$$\beta = \nu + 2c \cdot (1 - \nu) \cdot (1 - c + 0,4c^2), \quad (2.7)$$

где  $\beta$  – коэффициент, показывающий отношение моментов инерции гофрированной и плоской стенок одинаковой толщины.

Учитывая, что работа на изгиб балки с гофрированной стенкой эквивалентна работе балки с плоской стенкой переменной толщины (см. рис. 2.6), ее момент инерции можно определить следующим образом:

$$\begin{aligned} I_c &= \frac{A_f h_f^2}{2} + \frac{t_{eq} h_w^3}{12} + 2 \int_0^{ch_w} (t_y - t_{eq}) \cdot (0,5h_w + ch_w + y)^2 dy = \\ &= \frac{A_f h_f^2}{2} + \beta \cdot \frac{t_w h_w^3}{12}, \end{aligned} \quad (2.8)$$

где  $A_f$  – площадь сечения пояса балки,  $\text{см}^2$ ;

$h_f$  – расстояние между центрами тяжести поясов,  $\text{см}$ ;

С учетом (2.1) нормальные напряжения в гофрированной стенке можно вычислить по формуле

$$\sigma_w = \frac{M_x}{I_c} \cdot y_1 \cdot \frac{t_y}{t_w}, \quad (2.9)$$

где  $\sigma_w$  – нормальные напряжения в гофрированной стенке балки;

$y_1$  – расстояние от нейтральной оси сечения до рассматриваемого волокна.

## 2.2. Распределение касательных напряжений в гофрированной стенке балки

Если изгибающий момент  $M_x$  возникающий в сечении балки с гофрированной стенкой воспринимается практически полностью поясами (рис. 2.7), то перерезывающая сила  $Q_y$  воспринимается сечением гофрированной стенки. Согласно экспериментальным исследованиям [2, 12, 13, 28, 31-33, 65, 66, 74-76, 95, 124, 125] и расчетам МКЭ [4, 42, 43, 46, 68, 78, 88] распределение касательных напряжений по высоте стенки носит равномерный характер (рис. 2.7) и практически не зависит от параметров гофров, поэтому касательные напряжения в стенке можно определить по формуле

$$\tau_w = \tau_{\max} = \frac{Q_y}{h_w t_w}, \quad (2.10)$$

ГДЕ  $\tau_{\max}$  – максимальные касательные напряжения в стенке балки от расчетной нагрузки;

$h_w$  – полная высота гофрированной стенки;

$t_w$  – толщина гофрированной стенки.

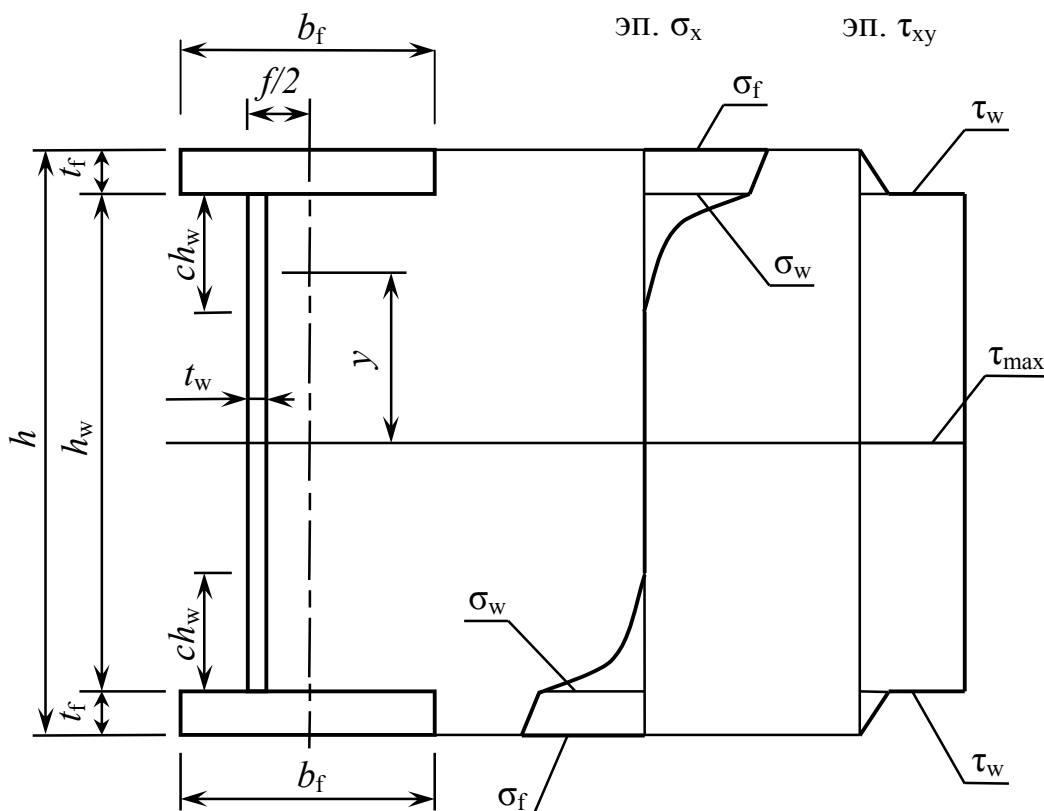


Рис. 2.7. Распределение нормальных и касательных напряжений в сечении балки с гофрированной стенкой при изгибе

### 2.3. Проверка прочности балки, работающей в пределах упругих деформаций

Для проверки прочности изгибаемых элементов, работающих в пределах упругих деформаций, в соответствии с основным неравенством первого предельного состояния необходимо, чтобы максимальные нормальные и касательные напряжения в балке от расчетной нагрузки не превосходили соответствующих расчетных сопротивлений:



$$\sigma_{\max} \leq R_y \gamma_c, \quad (2.11)$$

$$\tau_{\max} \leq R_s \gamma_c, \quad (2.12)$$

где  $R_y$  – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести;  
 $R_s$  – расчетное сопротивление стали сдвигу;  
 $\gamma_c$  – коэффициент условий работы согласно СНиП II-23-81\* [51].

Как показано выше в балках двутаврового сечения с тонкими поперечно-гофрированными стенками при поперечном изгибе происходит разделение функций работы элементов – пояса воспринимают изгибающий момент, стенка практически только поперечную силу.

Поэтому в СНиП РК 5.04-23-2002 [52] проверку прочности таких балок рекомендуется выполнять по формулам

$$\sigma_{\max} = \frac{M_x}{A_f h_f} \leq R_y \gamma_c, \quad (2.13)$$

$$\tau_{\max} = \frac{Q_y}{h_w \cdot t_w} \leq R_s \gamma_c \gamma_{wc}, \quad (2.14)$$

где  $\gamma_{wc} = 0,9$  – коэффициент условий работы поперечно-гофрированной стенки на срез, учитывающий возможное развитие пластических деформаций в продольных краях гофрированной стенки балки.

#### **2.4. Проверка прочности балки с учетом развития пластических деформаций в поясах балки**

В изгибаемых элементах в отличие от центрально растянутых (сжатых) стержней появление фибровой текучести не приводит к исчерпанию несущей способности, так как в глубине сечения значения напряжений меньше предела текучести и, следовательно, стержень будет оказывать сопротивление при дальнейшем росте нагрузки.

В стальных балках двутаврового сечения с плоской стенкой повышение несущей способности при развитии пластических деформаций достигается за счет увеличения нормальных напряжений в стенке. Учитывая, что поперечно-гофрированные стенки двутавровых балок практически не воспринимают изгибающий момент, то при статической нагрузке увеличение их несущей способности не произойдет.

Поэтому двутавры с поперечно-гофрированной стенкой следует рассчитывать только в упругой стадии [52, 53].

При кратковременной знакопеременной нагрузке с очень редкой повторяемостью (например, сейсмической) двутавры с поперечно-гофрированной стенкой допускается рассчитывать на поперечный изгиб с учетом развития ограниченных пластических деформаций в поясах, принимая в качестве расчетного увеличенный предел текучести стали, т.е.

$$\sigma_{\max}^{\text{pl}} = \frac{M_x}{A_f h_f} \leq (1,2..1,4) \cdot R_y \gamma_c, \quad (2.15)$$

где  $\sigma_{\max}^{\text{pl}}$  – нормальные напряжения в поясах балки с гофрированной стенкой с учетом развития ограниченных пластических деформаций в поясах.

Поперечно-гофрированные стенки балок двутаврового сечения рассчитываются на прочность и устойчивость только в упругой стадии.

## 2.5. Проверка местной устойчивости сжатого пояса балки

Под действием сжимающих нормальных напряжений свободный край пояса балки может волнообразно выпучиться из своей плоскости (потеря местной устойчивости пояса). Сжатый пояс балки с гофрированной стенкой чаще теряет устойчивость на участках, примыкающих к вершинам гофров (рис. 2.8), так как здесь свес пояса  $b_{\text{ef}}$  максимальный [5, 38, 42, 43, 46, 57, 58, 65, 67, 76, 77, 92, 95, 100, 117-119].

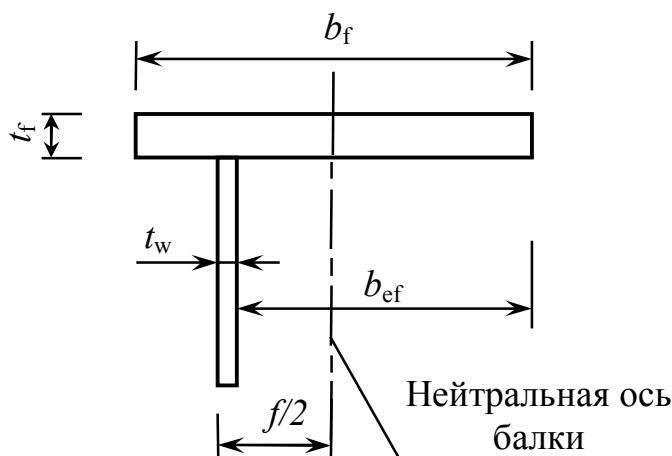


Рис. 2.8. Свес сжатого пояса балки с гофрированной стенкой

В случае балки с плоской стенкой проверка местной устойчивости сжатого пояса балки согласно СНиП II-23-81\* [51] осуществляется по формуле

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq \left[ \frac{b_{ef}}{t_f} \right] \quad (2.16)$$

где  $\left[ \frac{b_{ef}}{t_f} \right]$  – предельно допустимое значение отношения свободного свеса сжатого пояса балки к его толщине, принимаемое по табл. 30 СНиП II-23-81\* [51].

У балки с гофрированной стенкой свес пояса непостоянен по длине балки: в вершине гофра свес пояса можно определить с одной стороны  $b_{ef} = 0,5 \cdot b_f - 0,5 \cdot f$ , с другой стороны  $b_{ef} = 0,5 \cdot b_f + 0,5 \cdot f$ , в месте, где гофрированная стенка пересекает нейтральную ось балки  $b_{ef} = 0,5 \cdot b_f$ , на остальных участках балки свес пояса принимает какое-то промежуточное значение, между этими величинами. Существует несколько мнений, какое значение свободного свеса следует принимать при проверке местной устойчивости сжатого пояса балки с гофрированной стенкой.

В 1997 г. Johnson R.P. и Cafolla J. в работе [92] в результате численных расчетов МКЭ и натурных испытаний моделей балок с трапециевидно гофрированной стенкой приходят к выводу, что свес пояса в случае балки с гофрированной стенкой при проверке местной устойчивости пояса следует определять по формулам

$$\begin{aligned} b_{ef} &= 0,5 \cdot b_f && \text{если } R \leq 0,14, \\ b_{ef} &= 0,5 \cdot b_f + 0,5 \cdot f && \text{если } R > 0,14, \end{aligned}$$

где  $R = \frac{f}{2 \cdot b_f}$  – в случае балки с треугольно гофрированной стенкой.

В 2005 г. Sayed-Ahmed E.Y. в работе [118] в результате численных расчетов моделей балок с трапециевидно гофрированной стенкой МКЭ делает вывод, что при проверке местной устойчивости сжатого пояса балки с гофрированной стенкой свободный свес пояса можно во всех случаях принимать по формуле

$$b_{ef} = 0,5 \cdot b_f + 0,5 \cdot f .$$

В СНиП РК [52] при проверке местной устойчивости сжатого пояса балки с треугольно гофрированной стенкой рекомендуется принимать величину свеса пояса по формуле

$$b_{ef} = 0,5 \cdot b_f + 0,35 \cdot f .$$

Таким образом, согласно СНиП РК [52] проверка устойчивости сжатого пояса балки с гофрированной стенкой должна выполняться по формуле (2.16).

В 1972 г. Степаненко А.Н. в работе [57] по результатам натуральных испытаний моделей балок с волнисто гофрированной стенкой дает рекомендации о том, что для обеспечения устойчивости сжатого пояса балки с волнисто гофрированной стенкой должны выполняться следующие условия:

$$\text{в зоне чистого изгиба} - \frac{(0,5b_f + f)}{t_f} \leq 0,95 \cdot \sqrt{\frac{k_1 E}{R_y}}, \quad (2.17)$$

$$\text{в зоне поперечного изгиба} - \frac{0,5b_f}{t_f} \leq 0,82 \cdot \sqrt{\frac{k_2 E}{R_y}}, \quad (2.18)$$

$$\text{где } k_1 = 0,0645 \cdot \left( \frac{b_f + 2f}{a} \right)^2 + 0,427, \quad (2.19)$$

$$k_2 = \left( \frac{b_f}{4a} \right)^2 + 0,456. \quad (2.20)$$

## 2.6. Проверка местных нормальных напряжений в стенке

В местах приложения нагрузки к верхнему поясу, а также в опорных сечениях балки, не укрепленных ребрами жесткости, следует проверять местные нормальные напряжения  $\sigma_{loc}$  по формуле

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w \cdot l_{loc}} \leq R_y \gamma_c, \quad (2.21)$$

$$l_{loc} = b + 2t_f, \quad (2.22)$$

где  $F$  – расчетное значение нагрузки (приложенной силы);

$l_{loc}$  – условная длина распределения нагрузки, определяемая в зависимости от условий опирания по рис. 2.9

$b$  – ширина зоны передачи нагрузки;

$t_f$  – толщина верхнего пояса балки.

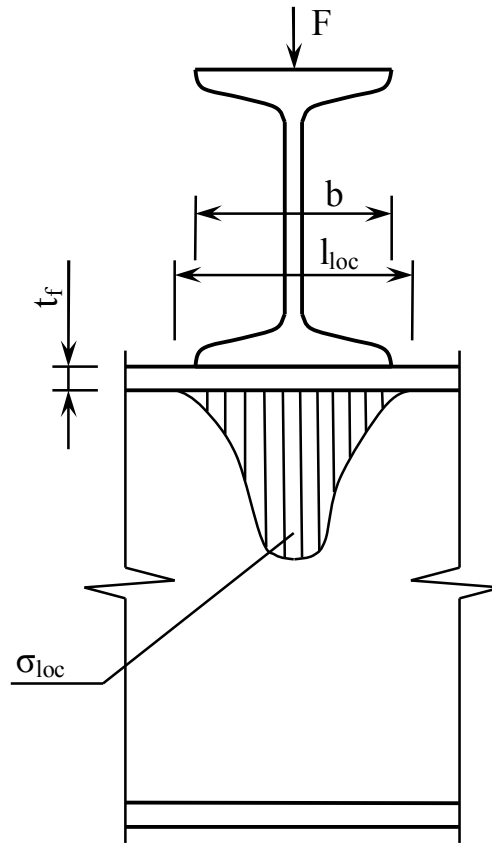


Рис. 2.9. Распределение местных нормальных напряжений по высоте гофрированной стенки

## 2.7. Проверка интенсивности напряжений в стенке

В балках, рассчитываемых в пределах упругих деформаций, необходимо проверять прочность стенки при сложном напряженном состоянии путем определения обобщенного напряжения (интенсивности напряжений) на основе энергетической теории прочности по формуле

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15R_y \gamma_c, \quad (2.23)$$

где  $\sigma_x$  – нормальные напряжения в срединной плоскости стенки, параллельные оси балки;

$\sigma_y$  – то же, перпендикулярные оси балки, в том числе  $\sigma_{loc}$ , определяемые по формуле (2.21);

$\tau_{xy}$  – касательные напряжения, вычисляемые по формуле (2.10).

Напряжения  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$ , принимаемые в выражении (2.23) со своими знаками, а также  $\tau_{xy}$  следует определять в одной и той же точке балки.

Указанный расчет необходимо выполнять в первую очередь для проверки стенок двутавровых балок в месте соединения стенки с верх-

ним поясом. При этом в стенках разрезных балок напряжения  $\sigma_x$  и  $\sigma_y$  обычно имеют одинаковые знаки, в то время как в сечениях у опор неразрезных балок эти напряжения могут иметь разные знаки, что необходимо учитывать при пользовании формулой (2.23).

Обобщенное напряжение сравнивается с расчетным сопротивлением, увеличенным на 15%, что предполагает развитие локальных неупругих деформаций в стенке.

При проверке прочности поперечно-гофрированной стенки двутавровой балки на обобщенные напряжения по формуле (2.23) необходимо учитывать только касательные  $\tau_{xy}$  и локальные нормальные напряжения  $\sigma_{loc}$  от сосредоточенной нагрузки.

Тогда, для гофрированной стенки условие (2.23) примет вид

$$\sqrt{\sigma_{loc}^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq 1,15R_y\gamma_c, \quad (2.24)$$

где  $\sigma_{loc}$  – местные нормальные напряжения в стенке балки, определяемые по формуле (2.21);

$\tau_{xy}$  – касательные напряжения в стенке балки, вычисляемые по формуле (2.12).

## 2.8. Проверка устойчивости гофрированной стенки

В гофрированной стенке балки значительные нормальные напряжения возникают в ограниченных зонах, примыкающих к поясам, поэтому можно с достаточной степенью надежности определить ее устойчивость только от сдвигающих усилий.

Экспериментальные исследования [3, 5, 13, 27, 31, 58] показали, что качественная картина потери устойчивости стенки с гофрами треугольного очертания аналогична качественной картине потери устойчивости плоской стенки балки, часто подкрепленной поперечными ребрами жесткости. В том и в другом случае может произойти либо потеря местной устойчивости плоскости гофра (что аналогично потере устойчивости плоской стенки между ребрами жесткости), либо вся гофрированная стенка потеряет устойчивость с характерным продавливанием вершин гофров (что аналогично потере устойчивости ребра жесткости в балке с плоской стенкой).

Такая аналогия позволила применить известную методику [1, 7, 8, 11, 59] к расчету на устойчивость стенок с гофрами треугольного очертания.

Таким образом, для гофрированных стенок балок необходимо проверять как местную устойчивость плоского гофра, так и общую устойчивость всей гофрированной стенки.

## 2.9. Проверка местной устойчивости гофрированной стенки

Гофрированная стенка работает как ряд плоских пластинок, которые поддерживают друг друга вдоль длинных сторон. Плоские пластинки опираются на пояса своими горизонтальными (короткими) сторонами). Местная потеря устойчивости гофра связана с потерей устойчивости одиночной пластинки, опертой на уровне поясов, под действием касательных напряжений.

Пояса оказывают защемляющее воздействие на края стенки, причем можно считать, что стенка шарнирно оперта по периметру в случае сварной балки со стальными поясами и жестко защемлена, если пояса балки выполнены из железобетона [69, 74, 79, 88, 90, 93, 102, 104-106, 117-119, 125, 127, 128].

Из условия стационарности потенциальной энергии [53] выражение для упругих критических касательных напряжений может быть получено [59, 117-119] в виде

$$\tau_{cr,1} = k_s \cdot \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \cdot \left( \frac{t_w}{b_w} \right)^2, \quad (2.25)$$

где  $b_w$  – ширина панели гофра;

$E$  и  $\nu$  – модуль упругости и коэффициент Пуассона для стали;

$k_s$  – коэффициент, зависящий от соотношения  $b_w/h_w$  и граничных условий вдоль коротких сторон пластинки.

Коэффициент  $k_s$  может быть определен так:

$$k_s = 5,34 + 2,31 \cdot \frac{b_w}{h_w} - 3,44 \cdot \left( \frac{b_w}{h_w} \right)^2 + 8,39 \cdot \left( \frac{b_w}{h_w} \right)^3; \quad (2.26)$$

$$k_s = 8,98 + 5,6 \cdot \left( \frac{b_w}{h_w} \right)^2; \quad (2.27)$$

$$k_s = 5,34 + 4,0 \cdot \left( \frac{b_w}{h_w} \right)^2. \quad (2.28)$$

Первое соотношение (2.26) применимо, когда вдоль длинных сторон пластинка свободно оперта, а по коротким сторонам жестко защем-

лена в поясах (типичный случай для балки с железобетонными поясами). Второе – (2.27) описывает случай, когда пластинка по всем сторонам жестко закреплена. Третье выражение (2.28) справедливо в случае, когда пластинка свободно оперта по всем сторонам (случай балки с поясами из стали).

В СНиП РК 5.04-23-2002 [52] для гофров с треугольным очертанием направляющей критические касательные напряжения местной потери устойчивости панели гофра рекомендуется определять по формуле

$$\tau_{p,cr} = \frac{1,12 \cdot C_{p,cr} \cdot R_s}{\bar{\lambda}_c^2}, \quad (2.29)$$

где  $C_{p,cr}$  – коэффициент принимаемый по табл. 2.1 в зависимости от отношения высоты стенки и ширины панели гофра ( $h_w/b_w$ ) [52,53];

$$\bar{\lambda}_c = \frac{b_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} - \text{условная гибкость панели гофра.}$$

Таблица 2.1

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

Можно показать, что формулы (2.25) и (2.29) идентичны. Коэффициент  $C_{p,cr}$  близок коэффициенту  $k_s$  определенному по формуле (2.28) для случая балки с поясами из стали.

Расчет на местную устойчивость панели гофра стенок балок симметричного сечения при отсутствии локального напряжения ( $\sigma_{loc}=0$ ) следует производить по формуле

$$\frac{\tau_{max}}{\tau_{p,cr}} \leq \gamma_c, \quad (2.30)$$

где  $\tau_{p,cr}$  – критические касательные напряжения местной потери устойчивости панели гофра;

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы согласно СНиП II-23-81\* [51].

Расчет на местную устойчивость панели гофра стенок балок симметричного сечения при наличии локального напряжения ( $\sigma_{loc} \neq 0$ ) следует производить по формуле



$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{\text{loc}}}{\sigma_{\text{loc,cr}}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{\text{max}}}{\tau_{\text{p,cr}}}\right)^2} \leq \gamma_c, \quad (2.31)$$

где  $\tau_{\text{p,cr}}$  – критические касательные напряжения местной потери устойчивости панели гофра, вычисленные по формуле (2.29) или (2.25);  $\sigma_{\text{loc,cr}}$  – критические нормальные локальные напряжения в гофрированной стенке при действии сосредоточенной нагрузки, определяемые по формуле

$$\sigma_{\text{loc,cr}} = \frac{0,8 \cdot C_1 \cdot R_y}{\bar{\lambda}_c^2}, \quad (2.32)$$

где  $\bar{\lambda}_c = \frac{b_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$  – условная гибкость панели гофра;

$C_1$  – коэффициент принимаемый для сварных балок с гофрированной стенкой по табл. 2.2 в зависимости от отношения  $\frac{b_w}{h_w}$  и значения  $\delta$ , вычисленного по формуле

$$\delta = 0,8 \cdot \frac{b_f}{h_w} \left(\frac{t_f}{t_w}\right)^3. \quad (2.33)$$

Таблица 2.2

$\delta$	$b_w/h_w$				
	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
$\geq 6$	7,69	8,67	9,77	11,02	12,40

## 2.10. Проверка общей устойчивости гофрированной стенки

Общая потеря устойчивости проявляется в виде диагонального выпучивания нескольких панелей гофров. Такая форма потери устойчивости характерна для случаев плотного расположения гофров и малой высоты гофров  $f$ .

Для гофров с треугольным очертанием направляющей критические касательные напряжения общей потери устойчивости гофрированной стенки были получены в работах [31, 33, 39] с использованием решения М. Стейна и Р. Фралиха для бесконечно длинных пластинок, подкрепленных часто расположенными ребрами жесткости [8]. Представляя гофрированную стенку балки как свободно опертую пластинку бесконечной длины, подкрепленную поперечными ребрами жесткости, установленными друг от друга на расстоянии равном шагу гофров  $a$ , можно определить критические сдвигающие напряжения по формуле

$$\tau_{o,cr} = \frac{\pi^2 E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{h}\right)^2 \cdot \frac{C_{o,cr}}{1,4} = \frac{1,12 \cdot C_{o,cr} \cdot R_s}{\bar{\lambda}_w^2}, \quad (2.34)$$

где  $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$  – условная гибкость гофрированной стенки;

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

мый в зависимости от соотношения параметров гофров ( $b_w$  и  $f$ );

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

$$\gamma = 0,91 \cdot \left(\frac{f}{t_w}\right)^2 - \text{отношение погонной жесткости гофрированной}$$

стенки с гофрами треугольного очертания к цилиндрической жесткости плоской стенки той же толщины.

При  $\gamma > 4(7\alpha^2 - 5)$  значения коэффициента  $C_{o,cr}$  не зависит от  $\gamma$ , т.е. устойчивость стенки определяется местной устойчивостью плоского гофра и критические касательные напряжения для определения устойчивости гофрированной стенки следует определять только по формуле (2.29).

Параметры гофров являются оптимальными, если критические касательные напряжения при потере местной  $\tau_{p,cr}$  и общей  $\tau_{o,cr}$  устойчивости стенки одинаковы, однако потеря местной устойчивости гофра может ускорить потерю устойчивости всей стенки, поэтому параметры гофров должны быть подобраны таким образом, чтобы  $\tau_{p,cr} > \tau_{o,cr}$ .

Представляя гофрированную стенку как ортотропную пластинку с толщиной равной высоте гофров  $f$ , в работах [65, 74, 75, 101, 104, 117-

119] получено следующее выражение для критических касательных напряжений в случае общей потери устойчивости

$$\tau_{cr,g} = k_g \cdot \frac{(D_y D_x^3)^{1/4}}{h_w^2 t_w}, \quad (2.35)$$

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

Для треугольного профиля гофрирования

$$D_y = \left( \frac{a}{b_w} \right) \cdot \left( \frac{Et_w^3}{12} \right), \quad (2.36)$$

$$D_x = \left( \frac{b_w}{a} \right) \cdot \left( \frac{Et_w \cdot f^2}{12} \right). \quad (2.37)$$

Коэффициент  $k_g$ , зависящий от граничных условий на верхней и нижней гранях стенки, равен 36 в случае шарнирного опирания и 68,4 для жестко защемленных стенок. Только железобетонные пояса могут обеспечить полное защемление стенки, поэтому  $k_g = 36$  используется во всех случаях, и только в случае, если оба пояса балки из железобетона, применяется коэффициент  $k_g = 68,4$  [117]. В работе [67] рекомендуется и в случае, когда оба пояса выполнены из железобетона, принимать  $k_g = 60,4$ .

Расчет на общую устойчивость поперечно-гофрированной стенки балок симметричного сечения при отсутствии локального напряжения ( $\sigma_{loc}=0$ ) следует выполнять [52, 53] по формуле

$$\frac{\tau_{max}}{\tau_{o,cr}} \leq \gamma_c, \quad (2.38)$$

где  $\tau_{o,cr}$  – критические касательные напряжения общей потери устойчивости гофрированной стенки, вычисленные по формуле (2.34) или (2.35).

Расчет на общую устойчивость поперечно-гофрированной стенки балок симметричного сечения при наличии локального напряжения ( $\sigma_{loc} \neq 0$ ) следует выполнять [45, 46] по формуле

$$\sqrt{\left( \frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{y,cr}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_{max}}{\tau_{o,cr}} \right)^2} \leq \gamma_c, \quad (2.39)$$

где  $\tau_{0,cr}$  – критические касательные напряжения общей потери устойчивости гофрированной стенки, вычисленные по формуле (2.34) или (2.35);

$\sigma_{y,cr} = \varphi \cdot R_y \leq \sigma_{loc,cr}$  – критические нормальные напряжения общей потери устойчивости гофрированной стенки, рассчитанной на продольный изгиб из плоскости, как условной стойки, нагруженной сосредоточенной силой  $F$ ;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый [51-53] для гибкости условной стойки, вычисленной по формуле  $\lambda = 2,5 \cdot \frac{h_w}{f}$ .

В случаях, когда  $\sigma_{y,cr} > \sigma_{loc,cr}$  при проверке общей устойчивости гофрированной стенки по формуле (2.39), следует принимать  $\sigma_{y,cr} = \sigma_{loc,cr}$ .

При проверке устойчивости гофрированной стенки по формулам (2.31) и (2.39) должно соблюдаться следующее условие:

– отношение действующих локальных напряжений  $\sigma_{loc}$  к критическим напряжениям местной потери устойчивости панели гофра  $\sigma_{loc,cr}$  не должно превышать величины, вычисленной по формуле

$$\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc,cr}} \leq 0,75 \cdot \gamma_c, \quad (2.40)$$

причем величина эксцентриситета, с которым передается сосредоточенная нагрузка от вышележащего элемента, относительно продольной оси балки не должна превышать  $0,25 \cdot f$ .

## 2.11. Проверка балок на жесткость

Согласно [27, 52, 53] прогиб балок с гофрированной стенкой рекомендуется вычислять с учетом влияния поперечных сил. Таким образом, для однопролетной балки свободно опертой по концам и нагруженной равномерно распределенной нагрузкой  $q$  максимальный прогиб в середине пролета

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{EI} + \frac{\alpha}{GA} \cdot \frac{ql^2}{8}, \quad (2.41)$$

где  $E = 206000$  МПа – модуль упругости стали при растяжении;  
 $G = 78000$  МПа – модуль упругости стали при сдвиге;

$\alpha$  – численный коэффициент, на который нужно умножить средние касательные напряжения, чтобы получить касательные напряжения в центре тяжести поперечного сечения [60].

Допуская, что весь изгибающий момент в балке с гофрированной стенкой воспринимается только поясами, а стенка воспринимает только касательные напряжения, которые постоянны по ее высоте, можно выразить

$$EI = E \cdot 2b_f t_f \cdot \left(\frac{h_f}{2}\right)^2 = E \cdot \frac{b_f t_f h_f^2}{2}; \quad GA = G \cdot h_w t_w; \quad \alpha = 1.$$

Проверка на жесткость балок с гофрированной стенкой производится обычным образом

$$\frac{f}{l} \leq \left[ \frac{f}{l} \right], \quad (2.43)$$

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

$\left[ \frac{f}{l} \right]$  – предельно допустимый прогиб балки, принимаемый по СНиП 2.01.07-85\* [50].

### **3. КОНЦЕНТРАЦИЯ НАПРЯЖЕНИЙ ВБЛИЗИ КРУГОВЫХ ОТВЕРСТИЙ В ГОФРИРОВАННЫХ СТЕНКАХ БАЛОК**

#### **3.1. Основные теоретические положения**

В настоящее время в строительной практике БГС используются в качестве балок перекрытий в многоэтажных жилых домах, большепролетных балок покрытия в промышленных зданиях, элементов купольных конструкций в административных зданиях [15,16, 21, 23, 34-36, 40, 42-45]. В покрытиях промышленных и в каркасах гражданских зданий по эксплуатационным причинам требуется прокладка систем вентиляции, отопления, водопровода и других трубопроводов, для чего необходимо выполнять отверстия в гофрированных стенках балок.

На рисунках 3.1 и 3.2 приведены фотографии реальных конструкций с отверстиями в гофрированных стенках.



Рис. 3.1. Покрытие цеха в виде стропильных балок с гофрированной стенкой. Для пропуска систем вентиляции в стенках балок выполнены отверстия.

Фото предоставлено Максимовым Ю.С.



Рис. 3.2. Балка перекрытия многоэтажного жилого здания в г. Алматы, Казахстан. Для пропуска коммуникаций в стенке балки выполнены отверстия.

Маленькие отверстия прожигаются или просверливаются. По возможности это должно выполняться на заводе, но может производиться и на строительной площадке. Отверстие ослабляет стенку, а большие отверстия могут настолько ее ослабить, что для восприятия поперечных сил возникнет необходимость в усилении стенки или установке дополнительных ребер жесткости.

Большие отверстия значительно ослабляют несущую способность стенки на срез вследствие того, что уменьшается поперечное сечение стенки, но, тем не менее, их влияние на несущую способность стенки при изгибе не столь существенно. Поэтому относительно крупные отверстия лучше располагать в тех участках стенки, где не действуют значительные поперечные силы. Иными словами, достаточно большие отверстия в стенках балок лучше выполнять ближе к середине балки, так как здесь, как правило, имеют место меньшие поперечные силы, чем вблизи опор балки.

На рисунке 3.3. приведены различные варианты выполнения отверстий и их усиления.

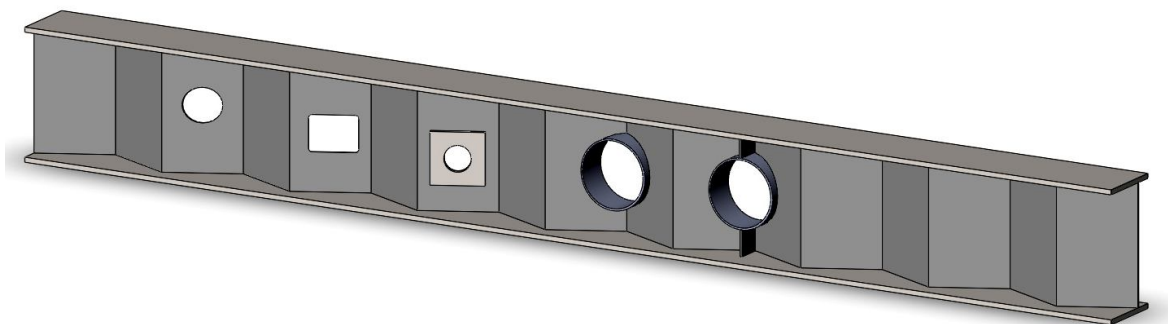


Рис. 3.3. Способы выполнения отверстий в стенках балок и варианты их усиления

Передача поперечной силы через стенку балки осуществляется по так называемому принципу Виренделя или четырехугольного изгиба [70, 73, 83, 97, 98, 120], что приводит к сложному взаимодействию сил на краях отверстия.

Влияние больших или близко расположенных отверстий на несущую способность балки неоднозначное и зависит от ряда факторов:

- положения отверстия в зоне с большой перерезывающей силой или с большим изгибающим моментом;
- формы отверстия (круглое, прямоугольное);
- расстояния между отверстиями;
- положения центра отверстия по высоте стенки;
- симметричности сечения балки;
- гибкости стенки.

При изгибе балки, стенка которой ослаблена отверстием, около отверстия возникает зона концентрации напряжений, причем наибольшие напряжения могут в несколько раз превышать так называемые «средние напряжения», что может привести к разрушению конструкции.

В связи с этим для некоторых случаев концентрации напряжений были получены строгие решения двумерных задач теории упругости и определены коэффициенты концентрации напряжений [20, 24, 37, 41, 47-49, 55, 56, 113].

Под коэффициентом концентрации напряжений понимают отношение какого-либо компонента тензора напряжений в точке, находящейся в зоне возмущения возле отверстия, к тому же компоненту тензо-



ра напряжений в той же точке пластинки, но без отверстия, находящейся под действием той же системы внешних усилий, что и пластинка с рассматриваемым отверстием. Отсюда следует, что для плоской задачи в каждой точке, вообще говоря, мы имеем три коэффициента концентрации напряжений. Но так как наибольшие напряжения в зоне концентрации возле свободных отверстий находятся на контуре отверстия, то из трех коэффициентов концентрации остается только один, для тангенциальных напряжений  $\sigma_\theta$ , так как по контуру отверстия не прикладывается никаких внешних усилий [20, 41, 47, 113].

Согласно теории упругости распределение напряжений в гомогенном теле, испытывающем плоское напряженно-деформированное состояние, зависит только от геометрических параметров тела и не зависит от характеристик материала [20, 24, 37, 41].

Полученные теоретические решения для коэффициентов концентрации напряжений тем точнее, чем меньше размеры отверстия в сравнении с размерами пластинки. Однако теоретическое решение соответствующих задач для двусвязных областей связано с большими математическими трудностями и допускает, как правило, приближенное решение, поэтому экспериментальные результаты оказываются во многих случаях предпочтительнее. Подавляющее большинство экспериментальных исследований о концентрации напряжений возле отверстий в пластинках выполнено методами фотоупругости и фотоупругих покрытий, в меньшей степени для этой цели применялись методы тензометрии и лаковых покрытий [19, 20, 24, 41, 47, 62, 85, 110, 113]. В последнее время в изучении вопросов концентрации напряжений все более широкое применение находит метод конечных элементов [4, 45, 71, 73, 81-83, 112, 113, 115, 120, 126].

### **3.2. Краткий обзор литературы, посвященной изучению концентрации напряжений вблизи кругового отверстия**

Распределение напряжений около круглого отверстия в пластинке, подвергнутой равномерному растяжению в одном направлении, было исследовано G. Kirsch в 1898 г. [20, 47, 62, 113]. Его решение показывает, что наибольшее напряжение имеет место у контура отверстия (по концам его диаметра, перпендикулярного к направлению приложенной растягивающей силы) и что оно в три раза больше номинального напря-

жения. На этом примере, вероятно впервые, обнаружилось, сколь важным является исследование местных особенностей в распределении напряжений, вызываемых отверстиями. С этого времени задачи о концентрации напряжений стали объектом тщательного теоретического и экспериментального изучения со стороны инженеров.

В 1907 г. Тимошенко С.П. [47, 61, 62], решая задачу о распределении напряжений вблизи кругового отверстия в общем виде, получил выражения для распределения напряжений по контуру кругового отверстия для случая пластинки неограниченных размеров в условиях одноосного растяжения или сжатия, сдвига и чистого изгиба. Им также был рассмотрен случай растяжения пластинки конечных размеров, ослабленной отверстием. Тимошенко С.П. приходит к выводу, что при  $\frac{d}{h_w} \leq 0,25$  вы-

ражения, полученные для пластинки неограниченных размеров, вполне применимы и для случая пластинки конечных размеров.

В 1932 г. R.C. J. Howland, а в 1933 г. R.C. J. Howland и A.C. Stevenson [47, 49, 61, 113] математически получили значения коэффициента концентрации нормальных напряжений при изгибе для случая одиночного круглого отверстия, центр которого совпадает с нейтральной осью балки. Испытания методом фотоупругости, выполненные J.J. Ryan и L.J. Fisher в 1938 г. и M.M. Frocht и M.M. Leven в 1951 г. [61, 113] показали хорошее совпадение с теоретическими результатами R.C. J. Howland и A.C. Stevenson.

В 1937 г. М.Н. Нейманом [56] получены выражения для определения распределения напряжений по краю отверстия в случае балки с круглым отверстием, центр которого расположен произвольно по высоте балки.

Случай чистого изгиба призматической балки с круговым отверстием расположенным произвольно относительно нейтральной оси балки рассмотрен M. Isida в 1952 г. Им же в 1953 г. рассмотрен случай чистого изгиба призматической балки с центрально расположенным эллиптическим отверстием [47, 49, 113].

Случай чистого сдвига неограниченной пластинки, ослабленной эллиптическим отверстием, рассмотрен D.E.R. Godfrey в 1959 г. [49, 113].

Случай растяжения пластинки конечной ширины, ослабленной круговым отверстием рассмотрен Савиным Г.Н. [47]. На основе результатов Н.В. Wilson и R.C.J. Howland Савин Г.Н. получил выражения для

определения напряжений на контуре кругового отверстия в случае пластинки имеющей конечные размеры и сделал вывод, что при ограниченной ширине полосы с увеличением относительного размера отверстия коэффициенты концентрации напряжений значительно увеличиваются.

Так при  $\frac{d}{h_w} = 0,5$  коэффициент концентрации  $k = 4,32$ , тогда как для

пластинки неограниченных размеров  $k = 3,0$ . При рассмотрении этой задачи Савин Г.Н. делает вывод, что для пластинки конечных размеров

при отношении  $\frac{d}{h_w} \leq 0,2$  с достаточной для практических расчетов степе-

нью точности можно пользоваться решениями, полученными для пластинки неограниченных размеров. Кроме того Савин Г.Н. замечает, что данное соотношение справедливо и для чистого изгиба пластинки, ослабленной круговым отверстием.

Задача о распространении напряжений в изотропной полосе конечной ширины, ослабленной круговым отверстием в условиях чистого сдвига, решена С.К. Wang [47, 113].

Значения коэффициентов концентрации вблизи эллиптического отверстия в случае чистого сдвига получены W.H. Wittrick в 1959 г., а также D.S. Houghton и A. Rothwell в 1961 г [47, 113].

Случай чистого изгиба полосы, ослабленной круговым отверстием, исследован Z. Tuji [47, 49] методом фотоупругости на целлулоидных моделях. Z. Tuji делает вывод, что теоретическое решение в пределах обычной точности оказывается вполне применимым и в случае достаточно большого размера отверстия при  $\frac{d}{h_w} = 0,6$ .

Исследования распределения напряжений в консоли, ослабленной одним или двумя круговыми отверстиями изучены С.П. Шихобаловым [47, 49] методом фотоупругости на моделях из отожденного зеркального стекла. В результате анализа полученных данных С.П. Шихобалов делает вывод, что коэффициент концентрации напряжений на контуре кругового отверстия, центр которого расположен на нейтральной оси балки, равен двум. Кроме того, при соотношении  $\frac{d}{h_w} \leq 0,5$  напряжения

на контуре отверстия можно определять по теоретической формуле, полученной для случая бесконечной пластинки.

Основные теоретические решения задач о концентрации напряжений для отверстий различной формы, в том числе для круговых отверстий, даны в работах Мусхелишвили Н.И. в 1966 г. [37], Савина Г.Н. в 1968 г. [47, 48], Космодамианского А.С. в 1976 г. [20], Мавлютова Р.Р. в 1981 г. [24].

В работе [48] (1971 г.) Савин Г.Н. и Тульчий В.И. приводят точные теоретические решения для задач о концентрации напряжений в случае отверстий, подкрепленных ребрами и накладками различной формы.

Весьма полное собрание сведений о концентрации напряжений приводится в справочнике [49] (1976 г.), а также в книге [113] (1997 г.)

Для некоторых случаев концентрации напряжений, имеющих большое практическое значение, сведения даны в справочниках [41, 55, 56].

В последнее время все больше работ посвящено изучению явления концентрации напряжений при изгибе балок. Подавляющее большинство исследователей для изучения явления концентрации напряжений применяют метод конечных элементов [70, 71, 73, 81-84, 112, 115, 120, 126].

В 1990 г. американским институтом стальных конструкций разработана методика проектирования стальных двутавровых балок, ослабленных отверстиями различной формы [73]. Аналогичные работы проведены и европейским исследовательским фондом чугуна и стали [97, 98].

Несколько работ посвящено изучению вопроса концентрации напряжений вблизи отверстий в гофрированных стенках балок. Из имеющихся необходимо отметить работу J. Lindner и В. Huang [99] (1994 г.), в которой изучалось влияние кругового отверстия на устойчивость трапециевидно гофрированной стенки, и работу A. Romeijn, R. Sarkhosh, H. Ноор [115] (2009 г.), также посвященную вопросу устойчивости трапециевидно гофрированной стенки балки, ослабленной круговым отверстием.

Некоторые рекомендации по проектированию и расчету устойчивости и деформаций балок с гофрированными стенками, ослабленными круговыми отверстиями, приведены в СНиП РК 5.04-23-2002 [52].

### 3.3. Напряженно-деформированное состояние плоской стенки балки при расположении отверстия в зоне чистого изгиба

В 1937 г. М.Н. Нейманом [47] получено решение для балки с круглым отверстием, центр которого расположен произвольно по высоте балки.

В случае чистого изгиба нормальные напряжения на контуре отверстия определяются по формуле

$$\sigma_{\theta} = -\frac{M \cdot r}{I_x} (\sin \theta - \sin 3\theta) - \frac{M}{I_x} \cdot h \cdot (1 - 2 \cos 2\theta), \quad (3.3)$$

где  $\sigma_{\theta}$  – нормальное напряжение в площадке, по касательной к контуру отверстия;

$M$  – изгибающий момент от внешней нагрузки;

$I_x$  – момент инерции сплошного сечения балки относительно нейтральной оси;

$r$  – радиус отверстия;

$\theta$  – полярная координата точки контура (см. рис. 3.4);

$h$  – расстояние от центра отверстия до нейтральной оси балки.

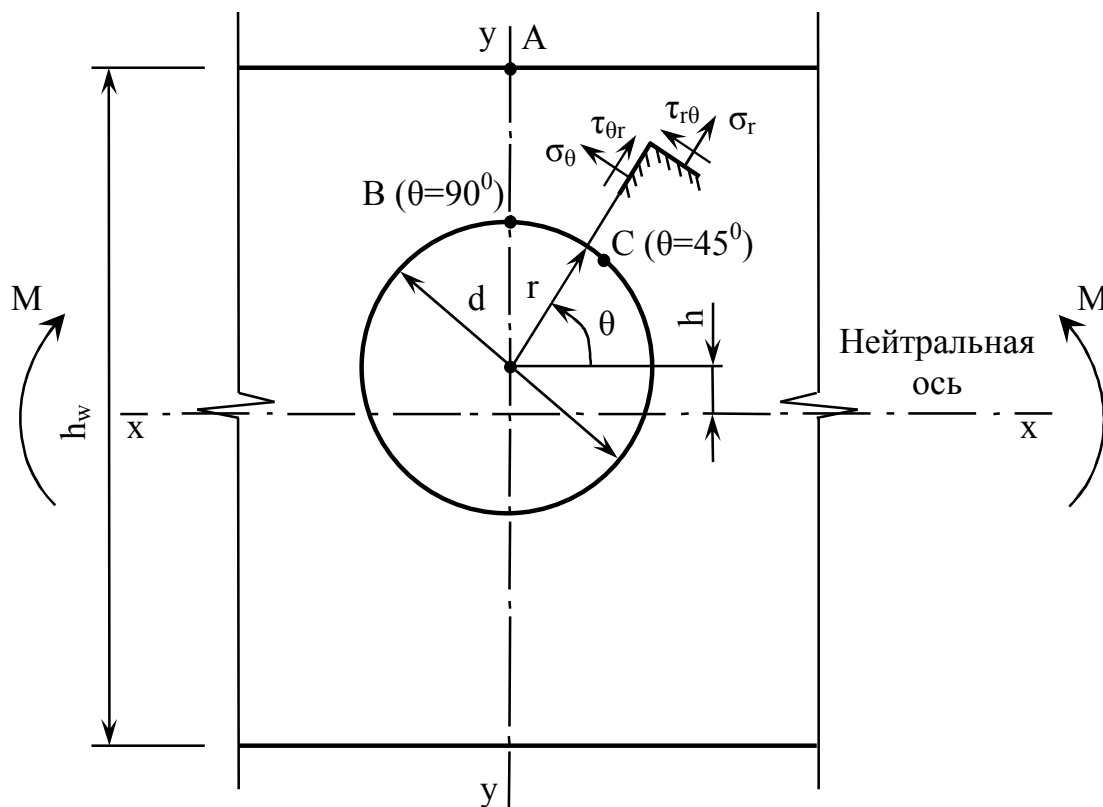


Рис. 3.4. Участок стенки, ослабленный круговым отверстием

Расстояние  $h$  считается положительным, когда центр отверстия расположен в сжатой зоне.

Эта же формула приведена в справочнике [56].

На рисунке 3.5 дано распределение нормальных напряжений  $\sigma_\theta$  по периметру отверстия.

Формула 3.3 выведена для бесконечной полосы прямоугольного сечения, но она может быть, по мнению М.Н. Неймана, применена с достаточной для практических расчетов точностью для балок ограниченных размеров любого сечения. Точность результатов зависит от величины отверстия. Формула для чистого изгиба дает хорошее совпадение с опытными данными, если наиболее близкая к краю балки точка отверстия отстоит от этого края на расстоянии не менее наибольшего радиуса отверстия, то есть, если  $AB \geq r$ .

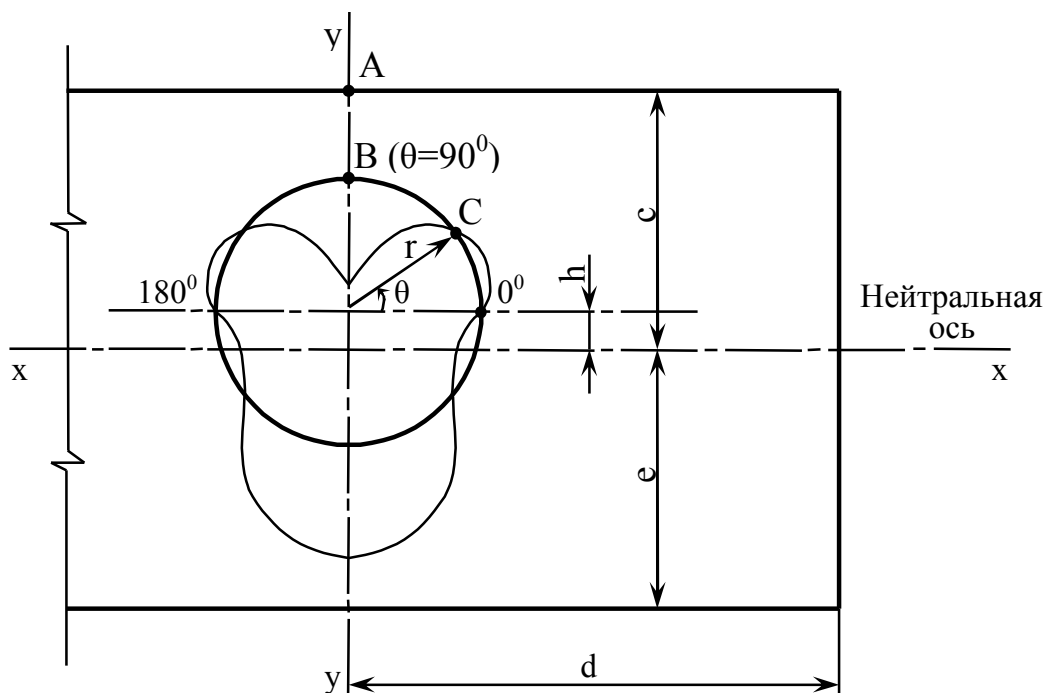


Рис. 3.5. Распределение напряжений  $\sigma_\theta$  по периметру отверстия

В 1933 г. R.C.J. Howland и A.C. Stevenson [47, 49, 61, 113] математически получили значение коэффициента концентрации напряжений в случае одиночного отверстия, расположенного на нейтральной оси балки

$$K_{tg} = \frac{\sigma_{max}}{6M/H^2h}, \quad (3.4)$$

где  $K_{tg}$  – коэффициент концентрации нормальных напряжений (определяется по графику на рис. 3.6);  
 $H$  – высота стенки балки;  
 $h$  – толщина стенки.

На рисунке 3.6 приведены графики изменения коэффициентов концентрации напряжений для случая изгиба балки с круговым отверстием, полученные R.C.J. Howland и A.C. Stevenson [113].

Экспериментальные данные, полученные методом фотоупругости J.J. Ryan и L.J. Fisher в 1938 г. и M.M. Frocht и M.M. Leven в 1951 г. [61,113] хорошо совпадают с теоретическими результатами R.C. J. Howland и A.C. Stevenson.

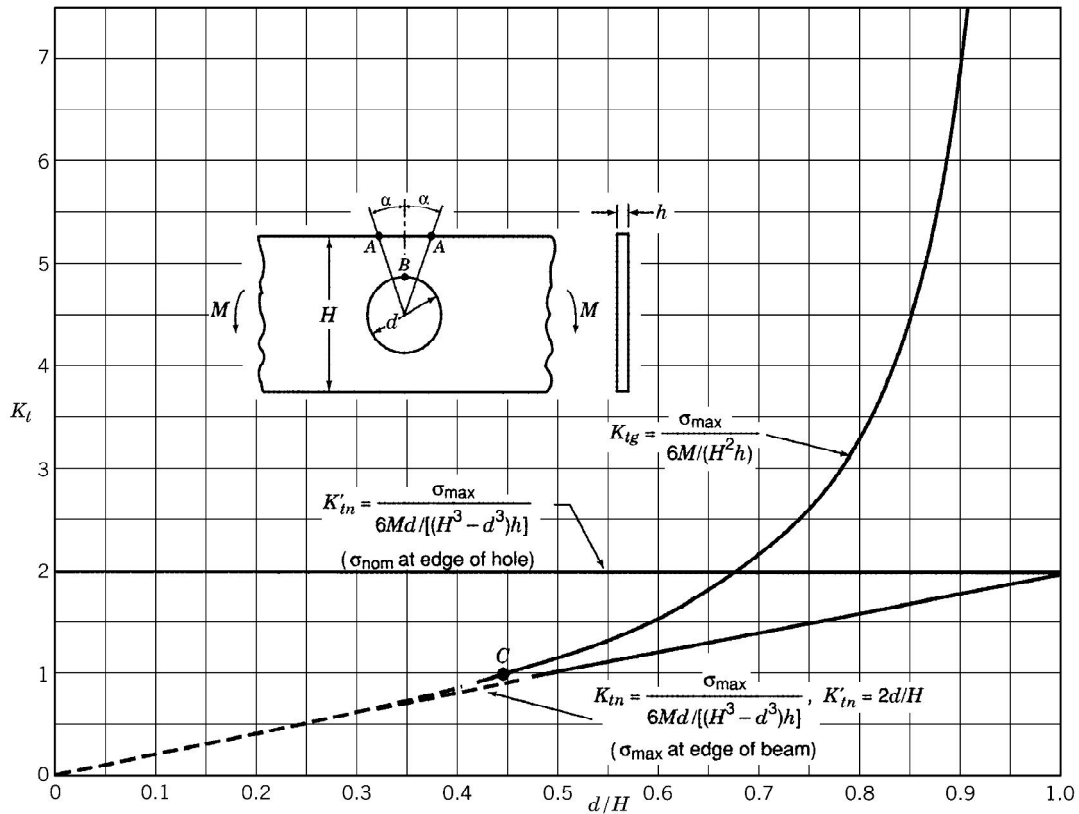


Рис. 3.6. График зависимости коэффициентов концентрации напряжений от диаметра отверстия по R.C.J. Howland и A.C. Stevenson [113]

Как видно из рисунка 3.6, отверстие не ослабляет балку ( $K_{tg} = 1$ ) при  $\frac{d}{h_w} \leq 0,45$ .

В 1952 г. М. Isida [47, 49, 113] рассмотрел случай одиночного отверстия, смещенного с нейтральной оси балки. Коэффициенты концентрации напряжений в этом случае предлагается определять по приближенным формулам

$$K_{tg}^B = C_1 + C_2 \cdot \left(\frac{c}{e}\right) + C_3 \cdot \left(\frac{c}{e}\right)^2, \quad (3.5)$$

$$K_{tg}^A = C'_1 + C'_2 \cdot \left(\frac{c}{e}\right) + C'_3 \cdot \left(\frac{c}{e}\right)^2, \quad (3.6)$$

где  $K_{tg}^A, K_{tg}^B$  – коэффициенты концентрации напряжений в точках А и В (см. рис. 3.5);

$$C_1 = 3,0 - 0,631 \cdot \left(\frac{r}{c}\right) + 4,007 \cdot \left(\frac{r}{c}\right)^2;$$

$$C_2 = -5,083 + 4,067 \cdot \left(\frac{r}{c}\right) - 2,795 \cdot \left(\frac{r}{c}\right)^2;$$

$$C_3 = 2,114 + 1,682 \cdot \left(\frac{r}{c}\right) - 0,273 \cdot \left(\frac{r}{c}\right)^2;$$

$$C'_1 = 1,0286 - 0,1638 \cdot \left(\frac{r}{c}\right) + 2,702 \cdot \left(\frac{r}{c}\right)^2;$$

$$C'_2 = -0,05863 - 0,1335 \cdot \left(\frac{r}{c}\right) - 1,8747 \cdot \left(\frac{r}{c}\right)^2;$$

$$C'_3 = 0,18883 - 0,89219 \cdot \left(\frac{r}{c}\right) + 1,5189 \cdot \left(\frac{r}{c}\right)^2;$$

$r$  – радиус отверстия;

$c$  – расстояние от центра отверстия до наиболее сжатого волокна;

$e$  – расстояние от центра отверстия до наиболее растянутого волокна.

Теоретические значения, полученные М. Isida, хорошо согласуются с результатами испытаний методом фотоупругости, выполненными М. Nisida в 1952 г. [113].



### 3.4. Напряженно-деформированное состояние плоской стенки балки при расположении отверстия в зоне чистого сдвига

В справочнике [55] приводятся формулы, для определения компонентов напряжения вблизи кругового отверстия в условиях чистого сдвига (рис. 3.7)

$$\sigma_r = \tau \cdot \left( 1 - 4 \cdot \frac{R^2}{r^2} + 3 \cdot \frac{R^4}{r^4} \right) \cdot \sin 2\theta, \quad (3.7)$$

$$\sigma_\theta = -\tau \cdot \left( 1 + 3 \cdot \frac{R^4}{r^4} \right) \cdot \sin 2\theta, \quad (3.8)$$

$$\tau_{r\theta} = \tau \cdot \left( 1 + 2 \cdot \frac{R^2}{r^2} - 3 \cdot \frac{R^4}{r^4} \right) \cdot \cos 2\theta, \quad (3.9)$$

где  $\sigma_r$  – нормальное напряжение в площадке, перпендикулярной радиусу  $r$ ;

$\sigma_\theta$  – нормальное напряжение в площадке, совпадающей с радиусом  $r$ ;

$\tau_{r\theta}$  – касательное напряжение, действующее в указанных взаимно перпендикулярных площадках;

$\tau$  – сдвигающее напряжение на бесконечности;

$r$  – радиус отверстия;

$R$  – расстояние от центра отверстия до рассматриваемой точки.

Для точек, находящихся на контуре отверстия  $R = r$ , формулы 3.7-3.9 имеют вид

$$\sigma_r = \tau_{r\theta} = 0, \quad (3.10)$$

$$\sigma_\theta = -4\tau \cdot \sin 2\theta. \quad (3.11)$$

Наибольшей величины нормальные напряжения  $\sigma_\theta$  достигают на контуре отверстия и, в частности,

$$\text{при } \theta = \frac{\pi}{4} \text{ и } \theta = \frac{3}{4}\pi \quad \sigma_\theta = -4\tau,$$

$$\text{при } \theta = +\frac{3}{4}\pi \text{ и } \theta = \frac{7}{4}\pi \quad \sigma_\theta = +4\tau.$$

Приведенные выше формулы 3.10 и 3.11 дают хорошее совпадение с опытными данными при  $\frac{d}{h_w} < 0,1$ .

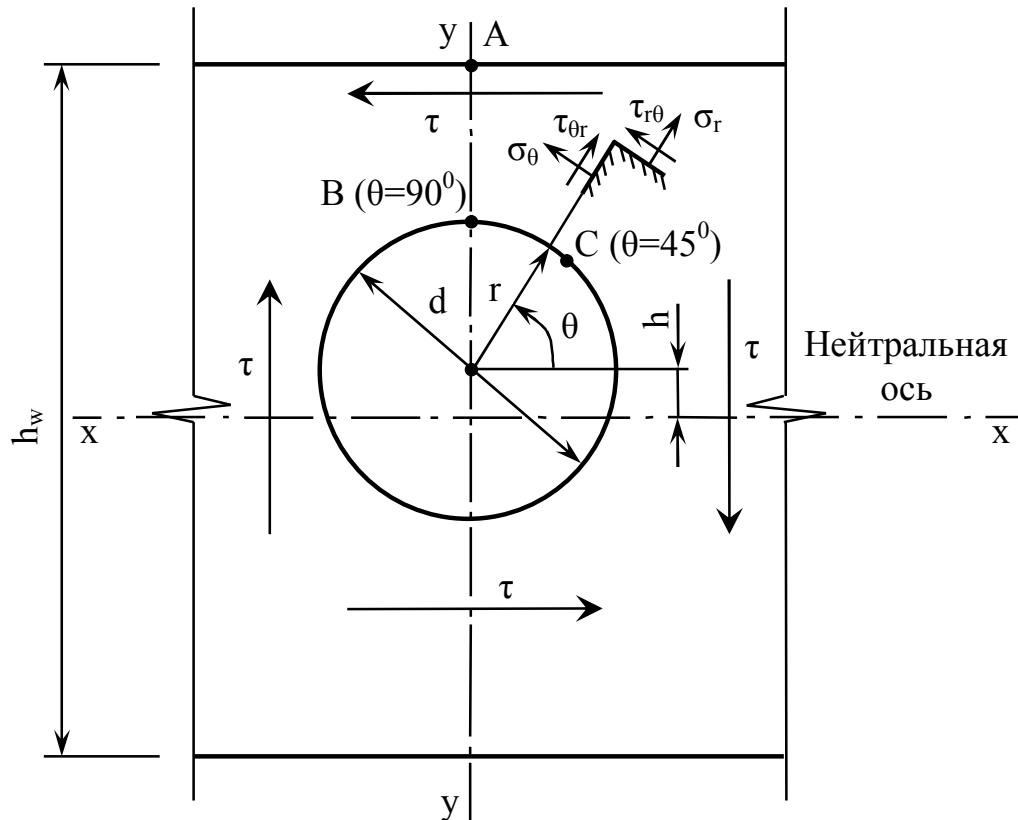


Рис. 3.7. Участок стенки, ослабленный круговым отверстием

В случае, когда размер отверстия является значительным, по сравнению с высотой стенки нормальные напряжения на контуре отверстия определяются формулой

$$\sigma_{\theta} = -\tau \cdot (a_1 \sin 2\theta - a_2 \sin 4\theta + a_3 \sin 6\theta - a_4 \sin 8\theta + a_5 \sin 10\theta), \quad (3.12)$$

где  $a_1, a_2, a_3, a_4, a_5$  – коэффициенты, определяемые по табл. 3.1 в зависимости от отношения диаметра отверстия  $d$  к ширине полосы  $h_w$ .

В 1959 г. D.E.R. Godfrey [113] рассмотрел случай бесконечной пластинки, ослабленной эллиптическим отверстием в условиях чистого сдвига. Частным случаем этого решения является пластинка с круглым отверстием в условиях чистого сдвига. Согласно D.E.R. Godfrey на контуре отверстия зоны максимальных нормальных напряжений находятся

вблизи точек  $\theta = \pm \frac{\pi}{4}$  и  $\theta = \pm \frac{3\pi}{4}$ . Значения напряжений  $\sigma_\theta$  в этих точках достигают  $4\tau$ .

Таблица 3.1

$\frac{d}{h_w}$	$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$a_5$
0,0	4,000	–	–	–	–
0,1	4,1078	0,0012	–	–	–
0,2	4,4453	0,0191	0,0004	–	–
0,3	5,0577	0,0996	0,0053	0,0003	–
0,4	6,0367	0,3292	0,0301	0,0021	0,0001
0,5	7,5563	0,8700	0,1193	0,0105	0,0011

### 3.5. Напряженно-деформированное состояние плоской стенки балки при расположении отверстия в зоне действия изгибающего момента и поперечной силы

В случае если в сечении с отверстием действует несколько внешних усилий (изгибающий момент и поперечная сила), то напряжения на контуре отверстия можно определить по принципу суперпозиции.

Исходя из вышесказанного, можно записать

$$\sigma_\theta = \sigma_\theta^M + \sigma_\theta^Q, \quad (3.13)$$

где  $\sigma_\theta^M$ ,  $\sigma_\theta^Q$  – наибольшие нормальные напряжения от действия изгибающего момента и поперечной силы, определяемые по формулам 3.3 и 3.11 или 3.12 в случае отверстия с  $\frac{d}{h_w} \geq 0,1$ .

Как было показано выше, концентрация нормальных напряжений на контуре отверстия от действия изгибающего момента в сечении достигает максимума в точках  $\theta = \frac{\pi}{2}$  и  $\theta = \frac{3}{2}\pi$ , а от действия поперечной силы в точках  $\theta = \frac{\pi}{4}$ ,  $\theta = \frac{3}{4}\pi$ ,  $\theta = \frac{5}{4}\pi$ ,  $\theta = \frac{7}{4}\pi$ . В точках  $\theta = 0$  и  $\theta = \pi$ , лежащих на нейтральной оси балки, концентрации напряжений не возникает.

Следовательно, в сечении, в котором действуют как изгибающий момент, так и поперечная сила, есть несколько опасных точек, в которых происходит концентрации напряжений. При этом максимальные по величине напряжения могут возникнуть как от действия изгибающего момента, так и от действия поперечной силы – все зависит от соотношения между ними.

В формулах 3.3, 3.11 и 3.12 значения нормальных напряжений приведены в полярной системе координат. Для перехода в более привычную для проектировщиков декартову систему координат можно воспользоваться выражениями

$$\sigma_x = \sigma_\theta \cdot \sin \theta; \quad \sigma_y = \sigma_\theta \cdot \cos \theta.$$

### **3.6. Напряженно-деформированное состояние гофрированной стенки балки, ослабленной круговым отверстием**

Для определения НДС гофрированной стенки балки вблизи кругового отверстия в данной работе методом конечных элементов выполнен расчет полномасштабных моделей балок с плоской и гофрированной стенками различной геометрии. Всего было рассчитано 12 типов балок. Пролет рассчитанных балок равнялся 6м, 12м и 18м. Геометрические размеры балок, приведенные в таблице 3.2, были подобраны таким образом, чтобы обеспечивалась общая и местная устойчивость стенки и поясов балки. Поперечное сечение рассмотренных балок с гофрированной стенкой приведено на рис. 3.8

Расчетная схема балок представлена на рис. 3.9. Сечение 1-1 расположено на расстоянии  $\frac{L}{2}$  от правой опоры балки, сечение 2-2 – на расстоянии  $\frac{L}{6}$  от правой опоры балки.

Для каждой из двенадцати балок рассмотрено несколько случаев:

- отверстие в стенке отсутствует;
- в стенке выполнено круговое отверстие в зоне чистого изгиба (в сечении 1-1);
- в стенке выполнено круговое отверстие в зоне поперечного изгиба (в сечении 2-2).

Таблица 3.2

Шифр балки	L, м	$b_f$ , см	$t_f$ , см	$h_w$ , см	$t_w$ , см	f, см	a, см	$\frac{f}{a}$
L6F0	6	20	1,2	35	0,6	0	0	0
L6F40	6	20	1,4	35	0,4	4	20	0,2
L6F60	6	20	1,4	35	0,4	6	20	0,3
L6F80	6	20	1,4	35	0,4	8	20	0,4
L12F0	12	35	1,4	45	0,8	0	0	0
L12F40	12	35	1,6	45	0,4	4	20	0,2
L12F60	12	35	1,6	45	0,4	6	20	0,3
L12F80	12	35	1,6	45	0,4	8	20	0,4
L18F0	18	35	1,6	65	1,0	0	0	0
L18F40	18	35	1,6	65	0,4	4	20	0,2
L18F60	18	35	1,6	65	0,4	6	20	0,3
L18F80	18	35	1,6	65	0,4	8	20	0,4

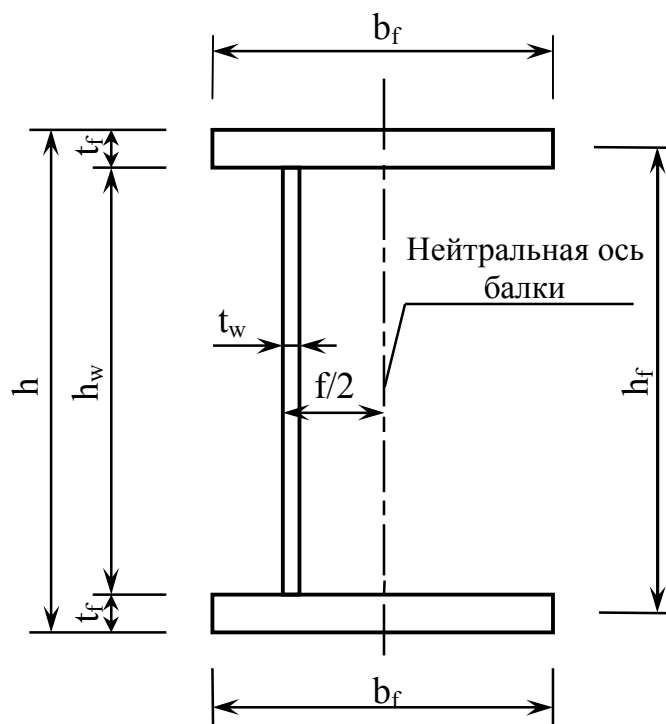


Рис. 3.8. Поперечное сечение балки с гофрированной стенкой

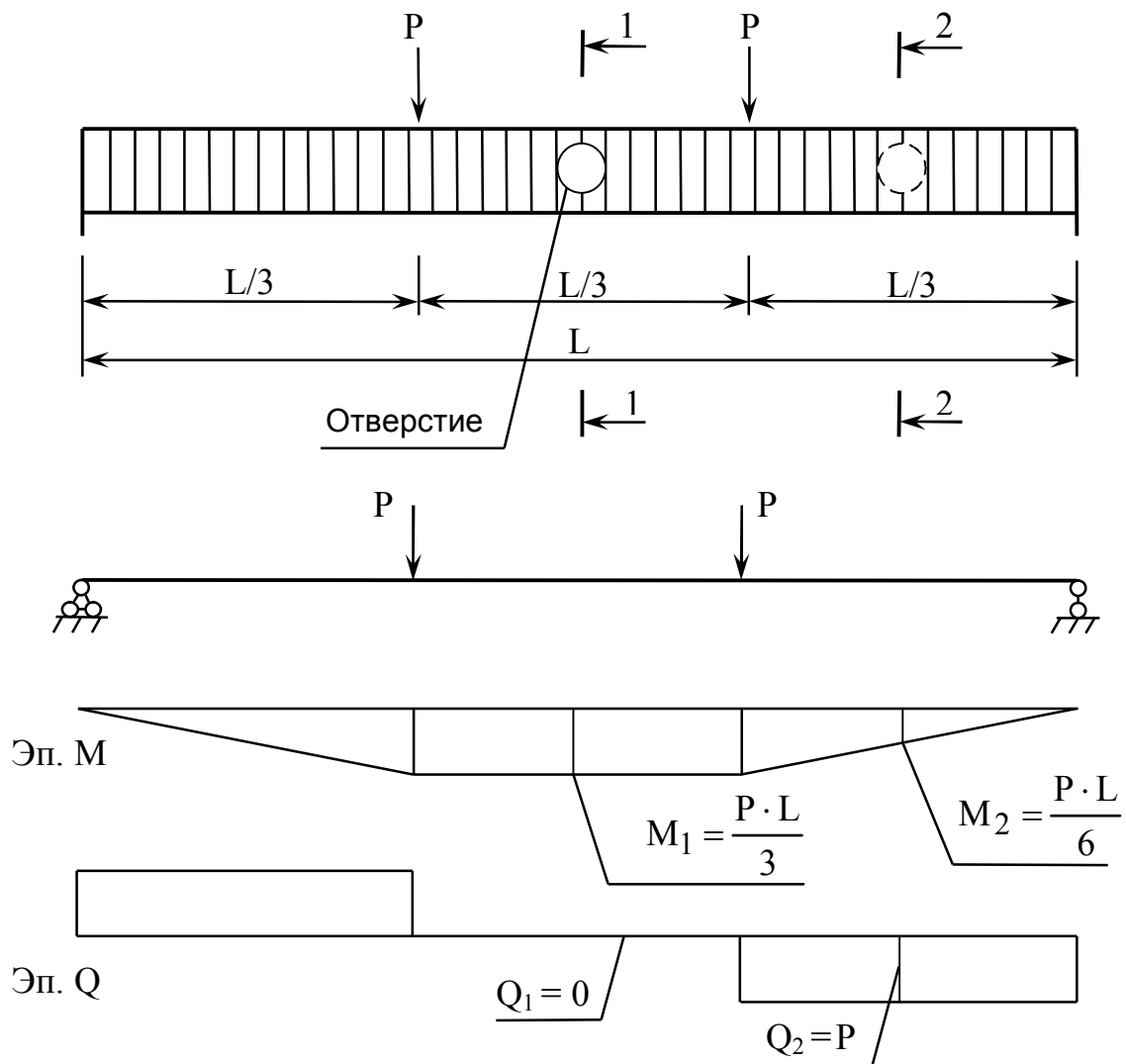


Рис. 3.9. Расчетная схема балки с гофрированной стенкой

Для каждой балки и каждого случая расположения отверстия был проведен расчет МКЭ в программе Cosmos (SolidWorks Simulation 2010) при диаметре  $d$  отверстия равном  $0,1 \cdot h_w$ ,  $0,2 \cdot h_w$ ,  $0,3 \cdot h_w$ ,  $0,4 \cdot h_w$  и  $0,5 \cdot h_w$ .

Балки моделировались в натуральную величину. Расчетная модель ограничивалась в перемещениях по левым и правым граням стенки и нижнего пояса в направлении оси  $y$ , а по левой грани нижнего пояса и в направлении оси  $x$ . Модель балки с указанием направления осей координат и граничными условиями на концах приведена на рис. 3.10.

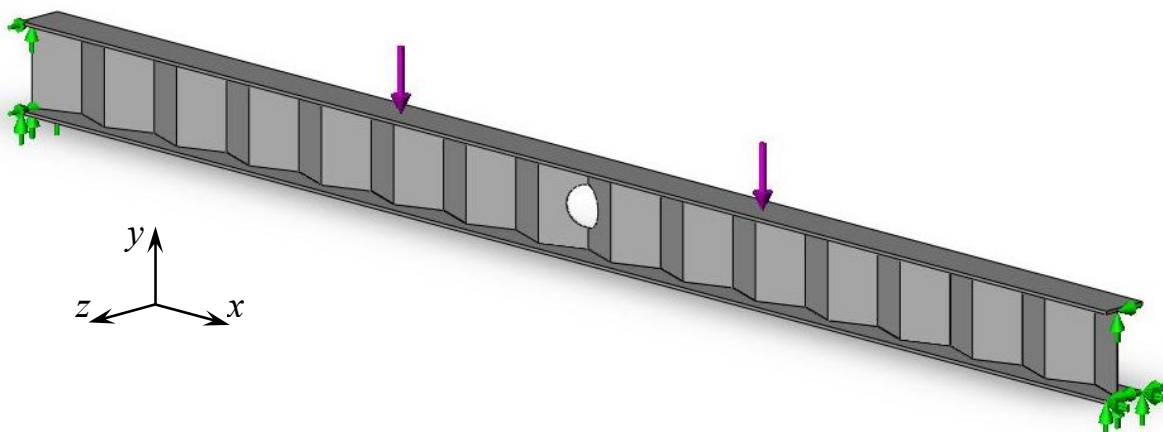


Рис. 3.10. Модель балки с гофрированной стенкой, ослабленной круговым отверстием

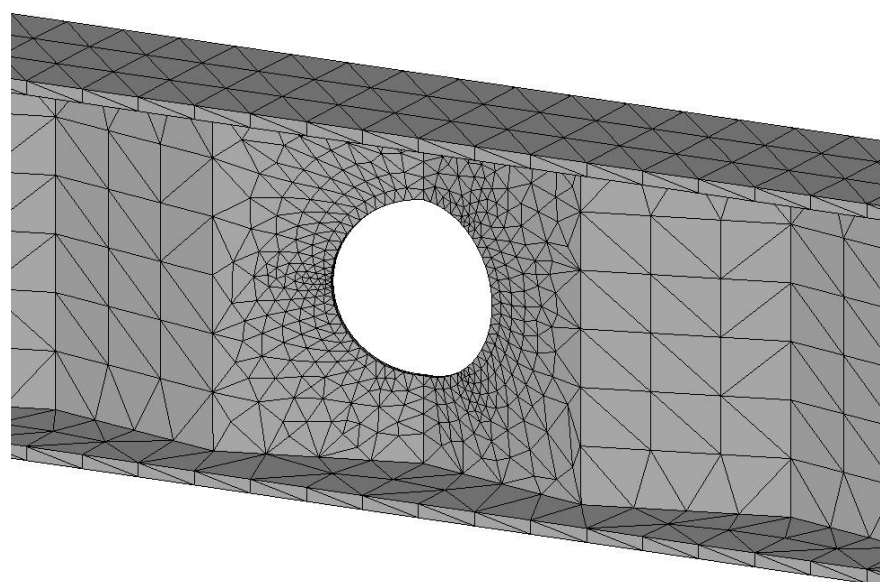


Рис. 3.11. Фрагмент конечно-элементной сетки вблизи отверстия в модели балки с гофрированной стенкой

Разбивка модели на конечные элементы производилась автоматически в программе Cosmos (SolidWorks Simulation 2010). Для построения конечно-элементной модели использовались конечные элементы четырехугольного и треугольного очертаний. Размер конечных элементов составлял около 50мм по самой длинной стороне. Вблизи отверстий сетка конечных элементов уплотнялась до размера 5мм по длинной стороне конечного элемента. При моделировании балок был принят материал – сталь С245.

На рисунке 3.11 приведен фрагмент модели балки с гофрированной стенкой с сеткой конечных элементов вблизи отверстия.

Для подтверждения достоверности конечно-элементной модели была выполнена верификация путем расчета моделей балок с привычной плоской стенкой и последующим сравнением, полученных МКЭ результатов, со значениями напряжений, определенных теоретически по формулам 3.3 и 3.12.

Результаты верификации сетки конечных элементов приведены в таблице 3.3. Расхождение в значениях напряжений на контуре отверстия, полученных теоретически и МКЭ, для большинства балок составляет не более 6% и лишь в единичных случаях расхождение достигло 17%.

Установленные результаты хорошо соотносятся с результатами, полученными теоретическим путем, что говорит о правомочности применения данных моделей к изучению напряженно-деформированного состояния стенки балки, ослабленной круговым отверстием.

Таблица 3.3

Шифр балки	$\frac{d}{h_w}$	Сечение 1-1			Сечение 2-2		
		$\sigma_{fea}$ , МПа	$\sigma_t$ , МПа	$\frac{\sigma_{fea}}{\sigma_t}$	$\sigma_{fea}$ , МПа	$\tau_t$ , МПа	$\frac{\sigma_{fea}}{\tau_t}$
L6F0	0,1	38.73	38.88	0.996	201.25	203.54	0.989
	0,2	77.34	77.76	0.995	210.63	220.24	0.956
	0,3	117.02	116.64	1.003	229.63	250.35	0.917
	0,4	159.47	155.52	1.025	259.80	297.63	0.873
	0,5	198.51	194.40	1.021	305.03	368.56	0.828
L12F0	0,1	26.50	30.22	0.877	111.49	118.30	0.942
	0,2	59.75	60.44	0.989	122.53	128.01	0.957
	0,3	89.68	90.66	0.989	135.19	145.51	0.929
	0,4	119.38	120.88	0.988	155.29	172.99	0.898
	0,5	153.00	151.10	1.013	184.00	214.22	0.859
L18F0	0,1	25.65	26.28	0.976	66.56	67.16	0.991
	0,2	52.63	52.56	1.001	72.35	72.67	0.996
	0,3	78.60	78.84	0.997	80.95	82.61	0.980
	0,4	104.72	105.12	0.996	96.94	98.21	0.987
	0,5	132.49	131.40	1.008	117.50	121.61	0.966



В таблице 3.3 –

$\sigma_{fea}$  – значение максимальных приведенных напряжений на кромке отверстия, полученное расчетом МКЭ;

$\sigma_t$  – значение максимальных приведенных напряжений на кромке отверстия в случае нахождения отверстия в зоне чистого изгиба (сечение 1-1), полученное теоретически по формуле 3.3;

$\tau_t$  – значение максимальных приведенных напряжений на кромке отверстия в случае нахождения отверстия в зоне поперечного изгиба (сечение 2-2), полученное по формуле 3.12.

После верификации конечно-элементной модели были определены нормальные  $\sigma_x, \sigma_y$ , касательные  $\tau_{xy}$  и приведенные  $\sigma_{ef}$  напряжения на контуре отверстия в гофрированной стенке балок, а также установлен характер распределения напряжений по высоте стенки и по контуру отверстия.

В связи с тем, что в неослабленной отверстием гофрированной стенке балки не возникает нормальных напряжений при изгибе балки в своей плоскости [23, 28, 34-36, 40, 42, 43, 46, 52, 53, 65, 66, 68, 72, 76, 87, 95], коэффициенты концентрации напряжений определялись по следующим формулам:

$$K_M = \frac{\sigma_{ef}}{\sigma_1}, \quad (3.14)$$

$$K_Q = \frac{\sigma_{ef}}{\tau_{xy}}, \quad (3.15)$$

где  $K_M$  – коэффициент концентрации напряжений при нахождении отверстия в зоне чистого изгиба;

$K_Q$  – коэффициент концентрации напряжений при нахождении отверстия в зоне поперечного изгиба;

$\sigma_{ef}$  – приведенные напряжения на контуре отверстия;

$\sigma_1$  – приведенные напряжения на уровне поясного шва балки без отверстия в сечении 1-1;

$\tau_{xy}$  – касательные напряжения в гофрированной стенке балки в сечении 2-2;

Значения напряжений и коэффициентов концентрации напряжений приведены в таблицах 3.4 – 3.6.

Таблица 3.4

Шифр балки	$\frac{d}{h_w}$	1-1			2-2		
		$\sigma_{ef}$ , МПа	$\sigma_1$ , МПа	$K_M$	$\sigma_{ef}$ , МПа	$\tau_{xy}$ , МПа	$K_Q$
L6F0	0,1	38.728	194.40	0.199	201.25	49.55	4.062
	0,2	77.344		0.398	210.63		4.251
	0,3	117.02		0.602	229.63		4.634
	0,4	159.47		0.820	259.8		5.243
	0,5	198.51		1.021	305.03		6.156
L6F40	0,1	40.082	185.70	0.216	299.41	70.50	4.247
	0,2	70.203		0.378	331.6		4.704
	0,3	75.739		0.408	363.85		5.161
	0,4	92.847		0.500	411.6		5.838
	0,5	94.359		0.508	465.47		6.602
L6F60	0,1	39.239	181.80	0.216	290.21	69.95	4.149
	0,2	61.484		0.338	325.63		4.655
	0,3	73.679		0.405	361.02		5.161
	0,4	78.9		0.434	405.12		5.792
	0,5	82.981		0.456	466.3		6.666
L6F80	0,1	30.805	176.55	0.174	298.28	68.85	4.332
	0,2	47.589		0.270	321.52		4.670
	0,3	62.889		0.356	359.67		5.224
	0,4	75.883		0.430	405.23		5.886
	0,5	80.598		0.457	466.85		6.781

Таблица 3.5

Шифр балки	$\frac{d}{h_w}$	1-1			2-2		
		$\sigma_{ef}$ , МПа	$\sigma_1$ , МПа	$K_M$	$\sigma_{ef}$ , МПа	$\tau_{xy}$ , МПа	$K_Q$
L12F0	0,1	26.501	151.10	0.175	111.49	28.80	3.871
	0,2	59.752		0.395	122.53		4.255
	0,3	89.68		0.594	135.19		4.694
	0,4	119.38		0.790	155.29		5.392
	0,5	153		1.013	184		6.389
L12F40	0,1	26.395	153.50	0.172	230.63	53.90	4.279
	0,2	36.047		0.235	251.66		4.669
	0,3	48.695		0.317	287.77		5.339
	0,4	59.843		0.390	339.69		6.302
	0,5	69.352		0.452	410.17		7.610
L12F60	0,1	25.049	150.55	0.166	229.19	53.75	4.264
	0,2	31.498		0.209	255.07		4.745
	0,3	39.009		0.259	285.7		5.315
	0,4	49.496		0.329	339.34		6.313
	0,5	55.178		0.367	422.48		7.860
L12F80	0,1	23.817	143.80	0.166	226.85	53.30	4.256
	0,2	27.301		0.190	249.22		4.676
	0,3	35.226		0.245	284.66		5.341
	0,4	47.842		0.333	339.28		6.365
	0,5	50.088		0.348	422.79		7.932

Таблица 3.6

Шифр балки	1-1				2-2		
	$\frac{d}{h_w}$	$\sigma_{ef}$ , МПа	$\sigma_1$ , МПа	$K_M$	$\sigma_{ef}$ , МПа	$\tau_{xy}$ , МПа	$K_Q$
L18F0	0,1	25.65	131.40	0.195	66.557	16.35	4.071
	0,2	52.631		0.401	72.354		4.425
	0,3	78.597		0.598	80.948		4.951
	0,4	104.72		0.797	96.936		5.929
	0,5	132.49		1.008	117.5		7.187
L18F40	0,1	31.771	153.75	0.207	170.29	37.70	4.517
	0,2	53.009		0.345	192.71		5.112
	0,3	69.015		0.449	224.04		5.943
	0,4	78.088		0.508	257.46		6.829
	0,5	90.817		0.591	304.01		8.064
L18F60	0,1	30.667	153.90	0.199	170.56	38.35	4.447
	0,2	42.608		0.277	191		4.980
	0,3	51.244		0.333	224.27		5.848
	0,4	62.14		0.404	269.31		7.022
	0,5	68.985		0.448	332.29		8.665
L18F80	0,1	20.281	151.60	0.134	165.88	36.90	4.495
	0,2	31.822		0.210	190.36		5.159
	0,3	40.615		0.268	227.28		6.159
	0,4	52.668		0.347	282.14		7.646
	0,5	59.098		0.390	350.07		9.487

На основании анализа полученных значений в данной работе предлагаются эмпирические формулы для практического определения коэффициентов концентрации напряжений.

Для вычисления коэффициентов концентрации напряжений в балке с гофрированной стенкой, ослабленной круговым отверстием, при расположении отверстия в зоне чистого изгиба предлагается формула

$$K_M = \left(1 - \frac{f}{a}\right) \cdot \left(\frac{d}{h_w}\right)^{0,5}, \quad (3.16)$$

где  $f$  – высота гофра;  
 $a$  – длина гофра;  
 $d$  – диаметр отверстия;  
 $h_w$  – высота гофрированной стенки.

Для вычисления коэффициентов концентрации напряжений в балке с гофрированной стенкой, ослабленной круговым отверстием, при расположении отверстия в зоне поперечного изгиба рекомендуется

$$K_Q = 0,1 \cdot \lambda_w \cdot \left(\frac{d}{h_w}\right)^2 + 2 \cdot \frac{d}{h_w} + 4, \quad (3.17)$$

где  $\lambda_w = \frac{h_w}{t_w}$  – гибкость гофрированной стенки;  
 $t_w$  – толщина гофрированной стенки;  
 $d$  – диаметр отверстия;  
 $h_w$  – высота гофрированной стенки.

В таблицах 3.7-3.8 приведены значения коэффициентов концентрации напряжений, полученные по предлагаемым формулам 3.16 и 3.17, а также сравнение этих значений со значениями коэффициентов концентрации напряжений, полученными из расчета моделей балок МКЭ.

Таблица 3.7

Шифр балки	$\frac{d}{h_w}$	В сечении 1-1			В сечении 2-2		
		$K_M^{fea}$	$K_M$ (3.16)	$\frac{K_M^{fea}}{K_M}$	$K_Q^{fea}$	$K_Q$ (3.17)	$\frac{K_Q^{fea}}{K_Q}$
L6F40	0,1	0.216	0.253	0.85	4.247	4.288	0.99
	0,2	0.378	0.358	1.06	4.704	4.750	0.99
	0,3	0.408	0.438	0.93	5.161	5.388	0.96
	0,4	0.500	0.506	0.99	5.838	6.200	0.94
	0,5	0.508	0.566	0.90	6.602	7.188	0.92
L6F60	0,1	0.216	0.221	0.98	4.149	4.288	0.97
	0,2	0.338	0.313	1.08	4.655	4.750	0.98
	0,3	0.405	0.383	1.06	5.161	5.388	0.96
	0,4	0.434	0.443	0.98	5.792	6.200	0.93
	0,5	0.456	0.495	0.92	6.666	7.188	0.93
L6F80	0,1	0.174	0.190	0.92	4.332	4.288	1.01
	0,2	0.270	0.268	1.01	4.670	4.750	0.98
	0,3	0.356	0.329	1.08	5.224	5.388	0.97
	0,4	0.430	0.379	1.13	5.886	6.200	0.95
	0,5	0.457	0.424	1.08	6.781	7.188	0.94

Таблица 3.8

Шифр балки	$\frac{d}{h_w}$	В сечении 1-1			В сечении 2-2		
		$K_M^{fea}$	$K_M$ (3.16)	$\frac{K_M^{fea}}{K_M}$	$K_Q^{fea}$	$K_Q$ (3.17)	$\frac{K_Q^{fea}}{K_Q}$
L12F40	0,1	0.172	0.253	0.68	4.279	4.313	0.99
	0,2	0.235	0.358	0.66	4.669	4.850	0.96
	0,3	0.317	0.438	0.72	5.339	5.613	0.95
	0,4	0.390	0.506	0.77	6.302	6.600	0.95
	0,5	0.452	0.566	0.80	7.610	7.813	0.97
L12F60	0,1	0.166	0.221	0.75	4.264	4.313	0.99
	0,2	0.209	0.313	0.67	4.745	4.850	0.98
	0,3	0.259	0.383	0.68	5.315	5.613	0.95
	0,4	0.329	0.443	0.74	6.313	6.600	0.96
	0,5	0.367	0.495	0.74	7.860	7.813	1.01
L12F80	0,1	0.166	0.190	0.87	4.256	4.313	0.99
	0,2	0.190	0.268	0.71	4.676	4.850	0.96
	0,3	0.245	0.329	0.75	5.341	5.613	0.95
	0,4	0.333	0.379	0.88	6.365	6.600	0.96
	0,5	0.348	0.424	0.82	7.932	7.813	1.02

Таблица 3.9

Шифр балки	$\frac{d}{h_w}$	В сечении 1-1			В сечении 2-2		
		$K_M^{fea}$	$K_M$ (3.16)	$\frac{K_M^{fea}}{K_M}$	$K_Q^{fea}$	$K_Q$ (3.17)	$\frac{K_Q^{fea}}{K_Q}$
L18F40	0,1	0.207	0.253	0.82	4.517	4.363	1.04
	0,2	0.345	0.358	0.96	5.112	5.050	1.01
	0,3	0.449	0.438	1.02	5.943	6.063	0.98
	0,4	0.508	0.506	1.00	6.829	7.400	0.92
	0,5	0.591	0.566	1.04	8.064	9.063	0.89
L18F60	0,1	0.199	0.221	0.90	4.447	4.363	1.02
	0,2	0.277	0.313	0.88	4.980	5.050	0.99
	0,3	0.333	0.383	0.87	5.848	6.063	0.96
	0,4	0.404	0.443	0.91	7.022	7.400	0.95
	0,5	0.448	0.495	0.91	8.665	9.063	0.96
L18F80	0,1	0.134	0.190	0.71	4.495	4.363	1.03
	0,2	0.210	0.268	0.78	5.159	5.050	1.02
	0,3	0.268	0.329	0.82	6.159	6.063	1.02
	0,4	0.347	0.379	0.91	7.646	7.400	1.03
	0,5	0.390	0.424	0.92	9.487	9.063	1.05



В таблицах 3.7 – 3.9:

$K_M^{fea}$  и  $K_Q^{fea}$  – значения коэффициентов концентрации напряжений, полученные из расчета МКЭ моделей балок с гофрированной стенкой.

Как видно из таблиц 3.7 – 3.9 значения коэффициентов концентрации напряжений  $K_M$ , вычисленные по предлагаемой формуле 3.16, хорошо совпадают со значениями, полученными путем расчета моделей балок МКЭ. Причем значения, полученные по формуле 3.16, как правило, больше значений из расчета МКЭ. Для большинства типоразмеров балок и параметров отверстия разница не превышает 13% и лишь для некоторых сочетаний размеров балок и отверстия разница достигает 34%.

Значения коэффициентов  $K_Q$ , вычисленные по предлагаемой формуле 3.17, хорошо совпадают со значениями, полученными путем расчета моделей балок МКЭ. Для большинства типоразмеров балок и параметров отверстия разница не превышает 5% и лишь при одном сочетании размера балки и отверстия разница достигла 11%, причем значение коэффициента  $K_Q$ , вычисленное по формуле 3.17 больше значения, полученного путем расчета моделей балок МКЭ.

Значения коэффициентов концентрации напряжений, определяемые по предлагаемым в данной работе формулам, хорошо соотносятся с результатами, вычисленными путем расчета моделей балок МКЭ, что позволяет использовать предлагаемые формулы для практического определения коэффициентов концентрации напряжений в случае нахождения отверстия в гофрированной стенке балки в зоне действия изгибающих моментов и поперечных сил.

Предлагаемые формулы справедливы для определения коэффициентов концентрации напряжений на контуре кругового отверстия в гофрированной стенке балки при отношении  $\frac{f}{a}$  от 0,2 до 0,4 и при относительном диаметре отверстия  $\frac{d}{h_w}$  от 0,1 до 0,5.

### 3.7. Местная устойчивость гофрированной стенки балки, ослабленной круговым отверстием

Выражение для упругих критических касательных напряжений в случае ослабления стенки балки отверстием можно записать в виде

$$\tau_{cr,l}^h = \gamma_{wc} \cdot k_s \cdot \frac{\pi^2 E}{12 \cdot (1 - \mu^2)} \cdot \left( \frac{t_w}{b_w} \right)^2,$$

где  $t_w$  – толщина стенки;

$b_w$  – ширина панели гофра;

$E$  и  $\mu$  – модуль упругости и коэффициент Пуассона для стали;

$k_s = 5,34 + 4,0 \cdot \left( \frac{b_w}{h_w} \right)^2$  – коэффициент, зависящий от соотношения

$\frac{b_w}{h_w}$  и граничных условий вдоль коротких сторон пластинки;

$\gamma_{wc}$  – коэффициент условий работы гофрированной стенки в случае потери местной устойчивости стенки, ослабленной круговым отверстием.

Руководствуясь замечаниями СНиП РК 5.04-23-2002 [52] и СН РК 5.04-08-2004 [53] для гофров с треугольным очертанием направляющей критические касательные напряжения местной потери устойчивости панели гофра, ослабленной круговым отверстием, можно определить по формуле

$$\tau_{p,cr}^h = \frac{1,12 \cdot C_{p,cr} \cdot R_s}{\bar{\lambda}_c^2} \cdot \gamma_{wc}, \quad (3.18)$$

где  $C_{p,cr}$  – коэффициент, принимаемый по табл. 3.10 в зависимости от отношения высоты стенки и ширины панели гофра  $\frac{h_w}{b_w}$ ;

$\bar{\lambda}_c = \frac{b_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$  – условная гибкость панели гофра.

Таблица 3.10

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

Можно показать, что формулы 3.17 и 3.18 идентичны. Коэффициент  $C_{p,cr}$  близок коэффициенту  $k_s$  для случая балки с поясами из стали.

Расчет на местную устойчивость панели гофра стенки балки симметричного сечения при отсутствии локального напряжения ( $\sigma_{loc} = 0$ ) следует производить по формуле

$$\frac{\tau_{max}}{\tau_{p,cr}} \leq \gamma_c, \quad (3.19)$$

где  $\tau_{p,cr}^h$  – критические касательные напряжения местной потери устойчивости панели гофра в случае ослабления стенки отверстием;  $\gamma_c$  – коэффициент условий работы согласно СНиП II-23-81\* [51].

Как было показано выше (главы 1 и 2), гофрированная стенка балки при изгибе воспринимает только сдвигающие усилия, а значит, практически полностью, находится в условиях чистого сдвига. Отдельный гофр стенки при расчете его устойчивости можно рассматривать как пластинку с плоской стенкой размерами  $h_w \times b_w$ , подверженную сдвигающим усилиям в своей плоскости.

Несколько исследований было выполнено для определения влияния отверстия на устойчивость пластинки в условиях чистого сдвига.

Т. Höglund в 1970 г. в работе [85], посвященной изучению прочности балок с тонкой плоской стенкой, предлагает следующую формулу для определения снижения несущей способности стенки, ослабленной круговым отверстием,

$$\gamma_{wc} = 1 - \frac{d}{h_w}. \quad (3.20)$$

R. Narayanan и F.Y. Chow в 1985 г. опубликовали результаты испытаний плоской пластинки, ослабленной круговыми и квадратными отверстиями в условиях чистого сдвига [110]. По результатам испытаний R. Narayanan и F.Y. Chow предлагают формулу для определения

коэффициента снижения несущей способности пластинки при потере устойчивости в условиях чистого сдвига. Для пластинки, ослабленной одним круглым отверстием, находящимся на нейтральной оси балки формула запишется в виде

$$\gamma_{wc} = 1 - 1,4 \cdot \frac{d}{h_w} + 0,6 \cdot \left( \frac{d}{h_w} \right)^2. \quad (3.21)$$

J. Lindner и В. Huang в 1994 г. в работе [99], посвященной изучению несущей способности балок с трапециевидно гофрированной стенкой, предложили следующую формулу для определения этого коэффициента

$$\gamma_{wc} = 1 - 0,88 \cdot \frac{d}{b_w}. \quad (3.22)$$

A. Romeijn, R. Sarkhosh и Н. Ноор в работе 2009 г. [115], посвященной изучению несущей способности балок с трапециевидно гофрированной стенкой, предлагают свой вариант для определения этого коэффициента

$$\gamma_{wc} = 1 - \frac{d}{b_w}. \quad (3.23)$$

В таблице 3.11 приведены значения коэффициента  $\gamma_{wc}$ , вычисленные по формулам 3.20-3.23 для различных типоразмеров балок.

Геометрические характеристики балок приведены в таблице 3.2.

Таблица 3.11

Шифр балки	d, мм	h <sub>w</sub> , мм	b <sub>w</sub> , мм	$\gamma_{wc}$ (3.20)	$\gamma_{wc}$ (3.21)	$\gamma_{wc}$ (3.22)	$\gamma_{wc}$ (3.23)
L6F40	0	350	204	1.00	1.00	1.00	1.00
	35	350	204	0.90	0.87	0.85	0.83
	70	350	204	0.80	0.74	0.70	0.66
	105	350	204	0.70	0.63	0.55	0.49
	140	350	204	0.60	0.54	0.40	0.31
	175	350	204	0.50	0.45	0.24	0.14
L6F60	0	350	209	1.00	1.00	1.00	1.00
	35	350	209	0.90	0.87	0.85	0.83
	70	350	209	0.80	0.74	0.70	0.66
	105	350	209	0.70	0.63	0.56	0.50
	140	350	209	0.60	0.54	0.41	0.33
	175	350	209	0.50	0.45	0.26	0.16
L6F80	0	350	215	1.00	1.00	1.00	1.00
	35	350	215	0.90	0.87	0.86	0.84
	70	350	215	0.80	0.74	0.71	0.68
	105	350	215	0.70	0.63	0.57	0.51
	140	350	215	0.60	0.54	0.43	0.35
	175	350	215	0.50	0.45	0.29	0.19

Для того, чтобы определить какая из рассматриваемых формул лучше описывает снижение несущей способности гофра при потере местной устойчивости стенки, были выполнены численные расчеты МКЭ моделей балок с гофрированной стенкой при различном относительном диаметре отверстия в программе Cosmos (Solidworks Simulation 2010).

Для каждого типоразмера балки и каждого варианта отверстия были определены 20 форм потери устойчивости. Затем был определен коэффициент запаса прочности, то есть коэффициент, на который нужно умножить внешнюю нагрузку, чтобы балка потеряла устойчивость, по той форме, которая соответствует местной потере устойчивости панели гофра. Расчетная схема балки при проверке устойчивости приведена на рис. 3.9.

Коэффициент условия работы панели гофра ослабленного отверстием определялся из выражения

$$\gamma_{wc} = \frac{k_h}{k_0}, \quad (3.24)$$

где  $k_h$  – коэффициент запаса прочности, полученный для случая балки, ослабленной отверстием;

$k_0$  – коэффициент запаса прочности, полученный для случая балки без отверстия.

Результаты численных расчетов МКЭ моделей балок при различном относительном диаметре отверстия приведены в таблице 3.12.

Таблица 3.12

Шифр балки	d, мм	h <sub>w</sub> , мм	b <sub>w</sub> , мм	$\gamma_{wc}^{fea}$	$\gamma_{wc}^{Me}$	$\frac{\gamma_{wc}^{fea}}{\gamma_{wc}^{Me}}$
L6F40	0	350	204	1.000	1.000	1.000
	35	350	204	0.695	0.711	0.980
	70	350	204	0.457	0.477	0.960
	105	350	204	0.289	0.299	0.970
	140	350	204	0.167	0.178	0.940
	175	350	204	0.134	0.112	1.200
L6F60	0	350	209	1.000	1.000	1.000
	35	350	209	0.890	0.717	1.240
	70	350	209	0.496	0.487	1.020
	105	350	209	0.294	0.310	0.950
	140	350	209	0.179	0.187	0.960
	175	350	209	0.133	0.117	1.140
L6F80	0	350	215	1.000	1.000	1.000
	35	350	215	0.878	0.724	1.210
	70	350	215	0.580	0.499	1.160
	105	350	215	0.310	0.324	0.960
	140	350	215	0.208	0.199	1.040
	175	350	215	0.142	0.124	1.140

Как видно из таблицы 3.12 выполнение отверстия в гофрированной стенке значительно снижает ее несущую способность при потере местной устойчивости панели гофра. Сравнивая значения коэффициента условий работы панели гофра, ослабленного круговым отверстием, при местной потере устойчивости стенки, полученные из численного расчета МКЭ, со значениями этого же параметра, полученными теоретическим путем по формулам (3.20-3.23), можно сделать вывод, что существующие формулы не лучшим образом описывают снижение несущей

способности панели гофра, ослабленного отверстием, при расчете на местную устойчивость.

Значения коэффициента  $\gamma_{wc}$ , определенные теоретически по формулам 3.20-3.23, больше значений данного коэффициента, определенных путем расчета МКЭ моделей балок. При расчете по формуле 3.20 разница для некоторых вариантов балок и отверстий достигает 73%, при расчете по формуле 3.21 – до 70%, при расчете по формуле 3.22 – до 58%, при расчете по формуле 3.23 – до 47%.

В результате анализа полученных методом конечных элементов данных в работе предлагается следующее выражение для определения коэффициента снижения устойчивости гофров с отверстием:

$$\gamma_{wc}^{Me} = 1 - 1,85 \cdot \left( \frac{d}{b_w} \right) + 0,95 \cdot \left( \frac{d}{b_w} \right)^2. \quad (3.25)$$

В таблице 3.12 приведены значения коэффициентов  $\gamma_{wc}$ , определенные расчетом моделей балок МКЭ, и значения коэффициентов  $\gamma_{wc}$ , вычисленные по предлагаемой формуле, а также приводится сравнение значений этого коэффициента, определенных разными способами.

Значения коэффициентов условий работы панели гофра с отверстием  $\gamma_{wc}$ , определенные по предлагаемой формуле, хорошо соотносятся с данными, полученными в ходе численных расчетов моделей балок МКЭ. Для большинства типоразмеров гофров и вариантов отверстия значения  $\gamma_{wc}$ , определенные по предлагаемой формуле (3.25), больше значений, полученных в ходе численного эксперимента, не более чем на 6% и лишь для единичных типоразмеров гофров и некоторых вариантов отверстия значения, определенные по предлагаемой формуле, меньше значений, полученных из расчета моделей балок МКЭ до 24%.

Проверку местной устойчивости панели гофра стенки в случае ослабления ее отверстием рекомендуется производить по формуле (3.18), определяя коэффициент условий работы гофрированной стенки  $\gamma_{wc}$  по формуле (3.25).



### 3.8. Общая устойчивость гофрированной стенки балки, ослабленной круговым отверстием

Согласно СНиП РК 5.04-23-2002 [52] и СН РК 5.04-08-2004 [53] критические напряжения потери общей устойчивости гофрированных стенок с отверстием определяются по формуле

$$\tau_{o,cr}^h = \frac{\pi^2 E}{12 \cdot (1 - \mu^2)} \cdot \left( \frac{t_w}{h_w} \right)^2 \cdot \frac{C_{o,cr}}{1,4} = \frac{1,12 \cdot C_{o,cr} \cdot R_s}{\bar{\lambda}_w^2} \cdot \gamma_{wc} \quad (3.26)$$

где  $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$  – условная гибкость гофрированной стенки;

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

мый в зависимости от соотношения параметров гофров ( $b_w$  и  $f$ );

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

$$\gamma = 0,91 \cdot \left( \frac{f}{t_w} \right)^2 \text{ – отношение погонной жесткости гофрированной}$$

стенки с гофрами треугольного очертания к цилиндрической жесткости плоской стенки той же толщины;

$\gamma_{wc}$  – коэффициент условий работы поперечно-гофрированной стенки при расчете на общую устойчивость при наличии отверстия в стенке равный 0,5 при  $\frac{d}{h_w} < 0,25$  и 0,3 при  $0,25 \leq \frac{d}{h_w} \leq 0,5$ .

Расчет на общую устойчивость панели гофра стенок балок симметричного сечения при отсутствии локального напряжения ( $\sigma_{loc}=0$ ) следует производить по формуле

$$\frac{\tau_{max}}{\tau_{o,cr}^h} \leq \gamma_c, \quad (3.27)$$

где  $\tau_{o,cr}^h$  – критические касательные напряжения общей потери устойчивости гофрированной стенки в случае ослабления ее круговым отверстием;

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы согласно СНиП II-23-81\* [51].

Расчет на общую устойчивость поперечно-гофрированной стенки, ослабленной отверстием, при наличии локального напряжения ( $\sigma_{loc} \neq 0$ ) следует выполнять [52, 53] по формуле

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{y,cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{max}}{\tau_{o,cr} h}\right)^2} \leq \gamma_c, \quad (3.28)$$

где  $\tau_{o,cr} h$  – критические касательные напряжения общей потери устойчивости гофрированной стенки, вычисленные по формуле (3.26);

$\sigma_{y,cr} = \varphi \cdot R_y \leq \sigma_{loc,cr}$  – критические нормальные напряжения общей потери устойчивости гофрированной стенки, рассчитанной на продольный изгиб из плоскости, как условной стойки, нагруженной сосредоточенной силой  $F$ ;

$\varphi$  – коэффициент продольного изгиба, определяемый [51-53] для гибкости условной стойки, вычисленной по формуле  $\lambda = 2,5 \cdot \frac{h_w}{f}$ .

В случаях, когда  $\sigma_{y,cr} > \sigma_{loc,cr}$  при проверке общей устойчивости гофрированной стенки по формуле (3.28) следует принимать  $\sigma_{y,cr} = \sigma_{loc,cr}$ .

### 3.9. Определение вертикального прогиба балки с плоской стенкой, ослабленной круговым отверстием

Наличие отверстия в стенке балки значительно увеличивает напряжения вблизи этого отверстия. Казалось бы, и вертикальный прогиб балки, ослабленной отверстием, должен существенно увеличиваться. Однако, в большинстве практических случаев влияние одиночного отверстия в стенке балки незначительно сказывается на общем прогибе балки.

Дополнительный прогиб, возникающий из-за влияния отверстия, зависит от его формы, относительного размера и положения по длине балки. Круговые отверстия оказывают меньшее влияние на прогиб балки, по сравнению с отверстиями вытянутой или квадратной формы. Чем больше относительный размер отверстия и чем ближе оно расположено к опоре балки, тем сильнее его влияние на прогиб [73].

Одиночные круговые отверстия, даже расположенные в зоне поперечного изгиба балки, с относительным диаметром  $\frac{d}{h_w} \leq 0,6$  практически не оказывают влияния на общий прогиб балки.

Как правило, одиночное отверстие в стенке балки оказывает влияние на прогиб балки того же порядка, что и сдвигающие силы в этой балке без отверстия [73]. Так же, как и дополнительные прогибы от поперечной силы, прогибы от влияния одиночного отверстия тем больше, чем короче балка и чем больше перерезывающие силы в сечении балки с отверстием.

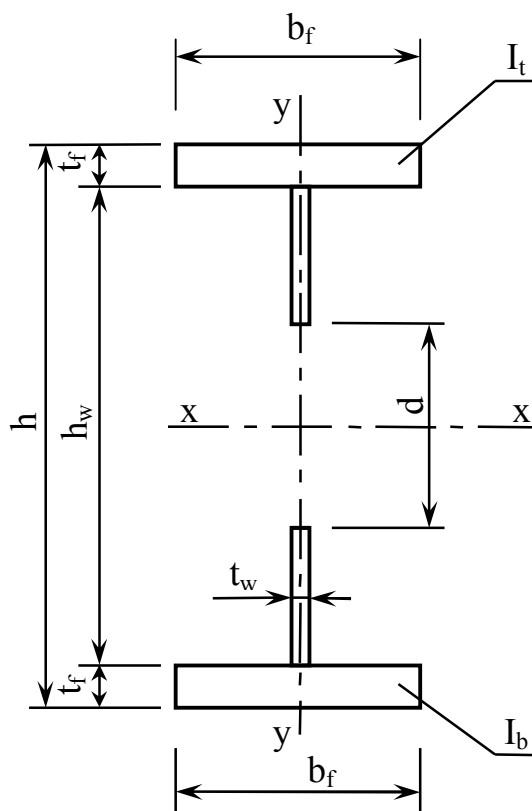


Рис. 3.12. Поперечное сечение балки с плоской стенкой, ослабленной отверстием

Влияние отверстий в стенке балки на увеличение максимального вертикального прогиба балки было изучено R.C. Donahey и D. Darwin в 1986 г. [73]. В результате испытаний 108 балок с различным положением отверстия по длине балки, с отверстиями различной формы и различного относительного размера R.C. Donahey и D. Darwin сделали вывод, что коэффициент увеличения прогиба балки из-за влияния отверстия можно вычислить по формуле

$$k_f = 1 + 0,00325 \cdot \left( \frac{I_x}{I_t + I_b} \right) \cdot \frac{a_0}{L}, \quad (3.29)$$

где  $I_x$  – момент инерции сечения балки без учета ослабления отверстием;  
 $I_t$  и  $I_b$  – моменты инерции верхнего и нижнего тавра в сечении с отверстием (см. рис. 3.12);  
 $a_0$  – ширина отверстия (для балок с круговым отверстием  $a_0 = d$ );  
 $L$  – пролет балки.

### 3.10. Определение вертикального прогиба балки с гофрированной стенкой, ослабленной круговым отверстием

При изгибе максимальный вертикальный прогиб в двутавровой балке с гофрированной стенкой, ослабленной отверстием, возникает в середине пролета балки. Наличие сравнительно малого отверстия практически не оказывает влияния на увеличение вертикального прогиба балки, но при увеличении диаметра отверстия сечение балки все более ослабляется и прогиб балки увеличивается.

Согласно СНиП РК 5.04-23-2002 [52] жесткость балки с гофрированной стенкой, ослабленной отверстием с относительным размером  $\frac{d}{h_w} < 0,25$ , как и для балки без отверстия, определяется условием

$$\frac{f}{l} \leq \left[ \frac{f}{l} \right], \quad (3.30)$$

где  $\left[ \frac{f}{l} \right]$  – предельно допустимый относительный прогиб, определяемый согласно СНиП 2.01.07-85\* [50];

Если отверстие относительно большое, то есть  $0,25 \leq \frac{d}{h_w} \leq 0,5$ , то максимальный вертикальный прогиб балки должен быть проверен согласно условию

$$\frac{f}{l} \cdot k_f \leq \left[ \frac{f}{l} \right], \quad (3.31)$$

где  $k_f = 1,3$  – коэффициент, учитывающий влияние отверстия на вертикальный прогиб балки.

Для того, чтобы изучить влияние одиночного кругового отверстия на прогиб балки с гофрированной стенкой при изгибе были проведены численные эксперименты МКЭ на моделях балок с плоской и гофрированной стенкой с различными геометрическими параметрами гофров.

Геометрические параметры исследуемых балок приведены в таблице 3.2. Всего было рассмотрено 20 балок и 5 вариантов относительно размера отверстия. Рассмотрены два варианта расположения отверстия по длине балки: в зоне чистого изгиба (сечение 1-1) и в зоне поперечного изгиба (сечение 2-2). Расчетная схема исследуемых балок с гофрированной стенкой приведена на рис. 3.9.

В результате численных расчетов моделей балок МКЭ были определены максимальные вертикальные прогибы балок  $f_{fea}$ , которые сравнивались с максимальными вертикальными прогибами балок  $f_t$ , вычисленными по теоретической формуле (2.41). Для случаев с относительными размерами отверстий  $0,25 \leq \frac{d}{h_w} \leq 0,5$  значения, полученные по формуле (2.41), умножались на коэффициент  $k_f$  согласно рекомендациям [52]. Результаты испытаний моделей балок, а также их сравнение с теоретическими значениями приведены в таблицах 3.13-3.15.

Таблица 3.13

Шифр балки	$\frac{d}{h_w}$	Сечение 1-1			Сечение 2-2		
		$f_{fea}$ , мм	$f_t$ , мм	$\frac{f_{fea}}{f_t}$	$f_{fea}$ , мм	$f_t$ , мм	$\frac{f_{fea}}{f_t}$
L6F0	0	21.86	20.83	1.049	21.86	20.83	1.049
	0,1	21.86		1.049	21.86		1.049
	0,2	21.86		1.049	21.87		1.050
	0,3	21.86		1.049	21.89		1.051
	0,4	21.86		1.049	21.92		1.052
	0,5	21.87		1.050	21.96		1.054
L6F40	0	20.6	20.07	1.026	20.6	20.07	1.026
	0,1	20.76		1.034	20.61		1.027
	0,2	20.63		1.028	20.65		1.029
	0,3	20.78	26.09	0.796	20.67	26.09	0.792
	0,4	20.64		0.791	20.69		0.793
	0,5	20.64		0.791	20.76		0.796
L6F60	0	20.89	20.07	1.041	20.89	20.07	1.041
	0,1	20.91		1.042	20.89		1.041
	0,2	20.92		1.042	20.87		1.040
	0,3	20.91	26.09	0.801	20.89	26.09	0.801
	0,4	20.91		0.801	20.93		0.802
	0,5	20.92		0.802	20.98		0.804
L6F80	0	21.11	20.07	1.052	21.11	20.07	1.052
	0,1	21.07		1.050	21.1		1.051
	0,2	21.11		1.052	21.24		1.058
	0,3	21.09	26.09	0.808	21.13	26.09	0.810
	0,4	21.08		0.808	21.16		0.811
	0,5	21.11		0.809	21.22		0.813

Таблица 3.14

Шифр балки	$\frac{d}{h_w}$	Сечение 1-1			Сечение 2-2		
		$f_{fea}$ , мм	$f_t$ , мм	$\frac{f_{fea}}{f_t}$	$f_{fea}$ , мм	$f_t$ , мм	$\frac{f_{fea}}{f_t}$
L12F0	0	51.56	50.62	1.019	51.56	50.62	1.019
	0,1	51.57		1.019	51.57		1.019
	0,2	51.55		1.018	51.57		1.019
	0,3	51.57		1.019	51.58		1.019
	0,4	51.57		1.019	51.6		1.019
	0,5	51.59		1.019	51.64		1.020
L12F40	0	49.97	48.98	1.020	49.97	48.98	1.020
	0,1	49.49		1.010	49.47		1.010
	0,2	49.52		1.011	49.91		1.019
	0,3	49.52	63.67	0.778	49.95	63.67	0.785
	0,4	49.51		0.778	49.9		0.784
	0,5	49.45		0.777	49.99		0.785
L12F60	0	50.31	48.98	1.027	50.31	48.98	1.027
	0,1	50.18		1.024	49.76		1.016
	0,2	50.17		1.024	49.8		1.017
	0,3	50.21	63.67	0.789	50.24	63.67	0.789
	0,4	50.17		0.788	50.2		0.788
	0,5	50.21		0.789	50.27		0.790
L12F80	0	50.46	48.98	1.030	50.46	48.98	1.030
	0,1	50.33		1.028	49.96		1.020
	0,2	50.05		1.022	49.97		1.020
	0,3	50.01	63.67	0.785	50.51	63.67	0.793
	0,4	50.01		0.785	50.58		0.794
	0,5	50.02		0.786	50.68		0.796

Таблица 3.15

Шифр балки	$\frac{d}{h_w}$	Сечение 1-1			Сечение 2-2		
		$f_{fea}$ , мм	$f_t$ , мм	$\frac{f_{fea}}{f_t}$	$f_{fea}$ , мм	$f_t$ , мм	$\frac{f_{fea}}{f_t}$
L18F0	0	69.07	68.33	1.011	69.07	68.33	1.011
	0,1	69.14		1.012	69.03		1.010
	0,2	69.02		1.010	69.06		1.011
	0,3	69.05		1.011	69.03		1.010
	0,4	69.04		1.010	69.08		1.011
	0,5	69.13		1.012	69.09		1.011
L18F40	0	80.85	80.92	0.999	80.85	80.92	0.999
	0,1	78.49		0.970	78.32		0.968
	0,2	78.48		0.970	78.41		0.969
	0,3	78.47	105.20	0.746	78.44	105.20	0.746
	0,4	78.54		0.747	78.48		0.746
	0,5	78.59		0.747	78.59		0.747
L18F60	0	81.44	80.92	1.006	81.44	80.92	1.006
	0,1	79.18		0.978	79.08		0.977
	0,2	79.18		0.978	79.05		0.977
	0,3	79.21	105.20	0.753	79.07	105.20	0.752
	0,4	79.18		0.753	79.08		0.752
	0,5	79.22		0.753	79.23		0.753
L18F80	0	81.63	80.92	1.009	81.63	80.92	1.009
	0,1	79.6		0.984	79.55		0.983
	0,2	79.76		0.986	79.53		0.983
	0,3	79.69	105.20	0.758	79.64	105.20	0.757
	0,4	79.68		0.757	79.66		0.757
	0,5	79.74		0.758	79.76		0.758



Как видно из таблиц 3.13-3.15, значения максимальных прогибов, полученные расчетом МКЭ, для балок с плоской стенкой хорошо совпадают со значениями максимальных прогибов балок, определенных по теоретическим формулам. Расхождение в значениях не превышает 5%.

Значения максимальных прогибов, полученные расчетом МКЭ, для балок с гофрированной стенкой при относительном диаметре отверстия  $\frac{d}{h_w} < 0,3$  хорошо совпадают со значениями максимальных прогибов, определенными по теоретической формуле (2.41). Расхождение в результатах не превышает 6%, причем значения вертикальных прогибов, полученные МКЭ больше теоретически вычисленных значений.

Для балок с гофрированной стенкой при относительном диаметре отверстия  $0,3 \leq \frac{d}{h_w} \leq 0,5$  значения максимальных прогибов, полученные МКЭ, значительно расходятся со значениями, вычисленными по теоретической формуле (2.41) с использованием повышающего коэффициента  $k_f = 1,3$ . Разница в результатах для некоторых балок и размеров отверстия превышает 25%, причем такая разница возникает как раз из-за того, что в формуле (2.41) учтен повышающий коэффициент, увеличивающий теоретический прогиб на 30%.

На самом деле увеличение максимального прогиба балок, конечно, происходит, но не в такой большой степени, как предполагается по СНиП РК 5.04-23-2002 [52].

Для того, чтобы лучше описать явление увеличения прогиба при ослаблении гофрированной стенки отверстием в данной работе предлагается при определении вертикального прогиба балок с гофрированной стенкой, ослабленной круговым отверстием с относительным размером

$0,3 \leq \frac{d}{h_w} \leq 0,5$ , принимать  $k_f = 1,1$ .

### 3.11. Подкрепление отверстий в гофрированных стенках балок

При выполнении отверстия в гофрированной стенке балки вблизи него возникает зона повышенной концентрации напряжений. Если же приведенные напряжения на контуре отверстия превысят предел текучести для материала стенки, то вблизи отверстия возможно развитие трещины, что может привести к разрушению конструкции.

Для того, чтобы избежать возможной концентрации напряжений отверстие можно подкрепить различными способами. В зависимости от выбранного способа подкрепления, коэффициент концентрации напряжений вблизи отверстия в гофрированной стенке снижается и при определенных условиях может быть равен 1,0. Такое отверстие называется нейтральным.

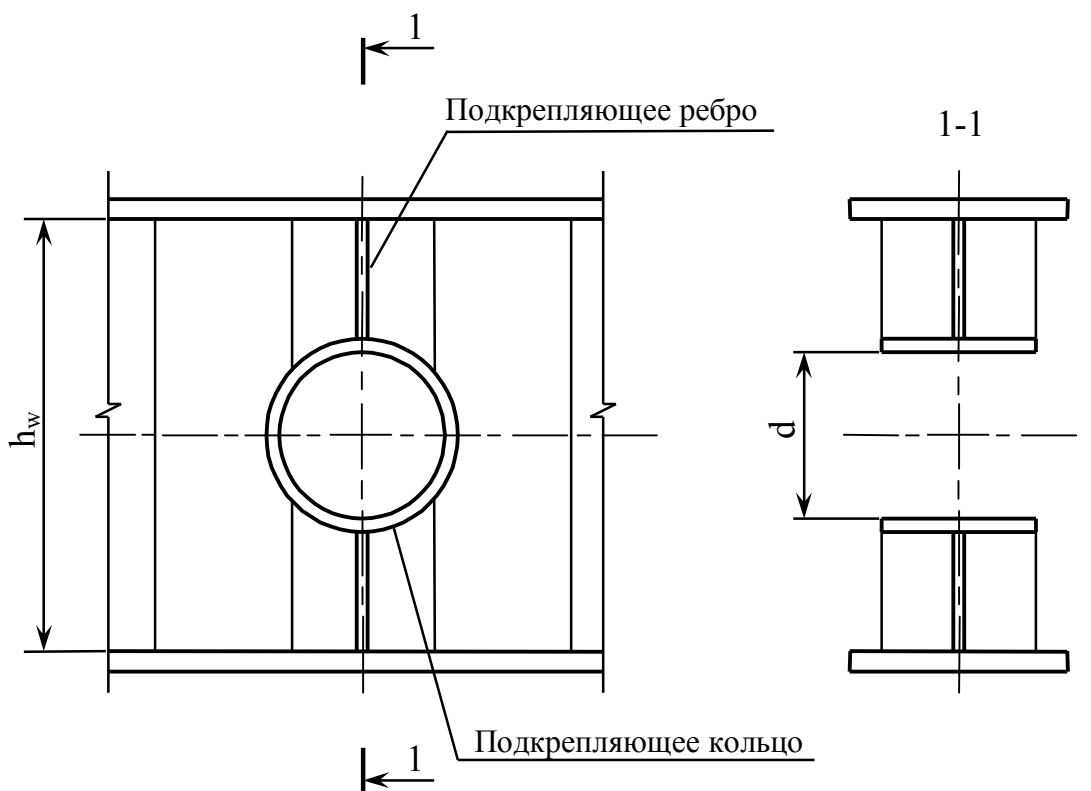


Рис. 3.13 Схема укрепления отверстия в балке с гофрированной стенкой по рекомендациям СНиП РК 5.04-23-2002 [52]

Согласно СНиП РК 5.04-23-2002 [52] в разрезных балках, нагруженных равномерно-распределенной нагрузкой, в средней трети пролета и в сечении, где  $\tau_{xy} \leq 0,5 \cdot R_s$ , допускается выполнять круглые отвер-

стия с относительным размером  $\frac{d}{h_w} \leq 0,5$ . Центры отверстий рекомендуется располагать посередине высоты стенки и окаймлять листовой или угловой сталью и парными ребрами жесткости. Схема подкрепления отверстия в гофрированной стенке балки приведена на рисунке 3.13.

Сечение подкрепляющих ребер жесткости следует назначать в соответствии с условиями

$$b_h \geq \frac{h_w}{30} + 40\text{мм}, \quad (3.32)$$

$$t_h \geq 2 \cdot b_h \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}, \quad (3.33)$$

где  $b_h$  – ширина подкрепляющего ребра жесткости;

$t_h$  – толщина подкрепляющего ребра жесткости.

Каких-либо теоретических или экспериментальных исследований по определению влияния подкрепленных отверстий на несущую способность балки с гофрированной стенкой не было проведено, либо они не доступны в широкой печати. В рамках данной работы случаи подкреплений отверстия также не были рассмотрены, и вопрос требует дальнейших исследований.

#### 4. МЕТОДИКА РАСЧЕТА БАЛОК С ГОФРИРОВАННОЙ СТЕНКОЙ

Расчет сварной балки с гофрированной стенкой состоит из двух этапов: статического и конструктивного.

Статический расчет выполняется в такой последовательности:

- составление расчетной схемы балки с указанием условий опирания, пролета балки, параметров нагрузок, действующих на балку;
- определение максимальных усилий в балке (расчетного и нормативного изгибающих моментов  $M$  и  $M_n$ , расчетной и нормативной поперечной силы  $Q$  и  $Q_n$ ).

Конструктивный расчет балки выполняют в следующем порядке:

- подбор и компоновка основного сечения балки;
- проверка балки по I группе предельных состояний;
- проверка балки по II группе предельных состояний.

##### 4.1. Компоновка стенки балки

Подбор и компоновку сечения балки с гофрированной стенкой, как правило, начинают с определения размеров поперечного сечения стенки. Для этого по максимальному расчетному изгибающему моменту  $M$ , исходя из условия прочности изгибаемого элемента по нормальным напряжениям, определяют требуемый момент сопротивления сечения балки  $W_{x,tr}$ .

Его можно определить с учетом развития пластических деформаций в поясах балки из условия (2.15) или с учетом упругой работы материала поясов из условия (2.11).

В случае упругой работы материала поясов имеем

$$W_{x,tr} \geq \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c}, \quad (4.1)$$

- где  $M$  – максимальный расчетный изгибающий момент в балке;  
 $R_y$  – расчетное сопротивление материала пояса по пределу текучести, определяемое согласно табл. 51\* СНиП II-23-81\* [51];  
 $\gamma_c$  – коэффициент условий работы конструкции, определяемый согласно табл. 6 СНиП II-23-81\* [51].

В случае развития пластических деформаций в поясах балки выражение (4.1) примет вид

$$W_{x, tr} \geq \frac{M}{(1,2..1,4) \cdot R_y \cdot \gamma_c}.$$

Задача компоновки составного сечения балки является вариантной, то есть из множества решений необходимо выбрать одно, близкое к оптимальному по расходу стали. Поперечное сечение балки с гофрированной стенкой приведено на рисунке 4.1.

Начинают компоновку с определения основного размера сечения – общей высоты балки  $h$ .

Высоту балки определяют из двух условий: металлоемкости и жесткости.

Из условия металлоемкости оптимальную высоту балки  $h_{opt}$  находят по формуле

$$h_{opt} = 0,9 \cdot \sqrt[3]{\lambda_w \cdot W_{x, tr}}, \quad (4.2)$$

где  $\lambda_w = \frac{h_w}{t_w}$  – гибкость гофрированной стенки балки.

Для предварительного расчета принимают высоту стенки  $h_w$  в пределах от  $\frac{1}{12}$  до  $\frac{1}{30}$  пролета балки  $L$ .

Условие жесткости балки с поперечно-гофрированной стенкой с учетом влияния поперечных сил при условии равномерного распределения нагрузки по балке можно записать в виде

$$\frac{f}{L} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M \cdot L}{E \cdot I} + \frac{\alpha}{G \cdot A} \cdot \frac{Q}{4} \leq \left[ \frac{f}{L} \right], \quad (4.3)$$

где  $\alpha$  – коэффициент неравномерности распределения касательных напряжений по стенке балки.

Допуская, что весь изгибающий момент в балке с гофрированной стенкой воспринимается только поясами, а стенка воспринимает только касательные напряжения, которые постоянны по ее высоте, можно выразить

$$EI = E \cdot 2b_f t_f \cdot \left( \frac{h_f}{2} \right)^2 = E \cdot \frac{b_f t_f h_f^2}{2}; \quad (4.4)$$

$$GA = G \cdot h_w t_w. \quad (4.5)$$

Таким образом, минимальная высота балки с гофрированной стенкой, удовлетворяющая условию жесткости, может быть получена следующим образом:

$$h_{\min} \geq \frac{5}{24} \cdot \frac{M_n}{M} \cdot \frac{L \cdot R_y \cdot \gamma_c}{E \cdot \left[ \frac{f}{L} \right]} + \frac{1}{4} \cdot \frac{Q_n}{G \cdot t_w \cdot \left[ \frac{f}{L} \right]}; \quad (4.6)$$

где  $E = 206\,000$  МПа – модуль упругости прокатной стали (принимается по табл. 63 СНиП II-23-81\* [51]);

$G = 78\,000$  МПа – модуль сдвига прокатной стали (принимается по табл. 63 СНиП II-23-81\* [51]);

$L$  – пролет балки;

$\left[ \frac{f}{L} \right]$  – предельный относительный вертикальный прогиб балки

(принимается по табл. 19 СНиП 2.01.07-85\* [50]).

Окончательно высоту сечения балки  $h$  принимают, как правило, больше минимальной и близкой к оптимальной высоте балки. Определяющей при этом является высота стенки  $h_w$ , которая должна быть увязана со стандартными размерами выпускаемых листов.

Толщина стенки  $t_w$  подбирается из условия прочности гофрированной стенки на срез по касательным напряжениям

$$\tau_{xy} = \frac{Q}{h_w \cdot t_w} \leq R_s \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{wc}, \quad (4.7)$$

где  $Q$  – максимальные касательные напряжения в балке;

$R_s = \frac{R_y}{\sqrt{3}}$  – расчетное сопротивление материала стенки сдвигу;

$\gamma_{wc} = 0,9$  – коэффициент условий работы поперечно-гофрированной стенки на срез по СНиП РК 5.04-23-2002 [52].

Из выражения (4.7) можно получить

$$t_w \geq \frac{Q}{h_w \cdot R_s \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{wc}}. \quad (4.8)$$

Подобранная толщина гофрированной стенки должна удовлетворять условию (4.7). В практическом проектировании толщина гофрированной стенки назначается, как правило, в пределах от 2мм до 8мм.

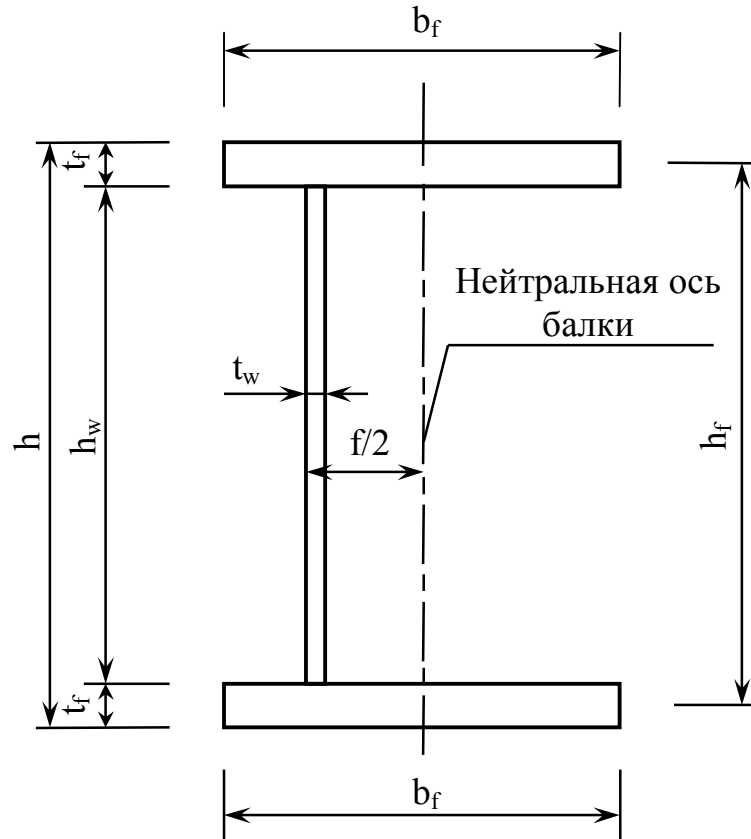


Рис. 4.1. Поперечное сечение балки с гофрированной стенкой

Геометрические параметры гофров – шаг и высота подбираются в зависимости от высоты стенки из следующих условий:

$$\text{шаг} - a \geq \frac{h_w}{7,5}; \quad (4.9)$$

$$\text{высота} - f \geq \frac{h_w}{35} + 30\text{мм}. \quad (4.10)$$

При этом, с точки зрения расхода металла, наиболее оптимальны гофры с соотношением  $\frac{f}{a}$  от 0,2 до 0,4.

Шаг гофров, как правило, должен быть таким, чтобы по длине балки располагалось целое число гофров.

В практическом проектировании высота гофров назначается, как правило, от 2см до 8см.

Окончательно параметры  $a$  и  $f$  назначают таким образом, чтобы панель гофра была устойчивой, а значит, выполнялись следующие требования:

$$\bar{\lambda}_c = \frac{b_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq 2,3, \quad (4.11)$$

$$b_w \leq 2,3 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}, \quad (4.12)$$

где  $\bar{\lambda}_c$  – условная гибкость панели гофра;

$b_w = \sqrt{a^2 + f^2}$  – ширина панели гофра.

#### 4.2. Компоновка поясов балки

Задача о компоновке поясов балки является вариантной и подразумевает множество верных решений. Для определения поперечного сечения пояса балки в первом приближении задаются толщиной пояса  $t_f$ .

Задавшись значением толщины пояса балки можно выразить

$$h_f = h_w + t_f, \quad (4.13)$$

где  $h_f$  – расстояние между центрами тяжести поясов.

Исходя из условия прочности балки с гофрированной стенкой по нормальным напряжениям (2.13), определяем

$$A_f \geq \frac{M}{h_f \cdot R_y \cdot \gamma_c}, \quad (4.14)$$

где  $A_f$  – площадь поперечного сечения одного пояса балки.

Определив площадь поперечного сечения одного пояса, находим ширину пояса

$$b_f = \frac{A_f}{t_f}. \quad (4.15)$$

Окончательно размеры поперечного сечения поясов назначают с учетом ряда конструктивных требований:

$b_f = \left( \frac{1}{3} \dots \frac{1}{5} \right) h$  – из условия обеспечения общей устойчивости балки;



$t_f \leq 3t_w$  – из технологических требований по обеспечению свариваемости элементов поясов и стенки;

$b_f \geq 180\text{мм}$  – из условия опирания элементов по верхнему поясу.

Поясные листы толщиной более 40 мм применять не следует. Для полок рекомендуется использование универсальной полосовой стали по ГОСТ 82-70\* [34-36, 40, 44].

### 4.3. Проверка подобранного сечения балки по прочности

После назначения основных геометрических размеров поперечного сечения балки подобранное сечение проверяют на прочность по первой и второй группе предельных состояний (по прочности, устойчивости и деформациям).

Проверка прочности сечения балки с гофрированной стенкой по нормальным напряжениям при работе поясов балки в упругой стадии производится по формуле

$$\sigma_x = \frac{M}{A_f \cdot h_f} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (4.16)$$

где  $\sigma_x$  – максимальные нормальные напряжения в поясах балки с гофрированной стенкой при изгибе.

При кратковременной знакопеременной нагрузке с очень редкой повторяемостью (например, сейсмической) двутавры с поперечно-гофрированной стенкой допускается рассчитывать на поперечный изгиб с учетом развития ограниченных пластических деформаций в поясах, принимая в качестве расчетного увеличенный предел текучести стали, то есть

$$\sigma_{\max}^{\text{pl}} = \frac{M}{A_f h_f} \leq (1,2..1,4) \cdot R_y \gamma_c, \quad (4.17)$$

где  $\sigma_{\max}^{\text{pl}}$  – максимальные нормальные напряжения в поясах балки с гофрированной стенкой с учетом развития ограниченных пластических деформаций в поясах.

Проверка прочности сечения балки с гофрированной стенкой по максимальным касательным напряжениям осуществляется по формуле

$$\tau_{xy} = \frac{Q}{h_w \cdot t_w} \leq R_s \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{wc}, \quad (4.18)$$

где  $\gamma_{wc} = 0,9$  – коэффициент условий работы поперечно-гофрированной стенки на срез.

Если прочность сечения балки не обеспечена или имеется большое недонапряжение (более 5 %), то сечение корректируется, и прочность балки по нормальным и касательным напряжениям проверяется вновь.

Перенапряжение в сечениях балки не допускается.

В местах приложения сосредоточенной нагрузки к верхнему поясу, а также в опорных сечениях балки, не укрепленных ребрами жесткости, следует проверять местные нормальные напряжения  $\sigma_{loc}$  по условию

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w \cdot l_{loc}} \leq R_y \gamma_c, \quad (4.19)$$

$$l_{loc} = b + 2 \cdot t_f, \quad (4.20)$$

где  $\sigma_{loc}$  – местные нормальные напряжения в гофрированной стенке балки от действия сосредоточенной силы;

$F$  – расчетное значение нагрузки (приложенной силы);

$l_{loc}$  – условная длина распределения нагрузки, определяемая в зависимости от условий опирания (рис. 4.2);

$b$  – ширина зоны передачи нагрузки;

$t_f$  – толщина верхнего пояса балки.

В местах изменения поперечного сечения балки следует проверять приведенные напряжения в сжатой зоне стенки согласно энергетической теории прочности по формуле

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma_w^2 + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \leq 1,15 \cdot R_y \cdot \gamma_c, \quad (4.21)$$

$$\sigma_w = \frac{M}{I_c} \cdot y_1 \cdot \frac{t_y}{t_w}, \quad (4.22)$$

где  $\sigma_{ef}$  – приведенные напряжения в сжатой зоне стенки;

$\sigma_w$  – нормальные напряжения в гофрированной стенке балки на уровне сварного поясного шва;

$$I_c = \frac{A_f h_f^2}{2} + \beta \cdot \frac{t_w h_w^3}{12} - \text{момент инерции балки с поперечно-гофрированной стенкой};$$

гофрированной стенкой;

$\beta = \nu + 2c \cdot (1 - \nu) \cdot (1 - c + 0,4c^2)$  – коэффициент, показывающий отношение моментов инерции гофрированной и плоской стенок одинаковой толщины;

$$\nu = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f}{a}\right)^2}} \cdot \frac{1}{1 + \left(\frac{f}{a}\right)^2 + (1 - \mu^2) \cdot \left(\frac{f}{t_w}\right)^2}, \quad c = \frac{a}{h_w \sqrt{f}};$$

Последняя формула является эмпирической, причем значения  $a$ ,  $h_w$  и  $f$  – следует подставлять в сантиметрах.

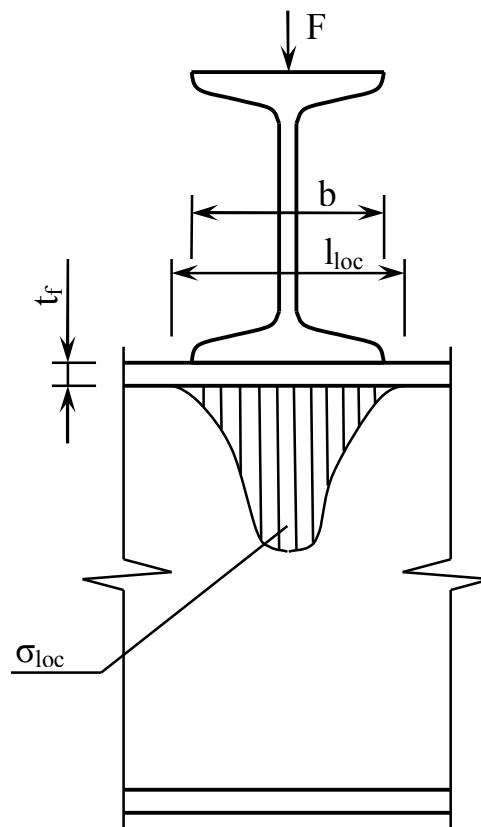


Рис. 4.2. Распределение местных нормальных напряжений по высоте гофрированной стенки балки

#### 4.4. Проверка подобранного сечения балки с гофрированной стенкой, ослабленной отверстием, по прочности

Вблизи отверстия в балке с гофрированной стенкой возникает зона концентрации напряжений, в результате чего, приведенные напряжения на контуре отверстия могут превысить предельно допустимые значения и в стенке балки возникнет зона пластической деформации, что недопустимо. Поэтому в случае выполнения отверстия в гофрированной стенке балки необходимо проверить приведенные напряжения на контуре отверстия.

В случае расположения отверстия в зоне чистого изгиба балки, где  $M_1 \neq 0, Q_1 = 0$ , проверка прочности стенки вблизи отверстия осуществляется по формуле

$$\sigma_k = \sigma_{w1} \cdot K_M \leq 1,15 \cdot R_y \gamma_c, \quad (4.23)$$

где  $\sigma_k$  – приведенные напряжения на контуре отверстия с учетом концентрации напряжений;

$$\sigma_{w1} = \frac{M_1}{I_c} \cdot y_1 \cdot \frac{t_y}{t_w} \text{ – нормальные напряжения в гофрированной}$$

стенке в сечении с отверстием на уровне поясного сварного шва балки;

$M_1$  – расчетное значение изгибающего момента в сечении на уровне центра отверстия;

$K_M$  – коэффициент концентрации напряжений при изгибе балки с гофрированной стенкой, ослабленной круговым отверстием, определяемый по формуле

$$K_M = \left(1 - \frac{f}{a}\right) \cdot \left(\frac{d}{h_w}\right)^{0,5}, \quad (4.24)$$

где  $f$  – высота гофра;

$a$  – длина гофра;

$d$  – диаметр отверстия;

$h_w$  – высота гофрированной стенки.

В случае расположения отверстия в зоне поперечного изгиба, где  $M_1 \neq 0, Q_1 \neq 0$ , проверка прочности стенки вблизи отверстия осуществляется по формуле

$$\sigma_k = \tau_{xy1} \cdot K_Q \leq 1,15 \cdot R_y \gamma_c, \quad (4.27)$$

где  $\sigma_k$  – приведенные напряжения на контуре отверстия с учетом концентрации напряжений;

$$\tau_{xy1} = \frac{Q_1}{h_w \cdot t_w} \text{ – касательные напряжения в гофрированной стенке}$$

в сечении с отверстием;

$Q_1$  – расчетное значение поперечной силы в сечении на уровне центра отверстия;

$K_Q$  – коэффициент концентрации напряжений при изгибе балки с гофрированной стенкой, ослабленной круговым отверстием, определяемый по формуле

$$K_Q = 0,1 \cdot \lambda_w \cdot \left( \frac{d}{h_w} \right)^2 + 2 \cdot \frac{d}{h_w} + 4, \quad (4.28)$$

где  $\lambda_w = \frac{h_w}{t_w}$  – гибкость гофрированной стенки;

$t_w$  – толщина гофрированной стенки;

$d$  – диаметр отверстия;

$h_w$  – высота гофрированной стенки.

#### 4.5. Проверка подобранного сечения гофрированной стенки балки по устойчивости

Предельное состояние в сечении балки с гофрированной стенкой может наступить не только при исчерпании несущей способности по прочности, но и при потере устойчивости стенки и пояса балки, а также общей устойчивости балки из плоскости.

При потере устойчивости стенки выделяют так называемые местную потерю устойчивости стенки (выпучивание одной панели гофра) и общую потерю устойчивости стенки (потеря устойчивости нескольких гофров).

Проверка местной устойчивости панели гофра производится по формуле

$$\tau_{p,cr} = \frac{1,12 \cdot C_{p,cr} \cdot R_s}{\bar{\lambda}_c^2} \geq \tau_{xy}, \quad (4.29)$$

где  $C_{p,cr}$  – коэффициент, принимаемый по табл. 2.1 в зависимости от отношения высоты стенки и ширины панели гофра  $\frac{h_w}{b_w}$  [52, 53];

$$\bar{\lambda}_c = \frac{b_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} - \text{условная гибкость панели гофра};$$

Проверка общей устойчивости гофрированной стенки балки производится по формуле

$$\tau_{o,cr} = \frac{1,12 \cdot C_{o,cr} \cdot R_s}{\bar{\lambda}_w^2} \geq \tau_{xy}, \quad (4.30)$$

где  $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$  – условная гибкость гофрированной стенки;

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

мый в зависимости от соотношения параметров гофров;

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

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

#### 4.6. Проверка подобранного сечения гофрированной стенки балки, ослабленной круговым отверстием, по устойчивости

Наличие отверстия в гофрированной стенке снижает как местную устойчивость панели гофра с отверстием, так и общую устойчивость всей гофрированной стенки.

Проверку местной устойчивости панели гофра, ослабленного круговым отверстием, рекомендуется производить по формуле

$$\tau_{p,cr}^h = \frac{1,12 \cdot C_{p,cr} \cdot R_s}{\bar{\lambda}_c^2} \cdot \gamma_{wc} \geq \tau_{xy}, \quad (4.31)$$

где  $\gamma_{wc}^{Me} = 1 - 1,85 \cdot \left(\frac{d}{b_w}\right) + 0,95 \cdot \left(\frac{d}{b_w}\right)^2$  – коэффициент условий работы поперечно-гофрированной стенки при проверке местной устойчивости панели гофра, ослабленного отверстием;  
 $d$  – диаметр отверстия;  
 $b_w$  – ширина панели гофра.

Проверку общей устойчивости гофрированной стенки, ослабленной круговым отверстием, рекомендуется производить по формуле

$$\tau_{o,cr}^h = \frac{1,12 \cdot C_{o,cr} \cdot R_s}{\bar{\lambda}_w^2} \cdot \gamma_{wc} \geq \tau_{xy}, \quad (4.32)$$

где  $\gamma_{wc}$  – коэффициент условий работы поперечно-гофрированной стенки при проверке общей устойчивости;

$$\gamma_{wc} = 0,5 \quad \text{при} \quad \frac{d}{h_w} < 0,25;$$

$$\gamma_{wc} = 0,3 \quad \text{при} \quad 0,25 \leq \frac{d}{h_w} \leq 0,5.$$

#### 4.7. Проверка подобранного сечения пояса балки по устойчивости

В сварной двутавровой балке вообще и в балке с гофрированной стенкой в частности сжатый пояс может потерять местную устойчивость на отдельном участке, что приведет к снижению несущей способности пояса и всей балки при изгибе.

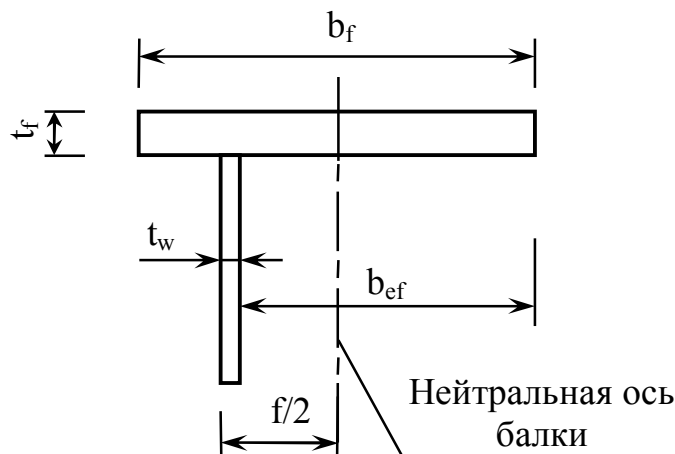


Рис. 4.3. Свес сжатого пояса балки с гофрированной стенкой

В сварных балках с гофрированной стенкой рекомендуется выполнять проверку местной устойчивости сжатого пояса по формуле

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq \left[ \frac{b_{ef}}{t_f} \right], \quad (4.33)$$

где  $b_{ef} = 0,5 \cdot (b_f + 0,7 \cdot f)$  – свободный свес сжатого пояса балки с гофрированной стенкой;

$\left[ \frac{b_{ef}}{t_f} \right]$  – предельно допустимое значение отношения свеса сжатого пояса к его толщине, определяемое по табл. 30 СНиП II-23-81\* [51].

#### 4.8. Проверка общей устойчивости балки с гофрированной стенкой из плоскости

Если сжатый пояс балки раскреплен из плоскости сплошным жестким настилом, непрерывно опирающимся на сжатый пояс балки и надежно с ним связанный, то балка не сможет потерять устойчивость из своей плоскости и общую устойчивость балки с гофрированной стенкой проверять не требуется.

Во всех остальных случаях общую устойчивость балок с гофрированной стенкой рекомендуется проверять по формуле

$$\sigma_f = \frac{\sigma_x}{\varphi_f} \leq R_y \cdot \gamma_c, \quad (4.34)$$

где  $\varphi_f$  – коэффициент продольного изгиба, принимаемый по табл. 72

СНиП II-23-81\* [51] при гибкости пояса  $\lambda_f = \frac{l_{ef}}{i_f}$ ;

$i_f = 0,29 \cdot b_f$  – радиус инерции пояса балки в горизонтальной плоскости;

$l_{ef}$  – расчетная длина балки, принимаемая равной расстоянию между точками закрепления сжатого пояса балки от смещения из плоскости балки (расстояние между узлами крепления горизонтальных связей, точками крепления жесткого настила).



#### 4.9. Проверка выбранного сечения балки с гофрированной стенкой по второй группе предельных состояний

Проверку прочности сечения балки с гофрированной стенкой по второй группе предельных состояний можно не выполнять, если при компоновке поперечного сечения балки фактическая высота  $h$  была принята больше минимальной высоты  $h_{\min}$ , определенной с учетом предельно допустимого относительного прогиба.

В случаях, когда условие  $h > h_{\min}$  не выполняется, необходима проверка балки на жесткость. Прогиб балки с гофрированной стенкой рекомендуется определять с учетом действия поперечных сил.

Для балки загруженной равномерно распределенной нагрузкой относительный вертикальный прогиб можно проверить из выражения

$$\frac{f}{L} = \left( \frac{5}{48} \cdot \frac{M_n \cdot L}{E \cdot I_c} + \frac{\alpha}{G \cdot A_w} \cdot \frac{Q_n}{4} \right) \leq \left[ \frac{f}{L} \right], \quad (4.35)$$

где  $\left[ \frac{f}{L} \right]$  – предельно допустимый вертикальный прогиб балки опреде-

ляемый по табл. 19 СНиП 2.01.07-85\* [50];

$E = 206\,000$  МПа – модуль упругости прокатной стали, принимаемый по табл. 63 СНиП [51];

$G = 78\,000$  МПа – модуль сдвига прокатной стали, принимаемый по табл. 63 СНиП [51];

$M_n$  и  $Q_n$  – нормативные значения изгибающего момента и поперечной силы;

$\alpha = 1$  – численный коэффициент, на который нужно умножить средние касательные напряжения для того, чтобы получить касательные напряжения в центре тяжести поперечного сечения.

Наличие отверстия уменьшает жесткость балки при изгибе, и вертикальный прогиб балки увеличивается.

Относительный вертикальный прогиб балки с гофрированной стенкой, ослабленной круговым отверстием, следует проверять по формуле

$$\frac{f^h}{L} = \frac{f}{L} \cdot k_f \leq \left[ \frac{f}{L} \right], \quad (4.36)$$

где  $\frac{f}{L}$  – относительный вертикальный прогиб балки с гофрированной стенкой, определенный без учета влияния отверстия по формуле (4.35);

$k_f$  – коэффициент, учитывающий влияние кругового отверстия на деформации балки;

$$k_f = 1,1 \text{ при } 0,3 \leq \frac{d}{h_w} \leq 0,5;$$

$$k_f = 1,0 \text{ при } \frac{d}{h_w} < 0,3.$$

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

---

Обобщая полученные в работе результаты, можно сделать следующие выводы:

1. Изгибаемые конструкции с гофрированными стенками получили широкое распространение с 1930-х гг. в судостроении, с 1940-х гг. в авиастроении, а с конца 1960-х гг. и в строительстве. В настоящее время они находят все более широкое применение в балочных конструкциях промышленных, административных и жилых зданий, а также в конструкциях пролетных строений мостов.
2. На территории бывшего СССР наиболее широкое применение нашли балки со стенками, имеющими гофры треугольного очертания. В европейских странах в конструкциях зданий применяют в основном волнистые гофры. В США, Японии и ряде других стран чаще применяются гофры трапециевидного очертания.
3. На сегодняшний день не существует единой устоявшейся методики расчета таких конструкций для строительства. В современных российских строительных нормах и правилах [37, 38] не приводится каких-либо рекомендаций по расчету и проектированию БГС.
4. Несмотря на то, что общей методики не существует, разные исследователи рассматривают БГС, как конструкцию, состоящую из трех элементов – двух поясов и гофрированной стенки. Все исследователи сходятся в том, что гофрированная стенка не воспринимает или почти не воспринимает нормальных напряжений при изгибе в плоскости балки и практически весь изгибающий момент воспринимается полностью поясами. Стенка воспринимает только сдвигающие усилия, причем ее несущая способность на срез не зависит от параметров гофров, а зависит от высоты и толщины стенки. Размеры гофров определяют устойчивость стенки и формы потери устойчивости (общая потеря устойчивости или местная – одного гофра).
5. При практическом проектировании участием стенки в работе балки на изгиб можно пренебречь и считать, что изгибающий момент полностью воспринимается поясами, а поперечная сила воспринимается полностью стенкой балки.

6. В рамках данной работы методом конечного элемента на моделях балок с гофрированной стенкой было изучено явление концентрации напряжений вблизи кругового отверстия в гофрированной стенке балки, подверженной изгибу.
7. Было установлено, что несущая способность гофрированной стенки балки в случае ее ослабления отверстием значительно снижается. Наличие отверстия в зоне балки, подверженной воздействию изгибающего момента и поперечной силы, сильнее снижает несущую способность балки, чем наличие отверстия в зоне, где действует только изгибающий момент.
8. Методами численного эксперимента были получены коэффициенты концентрации напряжений в случае нахождения отверстия в зоне чистого изгиба и в зоне поперечного изгиба балки.
9. В результате анализа и обработки полученных значений коэффициентов концентрации напряжений для практических расчетов и проверки прочности сечения балки ослабленного круговым отверстием в данной работе предлагаются формулы (3.16) и (3.17), позволяющие определить коэффициенты концентрации напряжений вблизи кругового отверстия в гофрированной стенке балки при изгибе. Предлагаемые формулы справедливы для гофров треугольного очертания при относительном диаметре отверстия  $\frac{d}{h_w}$  от 0,1 до 0,5 и при относительных размерах гофров  $\frac{f}{a}$  от 0,2 до 0,4.
10. Путем расчета МКЭ моделей балок с гофрированной стенкой в данной работе было установлено, что местная и общая устойчивость гофрированной стенки балки, ослабленной отверстием, значительно снижается по сравнению с балкой без отверстия.
11. В результате анализа и обработки полученных значений коэффициентов условий работы треугольного гофра, ослабленного отверстием, в данной работе предлагается формула (3.25) для практического определения этого коэффициента. Предлагаемая формула справедлива для гофров треугольного очертания при относительном диаметре отверстия  $\frac{d}{h_w}$  от 0,1 до 0,5 и при относительных размерах гофров  $\frac{f}{a}$  от 0,2 до 0,4.

12. Путем расчета моделей балок с гофрированной стенкой МКЭ было установлено, что максимальный прогиб в балке, ослабленной отверстием, возникает при изгибе в середине пролета балки. При этом влияние отверстия на вертикальный прогиб балки не велико.
13. В результате анализа и обработки данных о величине вертикального прогиба балок с гофрированной стенкой, ослабленной отверстием, в данной работе для практического определения вертикального прогиба предлагается для балок с отверстием и относительными размерами  $\frac{d}{h_w} < 0,3$  определять прогиб без учета отверстия, а в балках с круговым отверстием и относительными размерами  $0,3 \leq \frac{d}{h_w} \leq 0,5$  определять вертикальный прогиб с учетом дополнительного повышающего коэффициента  $k_f = 1,1$ .
14. В рамках данной работы разработана методика для практического инженерного проектирования балок с гофрированной стенкой, в том числе и балок стенки которых, ослаблены круговыми отверстиями.
15. Предлагаемая методика основана на результатах исследований балок с гофрированной стенкой, выполненных в республике Казахстан и бывшем Советском Союзе, которые были дополнены и систематизированы автором данной работы в части, касающейся работы и проверки прочности гофрированной стенки, ослабленной круговым отверстием. Кроме того, при разработке предлагаемой методики были учтены экспериментальные данные и теоретические разработки, российских и зарубежных авторов доступные в широкой печати.
16. Разработанная автором данной работы методика позволяет подобрать сечение двутавровой балки с гофрированной стенкой, проверить его прочность по первой группе предельных состояний, оценить местную устойчивость элементов балки (пояса и стенки), общую устойчивость балки в целом, проверить прочность сечения по второй группе предельных состояний (по предельно допускаемому прогибу). Кроме того, предлагаемая методика позволяет оценить уровень концентрации напряжений вблизи кругового отверстия в гофрированной стенке балки, а также проверить прочность и устойчивость гофрированной стенки с учетом концентрации напря-

жений на контуре отверстия, позволяет оценить прогиб балки с гофрированной стенкой, ослабленной круговым отверстием.

17. Предлагаемая методика в части обозначений, формулировок и подходов к расчету максимально приближена к привычной для рядового проектировщика методике расчета и подбора сечений сварных двутавровых балок с плоской стенкой, изложенной в СНиП II-23-81\* [51], что позволяет, в том или ином виде, включить ее в состав сводов правил (СП) или строительных норм и правил (СНиП) и, таким образом, расширить охватываемый ими круг вопросов практического проектирования.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

---

1. Алфутов Н.А. Основы расчета на устойчивость упругих систем. – М.: Машиностроение, 1978. – 312 с.
2. Ажермачев Г.А. Балки с волнистыми стенками // Промышленное строительство. – 1963. – №4. – С. 54–56.
3. Ажермачев Г.А. Об устойчивости волнистых стенок двутавровых балок при действии касательных усилий // Известия ВУЗов. Серия «Строительство и архитектура». – 1968. – №5. – С. 44–46.
4. 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.
5. Барановская С.Г. Прочность и устойчивость гофрированной стенки стальной двутавровой балки: Автореф. дис. ...канд. тех. наук. – Новосибирск, 1990. – 21 с.
6. Бирюлев В.В., Остриков Г.М., Максимов Ю.С., Барановская С.Г. Местное напряженное состояние гофрированной стенки двутавровой балки при локальной нагрузке // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1989. – №11. – С. 13–15.
7. Блейх Ф. Устойчивость металлических конструкций. – М.: Физматгиз, 1959. – 544 с.
8. Броуде Б.М. Устойчивость пластинок в элементах стальных конструкций. – М.: Машстройиздат, 1949. – 240 с.
9. Васильев А.Л., Глозман М.К., Павлинова Е.А., Филиппео М.В. Прочные судовые гофрированные переборки. – Л.: Судостроение, 1964. – 316 с.
10. Власов В.З. Тонкостенные упругие стержни. – М.: Физматгиз, 1961. – 568 с.
11. Вольмир А.С. Устойчивость деформируемых систем. – М.: Наука, 1967. – 880 с.
12. Горнов В.Н. Новые тонкостенные конструкции // Проект и стандарт. – 1937. – №4. – С. 25–28.
13. Долинский В.В. Стальные двутавровые ригели с гофрированной стенкой в сейсмостойких многоэтажных рамных каркасах: Автореф. дис. ...канд. тех. наук. – Новосибирск, 1985. – 22 с.

14. 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.
15. Енджиевский Л.В., Наделяев В.Д. Каркасы зданий из легких металлических конструкций и их элементы. – М.: АСВ, 1998. – 247 с.
16. Каталог легких несущих и ограждающих металлических конструкций и комплектующих металлоизделий для промышленных зданий. Часть 1. – М.: ЦНИИпроектстальконструкция, 1988. – С. 37-44.
17. Кириленко В.Ф., Окрайнец Г.А. К вопросу расчета балок с гофрированной стенкой // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1969. – №4. – С. 23–27.
18. Кириленко В.Ф. Устойчивость при сдвиге гофрированной пластинки как многоволновой цилиндрической оболочки // Строительная механика и расчет сооружений. – 1975. – №1. – С. 63–64.
19. Кокер Э., Фаилон Л. Оптический метод исследования напряжений. – М.: ОНТИ, 1936. – 644 с.
20. Космодамианский А.С. Напряженное состояние анизотропных сред с отверстиями или полостями. – Киев: Вища школа, 1976. – 201 с.
21. Крылов И.И. Эффективные балки из тонкостенных профилей // Известия ВУЗов. Строительство. – 2005. – №6. – С. 11–14.
22. Крылов И.И., Кретинин А.Н. Развитие конструктивной формы балочных систем из тонкостенных оцинкованных профилей // Известия ВУЗов. Строительство. – 2007. – №2. – С. 88–93.
23. Кудрявцев С.В., Рогалевич В.В. Балки с тонкими гофрированными стенками / Научные труды X отчетной конференции молодых ученых ГОУ ВПО УГТУ-УПИ: сборник статей. В 4 ч. Екатеринбург: ГОУ ВПО УГТУ-УПИ, 2006. Ч. 2. С. 111-112.
24. Мавлютов Р.Р. Концентрация напряжений в элементах авиационных конструкций. – М.: Наука, 1981. – 143 с.
25. Максимов Ю.С. Конструктивные формы элементов многоэтажных рамных каркасов повышенной сейсмостойкости: Автореф. дис. ... канд. тех. наук. – Новосибирск, 1979. – 20 с.
26. Максимов Ю.С., Остриков Г.М., Бирюлев В.В. Металлические рамные каркасы многоэтажных зданий повышенной сейсмостойкости // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1979. – №4. – С. 11–17.



27. Максимов Ю.С., Остриков Г.М. Современные конструкции металлических каркасов многоэтажных зданий для сейсмических районов. Обзор. – М.: ВНИИИС, 1983. – 60 с.
28. Максимов Ю.С., Остриков Г.М., Долинский В.В. Исследование несущей способности стальных двутавровых балок с вертикально гофрированной стенкой // Строительная механика и расчет сооружений. – 1983. – №1. – С. 68–70.
29. Максимов Ю.С., Остриков Г.М. Стальные балки с тонкой гофрированной стенкой – эффективный вид несущих конструкций покрытий производственных зданий // Промышленное строительство. – 1984. – №4 – С. 10–11.
30. Максимов Ю.С., Остриков Г.М. Применение эффективных типов стальных конструкций покрытий зданий – важный резерв экономии металла и топлива // Экономика строительства. – 1984. – №6 – С. 48–50.
31. Максимов Ю.С., Остриков Г.М., Долинский В.В. Устойчивость гофрированных стенок двутавровых балок // Строительная механика и расчет сооружений. – 1985. – №6. – С. 43–45.
32. Максимов Ю.С., Остриков Г.М. Легкие покрытия одноэтажных производственных зданий // Промышленное строительство. – 1987. – №12. – С. 23–25.
33. Максимов Ю.С., Остриков Г.М. Легкие стальные конструкции покрытий производственных зданий. Экспресс-информация. – Алма-Ата: КазЦНТИС Госстроя КазССР, 1987. – 41 с.
34. 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.
35. Металлические конструкции. В 3т. Т. 2. Стальные конструкции зданий и сооружений. Справочник проектировщика / Под общ. ред. В.В. Кузнецова – М.: АСВ, 1998. – 512 с.
36. Металлические конструкции: учебник для студентов высших учебных заведений / Ю.И. Кудишин, Е.И. Беленя, В.С. Игнатьева и др. – М.: Академия, 2006. – 688 с.
37. Мухелишвили Н.И. Некоторые основные задачи математической теории упругости. – М.: Наука, 1966. – 709 с.

38. Ольков Я.И., Степаненко А.Н. О расчете металлических балок с тонкой гофрированной стенкой // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1972. – №10. – С. 12–15.
39. 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.
40. Проектирование металлических конструкций: специальный курс / Под ред. В.В. Бирюлева – Л.: Стройиздат, 1990. – 432 с.
41. Прочность, устойчивость, колебания. В 3 т. Т. 2 / Под ред. И.А. Биргера и Я.Г. Пановко. – М.: Машиностроение, 1968. – 464 с.
42. 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 ВИНТИ 20.07.07 № 749-В2007.
43. 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 ВИНТИ 20.07.07 № 750-В2007.
44. РДС РК 5.04-24-2006. Сортамент сварных двутавровых профилей обычного типа и с гофрированными стенками, соответствующих по прочностным характеристикам прокатным. – Астана, 2007. – 22 с.
45. Рогалевич В.В., Кудрявцев С.В. Концентрация напряжений вблизи круговых отверстий в гофрированных стенках балок // Известия ВУЗов. Строительство. – 2008. – №11 – 12. – С. 8-13.
46. Рыбкин И.С. Совершенствование конструктивных решений, методов моделирования и расчета гофрированных элементов: Автореф. дис. ... канд. тех. наук. – Москва, 2008. – 22 с.
47. Савин Г.Н. Распределение напряжений около отверстий. – Киев: Наукова думка, 1968. – 887 с.
48. Савин Г.Н., Тульчий В.И. Пластики, подкрепленные составными кольцами и упругими накладками. – Киев: Наукова думка, 1971. – 267 с.

49. Савин Г.Н., Тульчий В.И. Справочник по концентрации напряжений (на украинском, русском, английском, немецком языках). – Киев: Вища школа, 1976. – 412 с.
50. СНиП 2.01.07-85\*. Нагрузки и воздействия / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2003. – 44 с.
51. СНиП II-23-81\*. Стальные конструкции / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2003. – 90 с.
52. СНиП РК 5.04-23-2002. Стальные конструкции. Нормы проектирования. – Астана, 2003. – 118 с.
53. СН РК 5.04-08-2004. Пособие по проектированию стальных конструкций – Астана, 2005. – 144 с.
54. Соболев Ю.В. О проектировании стальных составных балок рационального сечения // Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. – 1985. – №1. – С. 18-24.
55. Справочник по строительной механике корабля (в 3 томах) / Под общ. ред. Ю.А. Шиманского. – Л.: Судпромгиз, 1960.
56. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. Книга 2 / Под ред. А.А. Уманского. – М.: Изд-во литературы по строительству, 1973. – 417 с.
57. Степаненко А.Н. Исследование работы металлических балок с тонкими гофрированными стенками при статическом нагружении: Автореф. дис. ...канд. тех. наук. – Свердловск, 1972. – 20 с.
58. Степаненко А.Н. Прочность и устойчивость конструкций из двутавра с волнистой стенкой: Автореф. дис. ...д-ра тех. наук. – Хабаровск, 2001. – 48 с.
59. Тимошенко С.П. Устойчивость упругих систем. – М.: Гостехиздат, 1946. – 532 с.
60. Тимошенко С.П. Сопротивление материалов. Том 1. – М.: Наука, 1965. – 364 с.
61. Тимошенко С.П. Сопротивление материалов. Том 2. – М.: Наука, 1965. – 480 с.
62. Тимошенко С.П. Прочность и колебания элементов конструкций. – М.: Наука, 1975. – 705 с.
63. Феодосьев В.И. Избранные задачи и вопросы по сопротивлению материалов. – М.: Наука, 1967. – 376 с.

64. ТУ 5261-001-43892121-2005. Гофро-балки. Технические условия. – Самара.: ООО «Фирма МетаКом», 2005. – 30 с.
65. 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.
66. Abbas H.H., Sause R., Driver R.G. Behavior of Corrugated Web I-Girders under In-Plane Loads // Journal of Engineering Mechanics. – 2006. – Vol. 132. – №8. – pp. 806-814.
67. 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.
68. 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.
69. 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.
70. Chung K.F., Liu T.C.H., Ko A.C.H. Investigation on Vierendeel mechanism in steel beams with circular web openings // Journal of constructional steel research. – 2001. – Vol. 57. – pp. 467-490.
71. Chung K.F., Liu T.C.H., Ko A.C.H. Steel beams with large web openings of various shapes and sizes: an empirical design method using a generalized moment-shear interaction curve // Journal of constructional steel research. – 2003. – Vol. 59. – pp. 1177-1200.
72. Commentary and worked examples to EN 1993-1-5 “Plated structural elements”. – Luxembourg: European Commission. Joint research centre, 2007. – 242 p.
73. Darwin D. Design of steel and composite beams with web openings. – American institute of steel construction, USA. – 1990. – 65 p.
74. 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.
75. 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.

76. 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.
77. Elgaaly M., Seshadri A. Girders with Corrugated Webs under Partial Compressive Edge Loading // Journal of Structural Engineering. – 1997. – Vol. 123. – №6. – pp. 783-791.
78. 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. 195-208.
79. Elgaaly M., Sheshadri A., Rodriquez R., Ibrahim S. Bridge girders with corrugated webs // Transportation Research Record. – 2000. – Vol. 1696. – pp. 162-170.
80. Fraiser A.F. Experimental investigation of the strength of multiweb beams with corrugated webs. Technical note №3801. – Washington D.C., USA: National advisory committee for aeronautics, 1956. – 17 p.
81. Guo S.J. Stress concentration and buckling behavior of shear loaded composite panels with reinforced cutouts // Composite Structures. – 2007. – Vol. 80. – pp. 1-9.
82. Guo S.J., Morishima R., Zhang X., Mills A. Cutout shape and reinforcement design for composite C-section beams under shear load // Composite structures. – 2009. – Vol. 88. – pp. 179-187.
83. Hagen N.C., Larsen P.K., Aalberg A. Shear capacity of steel plate girders with large web openings, Part 1: Modeling and simulations // Journal of constructional steel research. – 2009. – Vol. 65. – pp. 142-150.
84. Hagen N.C., Larsen P.K. Shear capacity of steel plate girders with large web openings, Part 2: Design guidelines // Journal of constructional steel research. – 2009. – Vol. 65. – pp. 151-158.
85. Höglund T. Strength of thin plate girders with circular or rectangular web holes without stiffeners. Stockholm, Sweden: Royal Institute of Technology; 1970.
86. Hsiao C., Libove C. Theoretical study of corrugated plates: Shear stiffness of a trapezoidally corrugated plate with discrete attachments to a rigid flange at the ends of the corrugations. Technical note № CR-1966. – Washington D.C., USA: National aeronautics and space administration, 1972. – 71 p.

87. Hoop H.G. Girders with corrugated webs. Literature study: Master thesis. – Technische Universiteit Delft, Netherlands, 2003. – 48 p.
88. 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.
89. Ibrahim S.A., El-Dakhakhni W.W., Elgaaly M. Fatigue of Corrugated-Web Plate Girders: Analytical Study // Journal of Structural Engineering. – 2006. – Vol. 132. – №9. – pp. 1381-1392.
90. 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.
91. Imanpour, Mirghaderi, Keshavarzi, Khafaf. Seismic design procedure and detailing of new reduced beam section moment connection with corrugated web in beam plastic hinge zone // Proceedings of International earthquake symposium. – Kocaeli. – 2007. – pp. 405-413.
92. 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.
93. Johnson R.P., Cafolla J. Corrugated webs in plate girders for bridges // ICE Proceedings. Structures and Buildings. – 1997. – Vol. 123. – pp. 157-164.
94. Kakuta T., Fujioka A. Development of corrugated steel web T-shaped prestressed concrete girder bridges // 7th International Conference on short and medium span bridges. – 2006. – Montreal, Canada. – 10 p.
95. 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.
96. Kurita A., Ohyama O. Recent steel-concrete hybrid bridges in Japan // Steel Structures. – 2003. – Vol. 3. – pp. 271-279.
97. Large web openings for service integration in composite floors. State of the art and special cases of the design of cellular beams. – Research fund for coal and steel, 2006. – 86 p.
98. Large web openings for service integration in composite floors. Final report. – Research programme of the Research fund of coal and steel, 2006. – 288 p.

99. Lindner J, Huang B. Trapezoidally web girder with cut out. Report no. VR 2105. Institute for Building Construction and Stability at Technical University of Berlin; 1994 [in German].
100. Luo R., Edlund B. Ultimate strength of girders with trapezoidally corrugated webs under patch loading // *Thin-walled structures*. – 1996. – Vol. 24. – pp. 135-156.
101. Luo R., Edlund B. Shear capacity of plate girders with trapezoidally corrugated webs // *Thin-walled structures*. – 1996. – Vol. 26. – pp. 19-44.
102. Machacek J., Tuma M. Fatigue life of girders with undulating webs // *Journal of constructional steel research*. – 2006. – Vol. 62. – pp. 168-177.
103. McKenzie K.I. The shear stiffness of a corrugated web. Reports and Memoranda №3342. – London, UK: Ministry of Aviation. Aeronautical research council, 1963. – 13 p.
104. 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.
105. Metwally A.E., Loov R.E. Corrugated steel webs for prestressed concrete girders // *Materials and Structures*. – 2003. – Vol. 36. – pp. 127-134.
106. 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.
107. Moon J., Yi J., Choi B.H., Lee H. Lateral-torsional buckling of I-girder with corrugated webs under uniform bending // *Thin-Walled Structures*. – 2009. – Vol. 47. – pp. 21-30.
108. Moon J., Yi J., Choi B.H., Lee H. Shear strength and design of trapezoidally corrugated steel webs // *Journal of Constructional Steel Research*. – 2009. – Vol. 65. – pp. 1198-1205.
109. Mori S., Miyoshi T., Katoh H., Nishimura N., Nara S. A study on local stresses of corrugated steel webs in PC bridges under prestressing. – Osaka, Japan: Incorporated Administrative Agency Public Works Research Institute, 2004. – 10 p.
110. Narayanan R., Chow F.Y. Experiments on perforated plates subjected to shear // *Journal of strain analysis*. – Vol. 20. – 1985. – pp. 23-34.

111. Niwa J. World's first PC-steel composite cable-stayed bridge using corrugated steel plate webs for PC girders. Yahagigawa Bridge on the Second Tomei Expressway. Project Report. – Tokyo, Japan: Tokyo Institute of Technology, 2005. – 6 p.
112. Pellegrino C., Maiorana E., Modena C. Linear and non-linear behavior of steel plates with circular and rectangular holes under shear loading // *Thin-walled structures*. – 2009. – Vol. 47. – pp. 607-616.
113. Peterson's stress concentration factors / Walter D. Pilkey – 2nd ed. – New York : John Wiley & Sons, 1997. – 524 p.
114. Peterson J.P., Card M.F. Investigation of the buckling strength of corrugated webs in shear. Technical note № D-424. – Washington, USA: National aeronautics and space administration, 1960. – 30 p.
115. Romeijn A., Sarkhosh R., Hoop H. Basic parametric study on corrugated web girders with cut outs // *Journal of Constructional Steel Research*. – 2009. – Vol. 65. – pp. 395-407.
116. 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.
117. 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.
118. 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.
119. 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.
120. Shanmugan N.E., Lian V.T., Thevendran V. Finite element modeling of plate girders with web openings // *Thin-walled structures*. – 2002. – Vol. 40. – pp. 443-464.
121. Siokola W., Poeter H. Fabrication tools for corrugated web I-beams // *Modern Steel Construction*. – 1999. – №7.
122. Tahir M.M., Sulaiman A., Saggaff A. Structural behaviour of trapezoidal web profiled steel beam section using partial strength connection // *Electronic Journal of Structural Engineering*. – 2008. – Vol. 8 – pp. 55-66.



123. Tuma M. Fatigue resistance of girders with undulating web: Pisemna prace ke statni doktorske zkousce. – Ceske Vysoke Ucení Technické v Praze, Czech Republic, 2003. – 47 p.
124. Virčík J. Skúšky nosníkov z tenkých plechov (Испытания балок, изготовленных из тонкого листа) // Stavebnický časopis. Bratislava. ČSSR – 1983. – Vol. 9 – pp. 711-724.
125. 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.
126. Yang Z., Kim C.B., Cho C., Beom H.G. The concentration of stress and strain in finite thickness elastic plate containing a circular hole // International journal of solids and structures. – 2008. – Vol. 45. – pp. 713-731.
127. 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.
128. Yu D. The lateral torsional buckling strength of steel I-girders with corrugated webs: Ph.D. dissertation. – Lehigh University, Bethlehem, USA, 2006. – 364 p.
129. Zhang W., Zhou Q., Li Y., Cai Z., Wedera G.E.O. Hot rolling technique and profile design of tooth-shape rolls. Part 1. Development and research on H-beams with wholly corrugated webs // Journal of materials processing technology. – 2000. – Vol. 101. – pp. 110-114.
130. Zhang W., Zhou Q., Li Y., Qi X., Wedera G.E.O. Buckling strength analysis of the web of a WCW H-beam: Part 2. Development and research on H-beams with wholly corrugated webs (WCW) // Journal of materials processing technology. – 2000. – Vol. 101. – pp. 115-118.
131. Zhang W., Zhou Q., Li Y., Qi X., Wedera G.E.O. Optimization of the structure of an H-beam with either a flat or a corrugated web. Part 3. Development and research on H-beams with wholly corrugated webs // Journal of materials processing technology. – 2000. – Vol. 101. – pp. 119-123.
132. Zeman & Co Gesellschaft mbH. Балки с гофрированной стенкой. Техническая документация, 1993. – 13 p.

**ПРИЛОЖЕНИЕ 1**

**ПРИМЕР РАСЧЕТА БАЛКИ С ГОФРИРОВАННОЙ СТЕНКОЙ,  
ОСЛАБЛЕННОЙ КРУГОВЫМ ОТВЕРСТИЕМ**

---

**1. Исходные данные**

Необходимо запроектировать стропильную балку с гофрированной стенкой для покрытия промышленного здания в г. Екатеринбурге. Пролет балки  $L = 12\text{м}$ , шаг стропильных балок  $6\text{м}$ , шаг прогонов  $3\text{м}$ . Состав кровли приведен в таблице 1. На расстоянии  $4\text{м}$  от опоры балки необходимо выполнить отверстие в стенке диаметром  $200\text{мм}$ .

Таблица 1

Вид нагрузки	Нормативное значение, $\text{кН/м}^2$	Коэфф. надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, $\text{кН/м}^2$
Гидроизоляционный ковер из трех слоев наплавленного материала по битумной мастике	0,15	1,3	0,195
Асфальтовая стяжка (20мм)	0,4	1,3	0,52
Утеплитель минераловатные плиты $\rho = 300 \text{ кг/м}^3$ (120мм)	0,36	1,2	0,432
Пароизоляция из одного слоя бикроста на битумной мастике	0,05	1,3	0,065
Стальной профилированный настил (1мм)	0,16	1,05	0,168
Собственный вес конструкций, прогонов, связей	0,50	1,05	0,525
Всего:	1,62		1,905

**2. Определение расчетных усилий в стропильной балке**

Нормативная распределенная нагрузка на стропильную балку

$$q_n = 1,62 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \cdot 6\text{м} = 9,72 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Расчетная распределенная нагрузка на стропильную балку

$$q = 1,905 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \cdot 6\text{м} = 11,43 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Максимальные изгибающий момент и поперечная сила от нормативных нагрузок

$$M_n = \frac{q_n \cdot L^2}{8} = \frac{9,72 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot (12\text{м})^2}{8} = 174,96 \text{кНм};$$

$$Q_n = \frac{q_n \cdot L}{2} = \frac{9,72 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot 12\text{м}}{2} = 58,32 \text{кН}.$$

Максимальные изгибающий момент и поперечная сила от расчетных нагрузок

$$M = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{11,43 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot (12\text{м})^2}{8} = 205,74 \text{кНм};$$

$$Q = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{11,43 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot 12\text{м}}{2} = 68,58 \text{кН}.$$

### 3. Предварительный подбор и компоновка стенки балки

Требуемый момент сопротивления сечения балки

$$W_{x, \text{tr}} = \frac{M}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{205,74 \text{кНм}}{240 \text{МПа} \cdot 1,0} = 857,25 \text{см}^3.$$

Для предварительного расчета принимаем высоту стенки  $h_w$  в пределах от  $\frac{1}{12}$  до  $\frac{1}{30}$  пролета балки  $L$ .

Принимаем предварительно  $h_w$  от 400мм до 1000мм.

Толщину стенки  $t_w$  подбираем из условия прочности гофрированной стенки на срез по касательным напряжениям

$$t_w \geq \frac{Q}{h_w \cdot R_s \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{wc}} = \frac{68,58 \text{кН}}{0,4\text{м} \cdot 139 \text{МПа} \cdot 1,0 \cdot 0,9} = 1,37 \text{мм}.$$

Назначаем толщину стенки  $t_w = 2\text{мм}$ .

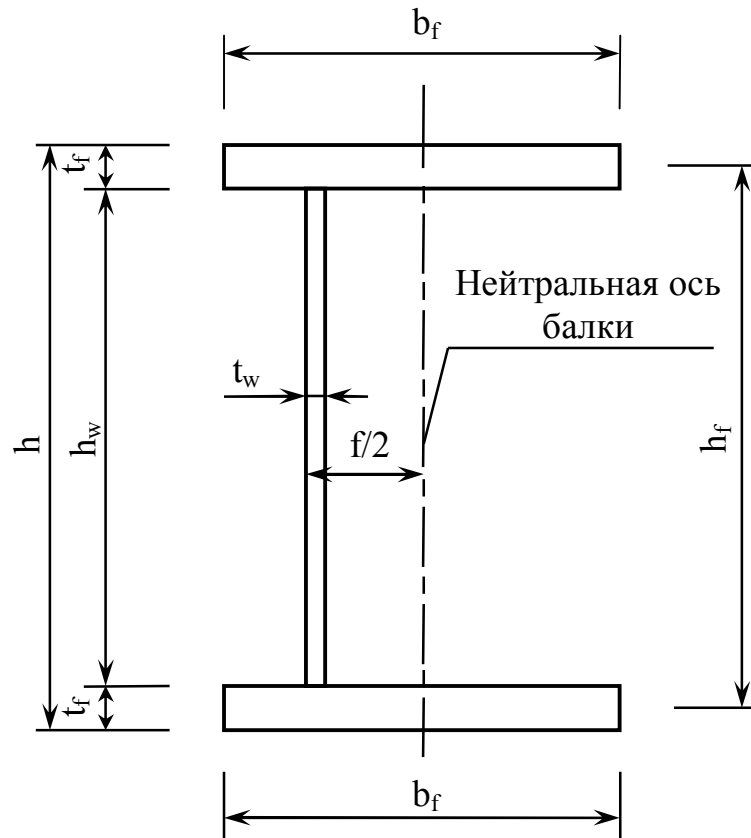


Рис. 1. Поперечное сечение балки с гофрированной стенкой

Из условия металлоемкости определим оптимальную высоту балки  $h_{opt}$  по формуле

$$h_{opt} = 0,9 \cdot \sqrt[3]{\lambda_w \cdot W_{x,tr}} = 0,9 \cdot \sqrt[3]{\frac{400\text{мм}}{2\text{мм}} \cdot 857,25\text{см}^3} = 50\text{см};$$

Определим минимальную высоту балки с гофрированной стенкой, удовлетворяющую условию жесткости

$$h_{min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{174,96\text{кНм}}{205,74\text{кНм}} \cdot \frac{12\text{м} \cdot 240\text{МПа} \cdot 1,0}{206000\text{МПа} \cdot \frac{1}{250}} + \frac{1}{4} \cdot \frac{58,32\text{кН}}{78000\text{МПа} \cdot 2\text{мм} \cdot \frac{1}{250}} = 64,5\text{см};$$

Окончательно принимаем высоту стенки  $h_w = 650\text{мм}$ .

Геометрические параметры гофров – шаг гофров  $a$  и высоту гофров  $f$  подбираем в зависимости от высоты стенки из следующих условий:

$$a \geq \frac{h_w}{7,5} = \frac{650\text{мм}}{7,5} = 87\text{мм};$$

$$f \geq \frac{h_w}{35} + 30\text{мм} = \frac{650\text{мм}}{35} + 30\text{мм} = 49\text{мм}.$$

При этом с точки зрения расхода металла наиболее оптимальны гофры с соотношением  $\frac{f}{a}$  от 0,2 до 0,4.

Шаг гофров, как правило, должен быть таким, чтобы по длине балки располагалось целое число гофров.

В практическом проектировании высота гофров назначается, как правило, от 2см до 8см.

Таким образом, окончательно принимаем  $a = 150\text{мм}$ ,  $f = 50\text{мм}$ .

Для того чтобы панель гофра была устойчивой, необходимо выполнение следующих требований:

$$\bar{\lambda}_c = \frac{b_w}{t_w} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq 2,3, \quad b_w \leq 2,3 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}.$$

В результате

$$\bar{\lambda}_c = \frac{\sqrt{150\text{мм}^2 + 50\text{мм}^2}}{2\text{мм}} \cdot \sqrt{\frac{240\text{МПа}}{206000\text{МПа}}} = 2,7 > 2,3 \text{ – условие не}$$

выполняется.

Увеличим толщину стенки до  $t_w = 3\text{мм}$ .

Тогда

$$\bar{\lambda}_c = \frac{\sqrt{150\text{мм}^2 + 50\text{мм}^2}}{3\text{мм}} \cdot \sqrt{\frac{240\text{МПа}}{206000\text{МПа}}} = 1,8 < 2,3 \text{ – условие}$$

выполнено;

$$b_w = \sqrt{150\text{мм}^2 + 50\text{мм}^2} = 158\text{мм} < 2,3 \cdot 3\text{мм} \cdot \sqrt{\frac{206000\text{МПа}}{240\text{МПа}}} = 202\text{мм}$$

– условие выполнено.

Окончательно принимаем сечение гофрированной стенки с размерами:  $t_w = 3\text{мм}$ ,  $a = 150\text{мм}$ ,  $f = 50\text{мм}$ .

#### 4. Компонировка поясов балки

Для определения поперечного сечения пояса балки в первом приближении зададимся толщиной пояса  $t_f = 8\text{мм}$ .

Тогда

$$h_f = 650\text{мм} + 8\text{мм} = 658\text{мм} ;$$

$$h = 650\text{мм} + 2 \cdot 8\text{мм} = 666\text{мм} .$$

Исходя из условия прочности балки с гофрированной стенкой по нормальным напряжениям определим площадь поперечного сечения пояса балки

$$A_f \geq \frac{M}{h_f \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{205,74\text{кНм}}{0,658\text{м} \cdot 240\text{МПа} \cdot 1,0} = 13,03\text{см}^2$$

и найдем ширину пояса  $b_f = \frac{A_f}{t_f} = \frac{13,03\text{см}^2}{0,8\text{см}} = 163\text{мм}$ .

Принимаем ширину пояса  $b_f = 180\text{мм}$ .

Окончательно размеры поперечного сечения поясов назначим с учетом ряда конструктивных требований:

Из условия обеспечения общей устойчивости балки –  $b_f = \left(\frac{1}{3} \dots \frac{1}{5}\right) h = 134,8\text{мм} \dots 224,7\text{мм}$  – условие выполнено;

Из технологических требований по обеспечению свариваемости элементов поясов и стенки –  $t_f \leq 3t_w$ .  $t_f = 8\text{мм} < 3t_w = 9\text{мм}$ ;

Из условия опирания прогонов по верхнему поясу –  $b_f \geq 180\text{мм}$ ;

$b_f = 180\text{мм}$  – условие выполнено.

Окончательно назначаем пояса балки с  $b_f = 180\text{мм}$ ,  $t_f = 8\text{мм}$ .

#### 5. Проверка подобранного сечения балки по прочности

Проверка прочности балки по нормальным напряжениям –

$$\sigma_x = \frac{M}{A_f \cdot h_f} = \frac{205,74\text{кНм}}{0,18\text{м} \cdot 0,008\text{м} \cdot 0,658\text{м}} = 217\text{МПа} < 240\text{МПа} .$$

Проверка прочности балки по касательным напряжениям –

$$\tau_{xy} = \frac{Q}{h_w \cdot t_w} = \frac{68,58\text{кН}}{0,65\text{м} \cdot 3\text{мм}} = 35\text{МПа} < 139\text{МПа} \cdot 1,0 \cdot 0,9 = 125\text{МПа} .$$

Проверим прочность балки по местным нормальным напряжениям в местах опирания прогонов по формуле

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w \cdot l_{loc}} \leq R_y \gamma_c,$$

где  $\sigma_{loc}$  – местные нормальные напряжения в гофрированной стенке балки от действия сосредоточенной силы;

$F = 1,905 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \cdot 3\text{м} \cdot 6\text{м} = 34,29\text{кН}$  – расчетное значение нагрузки (приложенной силы);

$l_{loc}$  – условная длина распределения нагрузки, определяемая в зависимости от условий опирания по рис. 4.2

$$l_{loc} = 76\text{мм} + 2 \cdot 8\text{мм} = 92\text{мм}.$$

Тогда  $\sigma_{loc} = \frac{34,29\text{кН}}{3\text{мм} \cdot 92\text{мм}} = 124\text{МПа} < 240\text{МПа}.$

*Прочность балки с гофрированной стенкой обеспечивается.*

## 6. Проверка выбранного сечения гофрированной стенки балки по устойчивости

Проверка местной устойчивости панели гофра производим по формуле

$$\tau_{p,cr} = \frac{1,12 \cdot C_{p,cr} \cdot R_s}{\bar{\lambda}_c^2} \geq \tau_{xy},$$

где  $C_{p,cr}$  – коэффициент, принимаемый по табл. 2 в зависимости от отношения высоты стенки и ширины панели гофра.

При  $h_w = 650\text{мм}$ ,  $b_w = 158\text{мм}$ ,  $\frac{h_w}{b_w} = 4,11$   $C_{p,cr} = 5,857.$

Таблица 2

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

$$\bar{\lambda}_c = \frac{b_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{15,8\text{см}}{0,3\text{см}} \cdot \sqrt{\frac{240\text{МПа}}{206000\text{МПа}}} = 1,8.$$

Тогда  $\tau_{p,cr} = \frac{1,12 \cdot 5,857 \cdot 139\text{МПа}}{1,8^2} = 281\text{МПа} > 35\text{МПа}.$

*Местная устойчивость панели гофра обеспечивается.*

Проверка общей устойчивости гофрированной стенки балки производим по формуле

$$\tau_{o,cr} = \frac{1,12 \cdot C_{o,cr} \cdot R_s}{\bar{\lambda}_w^2} \geq \tau_{xy},$$

где  $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{65\text{см}}{0,3\text{см}} \cdot \sqrt{\frac{240\text{МПа}}{206000\text{МПа}}} = 7,4$  – условная гибкость

гофрированной стенки;

$\alpha = \frac{h_w}{a} = \frac{65\text{см}}{15\text{см}} = 4,3$  – отношение высоты гофрированной стенки к

шагу гофров;

$\gamma = 0,91 \cdot \left(\frac{f}{t_w}\right)^2 = 0,91 \cdot \left(\frac{5\text{см}}{0,3\text{см}}\right)^2 = 253$  – отношение погонной жест-

кости гофрированной стенки с гофрами треугольного очертания к цилиндрической жесткости плоской стенки той же толщины;

$C_{o,cr} = 5,34 + (5,5 \cdot 4,3^2 - 0,6) \cdot \sqrt[3]{\frac{253}{4(7 \cdot 4,3^2 - 5)}} = 86,02$  – коэффициент,

определяемый в зависимости от соотношения параметров гофров.

В результате  $\tau_{o,cr} = \frac{1,12 \cdot 86,02 \cdot 139\text{МПа}}{7,4^2} = 245\text{МПа} > 35\text{МПа}.$

*Общая устойчивость гофрированной стенки обеспечивается.*

## 7. Проверка подобранного сечения пояса балки по устойчивости

Выполним проверку местной устойчивости сжатого пояса по формуле

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq \left[ \frac{b_{ef}}{t_f} \right],$$



где  $b_{ef} = 0,5 \cdot (b_f + 0,7 \cdot f) = 0,5 \cdot (18\text{см} + 0,7 \cdot 5\text{см}) = 10,75\text{см}$  – свободный свес сжатого пояса балки с гофрированной стенкой (см. рис. 2).

По таблице 30 СНиП II-23-81\* [51] принимаем

$$\left[ \frac{b_{ef}}{t_f} \right] = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,5 \cdot \sqrt{\frac{206000\text{МПа}}{240\text{МПа}}} = 14,65.$$

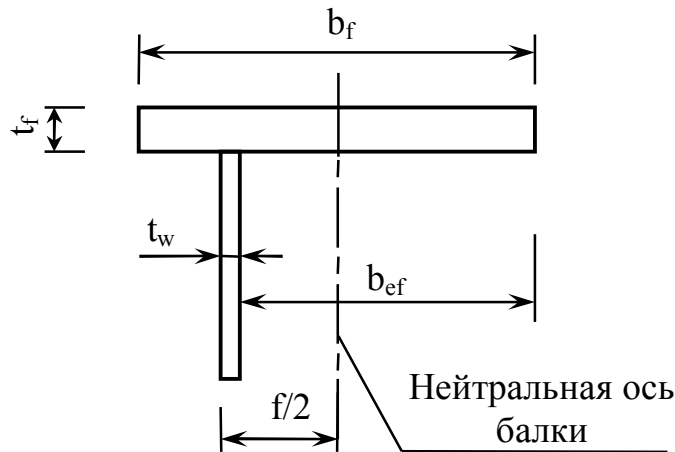


Рис. 2. Свес сжатого пояса балки с гофрированной стенкой

Тогда 
$$\frac{b_{ef}}{t_f} = \frac{10,75\text{см}}{0,8\text{см}} = 13,44 < \left[ \frac{b_{ef}}{t_f} \right] = 14,65.$$

*Местная устойчивость пояса балки обеспечивается.*

## 8. Проверка участка стенки балки, ослабленного круговым отверстием, по прочности

Определим расчетные значения усилий в сечении балки с отверстием

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{q \cdot L \cdot x}{2} - \frac{q \cdot x \cdot x}{2} = \frac{11,43 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot 12\text{м} \cdot 4\text{м}}{2} - \frac{11,43 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot 4\text{м} \cdot 4\text{м}}{2} = \\ &= 182,88\text{кНм}; \end{aligned}$$

$$Q_1 = \frac{q \cdot L}{2} - q \cdot x = \frac{11,43 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot 12\text{м}}{2} - 11,43 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot 4\text{м} = 22,86\text{кН}.$$

Определим касательные напряжения в гофрированной стенке в сечении с отверстием

$$\tau_{xy1} = \frac{Q_1}{h_w \cdot t_w} = \frac{22,86\text{кН}}{65\text{см} \cdot 0,3\text{см}} = 11,72 \text{ МПа};$$

Определим коэффициент концентрации напряжений при изгибе балки с гофрированной стенкой, ослабленной круговым отверстием по формуле

$$K_Q = 0,1 \cdot \lambda_w \cdot \left( \frac{d}{h_w} \right)^2 + 2 \cdot \frac{d}{h_w} + 4;$$

$$\lambda_w = \frac{h_w}{t_w} = \frac{65\text{см}}{0,3\text{см}} = 217 - \text{гибкость гофрированной стенки};$$

$$K_Q = 0,1 \cdot 217 \cdot \left( \frac{20\text{см}}{65\text{см}} \right)^2 + 2 \cdot \frac{20\text{см}}{65\text{см}} + 4 = 6,67.$$

Максимальные напряжения на контуре отверстия

$$\sigma_k = \tau_{xy1} \cdot K_Q = 11,72\text{МПа} \cdot 6,67 = 78,17\text{МПа} < 276\text{МПа}.$$

*Прочность участка стенки балки, ослабленного круговым отверстием, обеспечивается.*

## 9. Проверка участка гофрированной стенки балки, ослабленной круговым отверстием, по устойчивости

Проверку местной устойчивости панели гофра, ослабленного круговым отверстием, производим по формуле

$$\tau_{p,cr}^h = \tau_{p,cr} \cdot \gamma_{wc} \geq \tau_{xy},$$

где  $\gamma_{wc}^{Me} = 1 - 1,85 \cdot \left( \frac{d}{b_w} \right) + 0,95 \cdot \left( \frac{d}{b_w} \right)^2$  – коэффициент условий работы

поперечно-гофрированной стенки при проверке местной устойчивости панели гофра, ослабленного отверстием.

$$\text{В результате } \gamma_{wc}^{Me} = 1 - 1,85 \cdot \left( \frac{20\text{см}}{15,8\text{см}} \right) + 0,95 \cdot \left( \frac{20\text{см}}{15,8\text{см}} \right)^2 = 0,180,$$

$$\tau_{p,cr}^h = 281\text{МПа} \cdot 0,180 = 50,58\text{МПа} > 11,72\text{МПа}.$$

*Местная устойчивость участка гофрированной стенки, ослабленного отверстием, обеспечивается.*

Проверку общей устойчивости гофрированной стенки, ослабленной круговым отверстием, производим по формуле

$$\tau_{o,cr}^h = \tau_{o,cr} \cdot \gamma_{wc} \geq \tau_{xy},$$

где  $\gamma_{wc} = 0,3$  – коэффициент условий работы поперечно гофрированной

$$\text{стенки при } 0,25 < \frac{d}{h_w} = \frac{20\text{см}}{65\text{см}} = 0,31 < 0,5.$$

$$\text{Имеем } \tau_{o,cr}^h = 245\text{МПа} \cdot 0,3 = 73,5\text{МПа} > 11,72\text{МПа}.$$

*Общая устойчивость гофрированной стенки, ослабленной отверстием, обеспечивается.*

## **10. Проверка выбранного сечения балки с гофрированной стенкой по второй группе предельных состояний**

Жесткость балки загруженной равномерно распределенной нагрузкой проверяем по формуле

$$\frac{f}{L} = \left( \frac{5}{48} \cdot \frac{M_n \cdot L}{E \cdot I_c} + \frac{\alpha}{G \cdot A_w} \cdot \frac{Q_n}{4} \right) \leq \left[ \frac{f}{L} \right],$$

где  $\left[ \frac{f}{L} \right] = \frac{1}{250}$  – предельно допустимый вертикальный прогиб балки

определяемый по табл. 19 СНиП 2.01.07-85\* [50];

$E = 206\,000$  МПа – модуль упругости прокатной стали, принимаемый по табл. 63 СНиП [51];

$G = 78\,000$  МПа – модуль сдвига прокатной стали, принимаемый по табл. 63 СНиП [51];

$M_n$  и  $Q_n$  – нормативные значения изгибающего момента и поперечной силы;

$\alpha = 1$  – численный коэффициент, на который нужно умножить средние касательные напряжения для того, чтобы получить касательные напряжения в центре тяжести поперечного сечения.

Наличие отверстия уменьшает жесткость балки при изгибе, а значит, вертикальный прогиб балки увеличивается.

Жесткость балки с гофрированной стенкой, ослабленной круговым отверстием, можно проверить из выражения

$$\frac{f^h}{L} = \frac{f}{L} \cdot k_f \leq \left[ \frac{f}{L} \right],$$

где  $\frac{f}{L}$  – относительный вертикальный прогиб балки с гофрированной стенкой, определенный без учета влияния отверстия по формуле (4.35);

$k_f$  – коэффициент, учитывающий влияние кругового отверстия на деформации балки, равный 1,1 при  $0,3 \leq \frac{d}{h_w} \leq 0,5$ .

Определяем момент инерции поперечного сечения балки

$$I_c = 2b_f t_f \cdot \left( \frac{h_f}{2} \right)^2 = \frac{b_f t_f h_f^2}{2} = \frac{18\text{см} \cdot 0,8\text{см} \cdot 65,8\text{см}^2}{2} = 31170\text{см}^4.$$

Находим прогиб балки без учета ослабления стенки отверстием

$$\frac{f}{L} = \left( \frac{5}{48} \cdot \frac{174,96\text{кНм} \cdot 12\text{м}}{206000\text{МПа} \cdot 31170\text{см}^4} + \frac{58,32\text{кН}}{4 \cdot 78000\text{МПа} \cdot 65\text{см} \cdot 0,3\text{см}} \right) = \frac{1}{285}.$$

$$\text{В результате} \quad \frac{f^h}{L} = \frac{1}{285} \cdot 1,1 = \frac{1}{259} < \frac{1}{250}.$$

*Прогиб балки с учетом ослабления стенки отверстием находится в нормируемых пределах.*

## ПРИЛОЖЕНИЕ 2

### СОРТАМЕНТ СВАРНЫХ ДВУТАВРОВЫХ ПРОФИЛЕЙ С ГОФРИРОВАННЫМИ СТЕНКАМИ

---

В 2007 г. в Республике Казахстан под общей редакцией кандидатов технических наук, профессоров Максимова Ю.С. и Острикова Г.М. был разработан и введен в действие РДС РК 5.04-24-2006 «Сортамент сварных двутавровых профилей обычного типа и с гофрированными стенками, соответствующие по прочностным характеристикам прокатным» [44].

В данном сортаменте были предложены три типа сварных двутавров с гофрированными стенками аналогичных по прочностным характеристикам стальным горячекатаным двутаврам с параллельными гранями полок по СТО АСЧМ 20-93:

БГС – аналогичны двутаврам типа «Б»;

ШГС – аналогичны двутаврам типа «Ш»;

КГС – аналогичны двутаврам типа «К».

Для каждого профилеразмера прокатного двутавра внутри каждого типа сварных двутавров с гофрированными стенками было разработано три варианта.

Вариант 1. Сварные двутавры с гофрированной стенкой имеют высоту в 1,5-2,5 раза большую, чем общая высота базового прокатного профиля. Они найдут применение в тех случаях, когда нет ограничения высоты применяемого сечения и обеспечена общая устойчивость балки из данного сварного двутавра.

Вариант 2. Сварные двутавры с гофрированной стенкой имеют общую высоту на 10-35% большую, чем общая высота базового прокатного профиля. Они найдут применение в тех случаях, когда есть ограни-

чения на высоту применяемого сварного сечения, но допустимо применение сечений увеличенной высоты.

Вариант 3. Сварные двутавры с гофрированной стенкой имеют общую высоту равную общей высоте базового прокатного профиля. Они найдут применение в тех случаях, когда возникает необходимость прямой замены прокатного двутавра сварным с гофрированной стенкой при равных геометрических параметрах.

Сечения всех вариантов были подобраны из условий:

- равенства или превышения момента сопротивления  $W_x^{\text{гофр}} \geq W_x^{\text{прокат}}$ ,  $W_y^{\text{гофр}} \geq W_y^{\text{прокат}}$  при максимальной экономии стали в сравнении с базовым прокатным двутавром;

- гибкость гофрированной стенки  $\lambda_x = h_w / t_w$  не должна превышать 500;

- радиус инерции сжатой полки из плоскости  $i_y$  должен быть равен или больше радиуса инерции  $i_y$  базового прокатного профиля.

Для всех подобранных типоразмеров профилей была обеспечена несущая способность гофрированной стенки при действии поперечной силы, рассчитанной по формуле

$$Q = \frac{4 \cdot M_{max}}{16,5 \cdot h},$$

где  $M_{max}$  – максимальный изгибающий момент, который может воспринять сечение базового прокатного профиля;

$h$  – общая высота сечения базового прокатного профиля.

Кроме того, для двутавров типа КГС на основании опыта проектирования внецентренно-сжатых колонн одноэтажных промышленных зданий, в которых данный тип профилей должен найти преимущественное применение, принято, что 75% несущей способности элемента используется для восприятия изгибающего момента, 25% – для восприятия

продольной силы, а геометрическая длина колонн больше или равна десятикратной величине высоты заменяемого прокатного профиля.

Поперечное сечение сварных двутавров с обозначением размеров дано на рисунке 1. В таблицах 1-3 приведены размеры и геометрические характеристики поперечного сечения, а также параметры гофров сварных двутавров типа ШГС, БГС, КГС.

Как видно из таблиц 1-3, применение сварных двутавровых сечений с гофрированными стенками вместо прокатных профилей всегда дает экономию стали.

Для двутавров типа БГС в среднем 33% при максимальном увеличении высоты профиля, 23,7% при незначительном увеличении высоты профиля и 9,3% при равных высотах сварных и прокатных профилей.

Для двутавром типа ШГС в среднем 39,3% при максимальном увеличении высоты профиля, 24,6% при незначительном увеличении высоты профиля и 13,4% при равных высотах сварных и прокатных профилей.

Для двутавров типа КГС в среднем 34,3% при максимальном увеличении высоты профиля, 24,4% при незначительном увеличении высоты профиля и 8,1% при равных высотах сварных и прокатных профилей.

Внедрение в практику строительства сварных двутавровых сечений с гофрированной стенкой даст возможность использовать в максимальной степени листовой прокат и снизить металлоемкость строительной продукции.

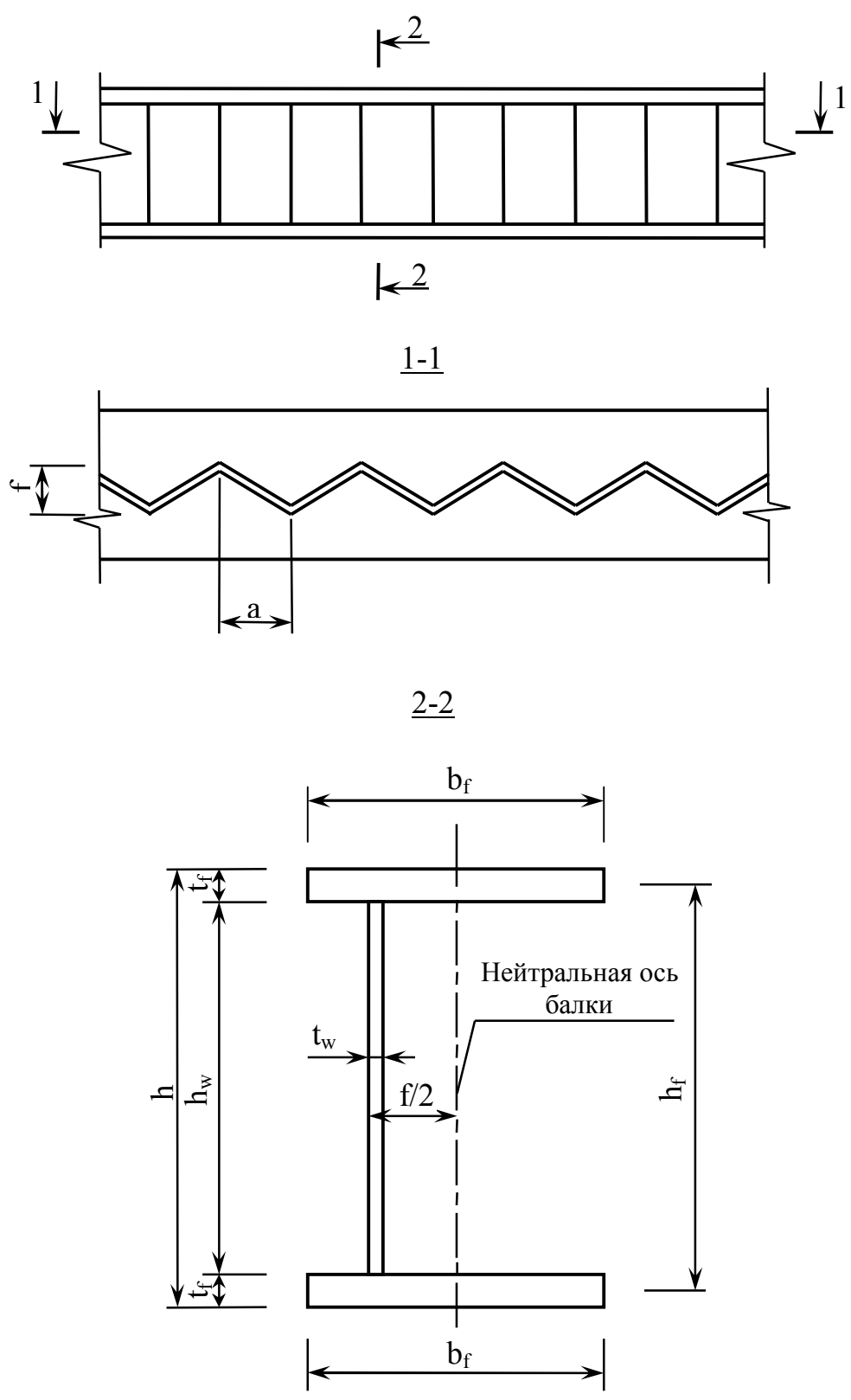


Рис. 1. Схема двутавра с гофрированной стенкой



Сортамент сварных двутавров с гофрированной стенкой серии ШГС [44]

Таблица 1

Профиль	Размеры профиля, см					Параметры гофров		Масса 1м, кг	$J_x$ , см <sup>4</sup>	$W_x$ , см <sup>3</sup>	$S_x$ , см <sup>3</sup>	$i_x$ , см	$J_y$ , см <sup>4</sup>	$W_y$ , см <sup>3</sup>	$i_y$ , см
	h, см	b <sub>f</sub> , см	t <sub>w</sub> , см	t <sub>f</sub> , см	h <sub>w</sub> , см	a, см	f, см								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
20/36ШГС1	36.20	13.00	0.30	0.60	35.0	7.0	2.5	21.00	4942.7	277.7	138.8	17.8	219.7	33.8	3.75
20/23ШГС1	23.10	16.00	0.40	0.80	21.5	7.0	2.5	27.26	3182.7	285.4	142.7	11.2	546.1	68.3	4.62
20/20ШГС1	19.50	15.50	0.40	1.00	17.5	7.0	2.5	30.17	2652.4	286.8	143.4	9.3	620.6	80.1	4.47
25/49ШГС1	49.10	14.50	0.30	0.80	47.5	7.0	2.5	30.09	13530.8	560.3	280.1	24.2	406.5	56.1	4.19
25/30ШГС1	30.00	18.50	0.40	1.00	28.0	7.0	2.5	38.38	7779.3	536.5	268.3	14.5	1055.3	114.1	5.34
25/25ШГС1	24.40	18.00	0.50	1.20	22.0	7.0	2.5	43.08	5813.0	501.1	250.6	11.6	1166.4	129.6	5.20
30/55ШГС1	55.10	18.00	0.30	0.80	53.5	10.0	3.0	35.76	21229.1	781.9	391.0	27.2	777.6	86.4	5.20
30/37ШГС1	37.00	22.00	0.40	1.00	35.0	10.0	3.0	46.01	14256.0	792.0	396.0	18.0	1774.7	161.3	6.35
30/30ШГС1	29.80	20.00	0.50	1.40	27.0	10.0	3.0	55.02	11291.8	795.2	397.6	14.2	1866.7	186.7	5.77
30/67ШГС2	67.10	18.00	0.30	0.80	65.5	10.0	3.0	38.71	31649.0	954.7	477.4	33.2	777.6	86.4	5.20
30/36ШГС2	35.90	23.00	0.50	1.20	33.5	10.0	3.0	57.06	16616.4	957.7	478.9	17.4	2433.4	211.6	6.64
30/30ШГС2	30.20	21.00	0.60	1.60	27.0	10.0	3.0	66.03	13741.7	961.0	480.5	14.3	2469.6	235.2	6.06
35/51ШГС1	51.00	21.00	0.40	1.00	49.0	10.0	3.0	49.03	26250.0	1050.0	525.0	25.0	1543.5	147.0	6.06
35/38ШГС1	37.90	24.00	0.50	1.20	35.5	10.0	3.0	59.76	19395.2	1057.0	528.5	18.4	2764.8	230.4	6.93
35/34ШГС1	33.40	26.50	0.50	1.20	31.0	10.0	3.0	62.63	16485.8	1024.0	512.0	16.1	3721.9	280.9	7.65

продолжение табл. 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
35/62ШГС2	62.00	21.00	0.30	1.00	60.0	10.0	3.0	47.72	39070.5	1281.0	640.5	30.5	1543.5	147.0	6.06
35/38ШГС2	38.30	25.00	0.50	1.40	35.5	10.0	3.0	69.50	23828.2	1291.5	645.8	18.5	3645.8	291.7	7.22
35/35ШГС2	34.20	24.50	0.60	1.60	31.0	10.0	3.0	76.79	20830.1	1277.9	639.0	16.3	3921.6	320.1	7.07
40/67ШГС1	66.90	25.00	0.30	1.20	64.5	10.0	3.0	62.96	64747.4	1971.0	985.5	32.9	3125.0	250.0	7.22
40/52ШГС1	51.80	28.50	0.40	1.40	49.0	10.0	3.0	78.71	50676.2	2011.0	1005.5	25.2	5401.5	379.1	8.23
40/39ШГС1	38.80	31.00	0.60	1.40	36.0	10.0	3.0	85.84	30353.1	1623.2	811.6	18.7	6951.2	448.5	8.95
40/60ШГС2	59.80	26.00	0.50	1.40	57.0	10.0	3.0	80.51	62072.2	2125.8	1062.9	29.2	4101.1	315.5	7.51
40/50ШГС2	49.70	30.00	0.60	1.60	46.5	10.0	3.0	98.23	55526.6	2308.8	1154.4	24.1	7200.0	480.0	8.66
40/39ШГС2	38.70	34.00	0.70	1.60	35.5	10.0	3.0	105.77	37438.4	2018.2	1009.1	18.6	10481.1	616.5	9.81
45/109ШГС1	109.40	20.00	0.30	1.20	107.0	18.0	6.0	64.24	140486.9	2596.8	1298.4	54.1	1600.0	160.0	5.77
45/57ШГС1	59.70	32.00	0.60	1.60	53.5	10.0	3.0	106.69	77721.9	2821.1	1410.6	27.6	8738.1	546.1	9.24
45/45ШГС1	44.70	37.00	0.80	1.60	41.5	10.0	3.0	120.15	54985.3	2551.5	1275.8	21.6	13507.5	730.1	10.68
50/80ШГС1	79.80	24.00	0.40	1.40	77.0	18.0	6.0	78.24	103262.2	2634.2	1317.1	39.2	3225.6	268.8	6.93
50/55ШГС1	55.20	29.50	0.50	1.60	52.0	10.0	3.0	95.41	67801.9	2529.9	1265.0	26.8	6846.0	464.1	8.52
50/50ШГС1	48.70	33.50	0.60	1.60	45.5	10.0	3.0	106.53	59453.4	2524.6	1262.3	23.6	10025.4	598.5	9.67
50/96ШГС2	95.80	24.00	0.40	1.40	93.0	18.0	6.0	83.53	149710.8	3171.8	1585.9	47.2	3225.6	268.8	6.93
50/61ШГС2	60.70	31.50	0.50	1.60	57.5	18.0	6.0	102.92	88018.8	2978.6	1489.3	29.6	8334.9	529.2	9.09
50/49ШГС2	48.60	35.50	0.70	1.80	45.0	10.0	3.0	126.14	69978.2	2990.5	1495.3	23.4	13421.7	756.2	10.25
50/119ШГС3	118.90	24.00	0.30	1.20	116.5	18.0	6.0	74.14	199487.4	3389.8	1694.9	58.9	2764.8	230.4	6.93
50/64ШГС3	63.70	34.00	0.60	1.60	60.5	18.0	6.0	115.44	104894.4	3378.2	1689.1	31.1	10481.1	616.5	9.81
50/50ШГС3	50.00	35.50	0.80	2.00	46.0	10.0	3.0	141.63	81792.0	3408.0	1704.0	24.0	14913.0	840.2	10.25

продолжение табл. 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
50/134ШГС4	133.90	24.00	0.40	1.20	131.5	18.0	6.0	88.74	253573.8	3821.8	1910.9	66.4	2764.8	230.4	6.93
50/67ШГС4	66.70	37.00	0.60	1.60	63.5	18.0	6.0	124.47	125445.1	3853.9	1927.0	32.6	13507.5	730.1	10.68
50/50ШГС4	50.00	33.00	1.00	2.50	45.0	10.0	3.0	166.41	93070.3	3918.8	1959.4	23.8	14973.8	907.5	9.53
60/130ШГС1	129.90	23.00	0.30	1.20	127.5	18.0	6.0	74.98	228578.9	3552.1	1776.1	64.4	2433.4	211.6	6.64
60/74ШГС1	73.70	32.00	0.50	1.60	70.5	18.0	6.0	109.55	133079.3	3691.5	1845.8	36.1	8738.1	546.1	9.24
60/59ШГС1	59.00	31.50	0.60	2.00	55.0	18.0	6.0	126.22	102343.5	3591.0	1795.5	28.5	10418.6	661.5	9.09
60/143ШГС2	142.90	25.50	0.40	1.20	140.5	18.0	6.0	94.55	307207.0	4336.0	2168.0	70.9	3316.3	260.1	7.36
60/80ШГС2	79.70	34.50	0.50	1.60	76.5	18.0	6.0	118.31	168349.2	4311.1	2155.6	39.1	10950.3	634.8	9.96
60/60ШГС2	59.90	34.00	0.70	2.20	55.5	18.0	6.0	149.58	124515.4	4316.0	2158.0	28.9	14411.5	847.7	9.81
60/148ШГС3	147.80	24.50	0.40	1.40	145.0	18.0	6.0	101.84	367575.3	5021.5	2510.8	73.2	3431.4	280.1	7.07
60/86ШГС3	85.70	37.50	0.50	1.60	82.5	18.0	6.0	128.33	212184.3	5046.0	2523.0	42.1	14062.5	750.0	10.83
60/60ШГС3	60.00	35.00	0.80	2.50	55.0	18.0	6.0	173.78	144648.4	5031.3	2515.6	28.8	17864.6	1020.8	10.10
60/180ШГС4	179.80	28.00	0.40	1.40	177.0	18.0	6.0	120.13	623800.6	6993.3	3496.6	89.2	5122.1	365.9	8.08
60/85ШГС4	85.10	38.50	0.60	1.80	81.5	18.0	6.0	149.26	240432.5	5772.7	2886.3	41.7	17120.0	889.4	11.11
60/61ШГС4	61.00	33.50	1.00	3.00	55.0	18.0	6.0	203.30	169041.0	5829.0	2914.5	29.0	18797.7	1122.3	9.67
70/150ШГС1	149.80	24.00	0.40	1.40	147.0	21.0	7.0	101.41	369979.0	4986.2	2493.1	74.2	3225.6	268.8	6.93
70/94ШГС1	93.70	34.00	0.40	1.60	90.5	18.0	6.0	115.36	230721.6	5010.2	2505.1	46.1	10481.1	616.5	9.81
70/70ШГС1	69.90	35.00	0.60	2.20	65.5	10.0	3.0	153.10	176456.7	5212.9	2606.5	33.9	15720.8	898.3	10.10

продолжение табл. 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
70/150ШГС2	149.80	27.50	0.40	1.40	147.0	21.0	7.0	109.10	423934.3	5713.4	2856.7	74.2	4852.6	352.9	7.94
70/101ШГС2	100.70	36.00	0.40	1.60	97.5	18.0	6.0	122.70	282839.3	5708.2	2854.1	49.6	12441.6	691.2	10.39
70/70ШГС2	70.00	34.00	0.60	2.50	65.0	18.0	6.0	165.72	193640.6	5737.5	2868.8	33.8	16376.7	963.3	9.81
70/150ШГС3	149.70	29.00	0.40	1.60	146.5	21.0	7.0	121.34	508859.8	6871.8	3435.9	74.1	6503.7	448.5	8.37
70/92ШГС3	92.00	38.00	0.60	2.00	88.0	18.0	6.0	163.01	307800.0	6840.0	3420.0	45.0	18290.7	962.7	10.97
70/71ШГС3	71.00	33.50	0.70	3.00	65.0	18.0	6.0	195.43	232356.0	6834.0	3417.0	34.0	18797.7	1122.3	9.67
70/166ШГС4	165.70	29.50	0.40	1.60	162.5	21.0	7.0	127.89	635519.9	7745.5	3872.8	82.1	6846.0	464.1	8.52
70/92ШГС4	92.00	34.50	0.60	2.50	87.0	18.0	6.0	178.61	345442.0	7719.4	3859.7	44.8	17109.8	991.9	9.96
70/72ШГС4	71.70	31.50	0.80	3.60	64.5	18.0	6.0	220.74	262952.5	7722.5	3861.3	34.1	18753.5	1190.7	9.09
70/175ШГС5	174.70	32.00	0.40	1.60	171.5	24.0	8.0	137.15	767068.4	8862.7	4431.4	86.6	8738.1	546.1	9.24
70/100ШГС5	100.00	37.00	0.70	2.50	95.0	18.0	6.0	200.25	439664.1	9018.8	4509.4	48.8	21105.4	1140.8	10.68
70/73ШГС5	73.20	35.50	1.00	3.60	66.0	18.0	6.0	255.26	309541.8	8894.9	4447.4	34.8	26843.3	1512.3	10.25
80/150ШГС1	149.80	26.00	0.40	1.40	147.0	21.0	7.0	105.80	400810.6	5401.8	2700.9	74.2	4101.1	315.5	7.51
80/108ШГС1	107.70	31.00	0.40	1.60	104.5	18.0	6.0	112.46	279178.8	5262.6	2631.3	53.1	7944.3	512.5	8.95
80/79ШГС1	78.00	35.00	0.50	2.00	74.0	18.0	6.0	140.52	202160.0	5320.0	2660.0	38.0	14291.7	816.7	10.10
80/150ШГС2	149.80	31.00	0.40	1.40	147.0	21.0	7.0	116.79	477889.6	6440.6	3220.3	74.2	6951.2	448.5	8.95
80/113ШГС2	113.20	36.00	0.40	1.60	110.0	18.0	6.0	126.84	358691.3	6428.2	3214.1	55.8	12441.6	691.2	10.39
80/79ШГС2	79.00	33.50	0.60	2.50	74.0	18.0	6.0	168.23	245063.0	6406.9	3203.4	38.3	15664.7	935.2	9.67

продолжение табл. 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
90/150ШГС1	150.20	28.00	0.40	1.60	147.0	21.0	7.0	118.99	494635.9	6657.3	3328.6	74.3	5853.9	418.1	8.08
90/121ШГС1	121.10	31.50	0.40	1.80	117.5	18.0	6.0	127.91	403491.1	6764.3	3382.2	59.7	9376.8	595.4	9.09
90/88ШГС1	88.00	32.50	0.50	2.50	83.0	18.0	6.0	161.90	296978.9	6946.9	3473.4	42.8	14303.4	880.2	9.38
90/150ШГС2	149.70	33.00	0.40	1.60	146.5	21.0	7.0	131.39	579047.3	7819.7	3909.8	74.1	9583.2	580.8	9.53
90/110ШГС2	110.00	36.00	0.40	2.00	106.0	18.0	6.0	148.12	419904.0	7776.0	3888.0	54.0	15552.0	864.0	10.39
90/89ШГС2	89.00	36.00	0.50	2.50	84.0	18.0	6.0	176.05	336701.3	7785.0	3892.5	43.3	19440.0	1080.0	10.39
100/151ШГС1	150.60	34.00	0.40	1.80	147.0	21.0	7.0	144.74	677528.1	9106.6	4553.3	74.4	11791.2	693.6	9.81
100/120ШГС1	120.00	38.50	0.50	2.00	116.0	18.0	6.0	168.88	536074.0	9086.0	4543.0	59.0	19022.2	988.2	11.11
100/99ШГС1	98.60	34.00	0.50	2.80	93.0	18.0	6.0	187.94	436855.7	9120.2	4560.1	47.9	18341.9	1078.9	9.81
100/193ШГС2	193.20	34.00	0.40	1.60	190.0	24.0	7.0	147.55	998527.2	10423.0	5211.5	95.8	10481.1	616.5	9.81
100/125ШГС2	125.00	34.00	0.50	2.50	120.0	18.0	6.0	183.10	637765.6	10412.5	5206.3	61.3	16376.7	963.3	9.81
100/100ШГС2	100.00	36.50	0.60	3.00	94.0	10.0	3.0	218.14	515142.8	10621.5	5310.8	48.5	24313.6	1332.3	10.54
100/210ШГС3	210.20	35.00	0.50	1.60	207.0	26.0	8.0	172.93	1218390.9	11681.6	5840.8	104.3	11433.3	653.3	10.10
100/125ШГС3	125.00	38.50	0.60	2.50	120.0	18.0	6.0	210.69	722175.8	11790.6	5895.3	61.3	23777.8	1235.2	11.11
100/100ШГС3	100.40	38.00	0.60	3.20	94.0	10.0	3.0	237.14	574428.7	11819.5	5909.8	48.6	29265.1	1540.3	10.97
100/201ШГС4	200.60	37.00	0.50	1.80	197.0	26.0	8.0	185.46	1316064.0	13240.1	6620.0	99.4	15195.9	821.4	10.68
100/125ШГС4	125.00	36.00	0.60	3.00	119.0	18.0	6.0	228.64	803736.0	13176.0	6588.0	61.0	23328.0	1296.0	10.39
100/101ШГС4	101.20	37.00	0.70	3.60	94.0	18.0	6.0	263.57	634415.6	13000.3	6500.2	48.8	30391.8	1642.8	10.68

Сортамент сварных двутавров с гофрированной стенкой серии БГС [44]

Таблица 2

Профиль	Размеры профиля, см					Параметры гофров		Масса 1 м, кг	$J_x$ , см <sup>4</sup>	$W_x$ , см <sup>3</sup>	$S_x$ , см <sup>3</sup>	$i_x$ , см	$J_y$ , см <sup>4</sup>	$W_y$ , см <sup>3</sup>	$i_y$ , см
	h, см	$b_f$ , см	$t_w$ , см	$t_f$ , см	$h_w$ , см	a, см	f, см								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
10/16БГС1	15.80	5.50	0.20	0.40	15.0	4.0	2.0	6.09	260.9	33.9	16.9	7.7	11.1	4.0	1.59
10/12БГС1	11.80	7.50	0.20	0.40	11.0	4.0	2.0	6.64	194.9	34.2	17.1	5.7	28.1	7.5	2.17
10/10БГС1	10.20	6.50	0.20	0.60	9.0	4.0	2.0	7.70	179.7	37.4	18.7	4.8	27.5	8.5	1.88
12/18БГС1	17.80	6.50	0.20	0.40	17.0	4.0	2.0	7.07	393.6	45.2	22.6	8.7	18.3	5.6	1.88
12/13БГС1	13.30	8.50	0.20	0.40	12.5	4.0	2.0	7.53	282.9	43.9	21.9	6.5	40.9	9.6	2.45
12/12БГС1	11.70	7.00	0.20	0.60	10.5	4.0	2.0	8.44	258.7	46.6	23.3	5.6	34.3	9.8	2.02
12/18БГС2	17.80	8.00	0.20	0.40	17.0	4.0	2.0	8.01	484.4	55.7	27.8	8.7	34.1	8.5	2.31
12/15БГС2	15.00	7.50	0.20	0.50	14.0	4.0	2.0	8.34	394.2	54.4	27.2	7.3	35.2	9.4	2.17
12/12БГС2	11.70	8.00	0.20	0.60	10.5	4.0	2.0	9.38	295.7	53.3	26.6	5.6	51.2	12.8	2.31
14/21БГС1	20.80	8.00	0.20	0.40	20.0	4.0	2.0	8.53	665.9	65.3	32.6	10.2	34.1	8.5	2.31
14/16БГС1	16.00	8.50	0.20	0.50	15.0	4.0	2.0	9.31	510.5	65.9	32.9	7.8	51.2	12.0	2.45
14/14БГС1	13.70	8.50	0.20	0.60	12.5	4.0	2.0	10.20	437.6	66.8	33.4	6.6	61.4	14.5	2.45
14/24БГС2	23.80	8.50	0.20	0.40	23.0	4.0	2.0	9.38	930.9	79.6	39.8	11.7	40.9	9.6	2.45
14/18БГС2	18.00	9.00	0.20	0.50	17.0	4.0	2.0	10.05	689.1	78.8	39.4	8.8	60.8	13.5	2.60
14/14БГС2	14.10	7.50	0.20	0.80	12.5	4.0	2.0	11.61	530.7	79.8	39.9	6.7	56.3	15.0	2.17

продолжение табл. 2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
16/25БГС1	25.00	7.50	0.20	0.50	24.0	4.0	2.0	10.10	1125.5	91.9	45.9	12.3	35.2	9.4	2.17
16/19БГС1	19.00	10.00	0.20	0.50	18.0	4.0	2.0	11.01	855.6	92.5	46.3	9.3	83.3	16.7	2.89
16/16БГС1	15.60	7.50	0.20	0.80	14.0	4.0	2.0	11.88	657.1	88.8	44.4	7.4	56.3	15.0	2.17
16/28БГС2	28.00	8.00	0.20	0.50	27.0	4.0	2.0	11.02	1512.5	110.0	55.0	13.8	42.7	10.7	2.31
16/21БГС2	21.20	9.00	0.20	0.60	20.0	4.0	2.0	11.99	1145.8	111.2	55.6	10.3	72.9	16.2	2.60
16/16БГС2	16.10	9.00	0.25	0.80	14.5	4.0	2.0	14.49	842.7	110.2	55.1	7.7	97.2	21.6	2.60
18/29БГС1	29.00	8.50	0.20	0.50	28.0	4.0	2.0	11.59	1726.0	121.1	60.6	14.3	51.2	12.0	2.45
18/23БГС1	23.00	11.00	0.20	0.50	22.0	4.0	2.0	12.50	1392.2	123.8	61.9	11.3	110.9	20.2	3.18
18/18БГС1	17.60	9.00	0.20	0.80	16.0	4.0	2.0	14.11	1016.1	121.0	60.5	8.4	97.2	21.6	2.60
18/33БГС2	33.00	9.00	0.20	0.50	32.0	4.0	2.0	12.68	2376.6	146.3	73.1	16.3	60.8	13.5	2.60
18/24БГС2	23.70	11.00	0.20	0.60	22.5	4.0	2.0	14.31	1760.9	152.5	76.2	11.6	133.1	24.2	3.18
18/18БГС2	18.10	11.00	0.25	0.80	16.5	4.0	2.0	17.44	1316.9	152.2	76.1	8.7	177.5	32.3	3.18
20/33БГС1	33.20	9.50	0.20	0.60	32.0	10.0	3.0	14.19	3028.9	185.8	92.9	16.3	85.7	18.1	2.74
20/25БГС1	25.20	13.00	0.20	0.60	24.0	4.0	2.0	16.46	2360.1	191.9	95.9	12.3	219.7	33.8	3.75
20/20БГС1	20.10	12.00	0.30	0.80	18.5	4.0	2.0	19.94	1788.0	185.3	92.6	9.7	230.4	38.4	3.46
25/44БГС1	44.20	11.00	0.20	0.60	43.0	10.0	3.0	17.41	6273.2	287.8	143.9	21.8	133.1	24.2	3.18
25/30БГС1	30.10	12.50	0.20	0.80	28.5	10.0	3.0	20.37	4292.5	293.0	146.5	14.7	260.4	41.7	3.61
25/25БГС1	25.00	12.00	0.25	1.00	23.0	10.0	3.0	23.55	3456.0	288.0	144.0	12.0	288.0	48.0	3.46

продолжение табл. 2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
25/47БГС2	46.70	12.00	0.20	0.60	45.5	10.0	3.0	18.76	7650.8	331.9	166.0	23.1	172.8	28.8	3.46
25/33БГС2	32.90	14.50	0.20	0.70	31.5	10.0	3.0	21.10	5262.0	326.8	163.4	16.1	355.7	49.1	4.19
25/25БГС2	25.00	13.50	0.30	1.00	23.0	10.0	3.0	26.85	3888.0	324.0	162.0	12.0	410.1	60.8	3.90
30/55БГС1	54.60	10.00	0.20	0.80	53.0	10.0	3.0	21.25	11577.8	430.4	215.2	26.9	133.3	26.7	2.89
30/37БГС1	36.60	15.00	0.20	0.80	35.0	10.0	3.0	24.58	7689.8	429.6	214.8	17.9	450.0	60.0	4.33
30/30БГС1	30.00	15.00	0.25	1.00	28.0	10.0	3.0	29.29	6307.5	435.0	217.5	14.5	562.5	75.0	4.33
30/55БГС2	54.60	11.50	0.20	0.80	53.0	10.0	3.0	23.13	13314.4	495.0	247.5	26.9	202.8	35.3	3.32
30/39БГС2	38.60	16.00	0.20	0.80	37.0	10.0	3.0	26.16	9144.6	483.8	241.9	18.9	546.1	68.3	4.62
30/30БГС2	30.00	17.00	0.30	1.00	28.0	10.0	3.0	33.57	7148.5	493.0	246.5	14.5	818.8	96.3	4.91
35/67БГС1	67.40	14.00	0.20	0.70	66.0	10.0	3.0	26.20	21799.6	653.7	326.8	33.4	320.1	45.7	4.04
35/40БГС1	39.50	17.00	0.25	1.00	37.5	10.0	3.0	34.37	12599.1	654.5	327.3	19.3	818.8	96.3	4.91
35/35БГС1	34.40	16.50	0.30	1.20	32.0	10.0	3.0	38.95	10912.2	657.4	328.7	16.6	898.4	108.9	4.76
35/75БГС2	74.60	14.00	0.20	0.80	73.0	10.0	3.0	29.55	30500.1	826.6	413.3	36.9	365.9	52.3	4.04
35/43БГС2	43.00	19.00	0.25	1.00	41.0	10.0	3.0	38.23	16758.0	798.0	399.0	21.0	1143.2	120.3	5.48
35/35БГС2	34.90	19.50	0.40	1.20	32.5	10.0	3.0	47.39	13287.6	788.6	394.3	16.9	1483.0	152.1	5.63
40/85БГС1	84.60	15.50	0.20	0.80	83.0	10.0	3.0	33.07	43539.1	1039.1	519.6	41.9	496.5	64.1	4.47
40/50БГС1	50.00	21.00	0.25	1.00	48.0	10.0	3.0	42.80	25210.5	1029.0	514.5	24.5	1543.5	147.0	6.06
40/40БГС1	39.90	22.00	0.35	1.20	37.5	10.0	3.0	52.20	19769.5	1021.7	510.8	19.4	2129.6	193.6	6.35



продолжение табл. 2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
40/90БГС2	89.60	17.00	0.20	0.80	88.0	10.0	3.0	35.78	53621.0	1207.7	603.8	44.4	655.1	77.1	4.91
40/53БГС2	53.00	23.00	0.30	1.00	51.0	10.0	3.0	48.65	31096.0	1196.0	598.0	26.0	2027.8	176.3	6.64
40/40БГС2	39.80	22.00	0.40	1.40	37.0	10.0	3.0	60.49	22708.2	1182.7	591.4	19.2	2484.5	225.9	6.35
45/96БГС1	95.60	17.00	0.20	0.80	94.0	14.0	4.5	36.85	61111.9	1289.3	644.6	47.4	655.1	77.1	4.91
45/60БГС1	60.00	22.00	0.25	1.00	58.0	14.0	4.5	46.50	38291.0	1298.0	649.0	29.5	1774.7	161.3	6.35
45/45БГС1	44.30	21.50	0.40	1.40	41.5	10.0	3.0	60.86	27698.2	1291.3	645.6	21.5	2319.0	215.7	6.21
45/103БГС2	103.00	15.50	0.20	1.00	101.0	14.0	4.5	40.99	80631.0	1581.0	790.5	51.0	620.6	80.1	4.47
45/57БГС2	57.40	22.00	0.30	1.20	55.0	14.0	4.5	55.05	41691.4	1483.7	741.8	28.1	2129.6	193.6	6.35
45/45БГС2	44.80	25.00	0.40	1.40	42.0	14.0	4.5	68.80	32962.3	1519.0	759.5	21.7	3645.8	291.7	7.22
50/103БГС1	103.00	15.00	0.20	1.00	101.0	14.0	4.5	40.21	78030.0	1530.0	765.0	51.0	562.5	75.0	4.33
50/64БГС1	64.40	20.00	0.25	1.20	62.0	14.0	4.5	50.46	47930.9	1516.8	758.4	31.6	1600.0	160.0	5.77
50/50БГС1	49.70	19.50	0.30	1.60	46.5	14.0	4.5	60.49	36092.3	1500.7	750.4	24.1	1977.3	202.8	5.63
50/103БГС2	103.00	17.00	0.20	1.00	101.0	14.0	4.5	43.35	88434.0	1734.0	867.0	51.0	818.8	96.3	4.91
50/66БГС2	65.90	22.00	0.25	1.20	63.5	14.0	4.5	54.54	55256.4	1708.1	854.0	32.4	2129.6	193.6	6.35
50/50БГС2	49.70	22.00	0.35	1.60	46.5	14.0	4.5	68.68	40719.5	1693.1	846.6	24.1	2839.5	258.1	6.35
50/103БГС3	103.00	19.00	0.20	1.00	101.0	14.0	4.5	46.49	98838.0	1938.0	969.0	51.0	1143.2	120.3	5.48
50/65БГС3	64.80	22.00	0.30	1.40	62.0	14.0	4.5	63.69	61901.2	1952.7	976.4	31.7	2484.5	225.9	6.35
50/50БГС3	50.10	22.00	0.40	1.80	46.5	14.0	4.5	77.51	46191.2	1912.7	956.3	24.2	3194.4	290.4	6.35

продолжение табл. 2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
55/102БГС1	102.00	20.50	0.20	1.00	100.0	18.0	6.0	48.73	104560.3	2070.5	1035.3	50.5	1435.9	140.1	5.92
55/70БГС1	69.80	22.00	0.30	1.40	67.0	14.0	4.5	64.93	72049.8	2106.7	1053.4	34.2	2484.5	225.9	6.35
55/55БГС1	54.60	22.00	0.35	1.80	51.0	14.0	4.5	76.89	55199.2	2090.9	1045.4	26.4	3194.4	290.4	6.35
55/103БГС2	102.90	19.00	0.20	1.20	100.5	14.0	4.5	52.37	117908.9	2318.8	1159.4	50.9	1371.8	144.4	5.48
55/70БГС2	69.80	24.00	0.30	1.40	67.0	14.0	4.5	69.33	78599.8	2298.2	1149.1	34.2	3225.6	268.8	6.93
55/55БГС2	55.00	22.00	0.40	2.00	51.0	14.0	4.5	85.90	61798.0	2332.0	1166.0	26.5	3549.3	322.7	6.35
60/103БГС1	102.40	19.00	0.20	1.20	100.0	18.0	6.0	52.35	116752.4	2307.4	1153.7	50.6	1371.8	144.4	5.48
60/77БГС1	76.80	22.00	0.25	1.40	74.0	14.0	4.5	63.61	87551.5	2322.3	1161.2	37.7	2484.5	225.9	6.35
60/60БГС1	59.60	22.50	0.35	1.80	56.0	14.0	4.5	79.75	67652.0	2340.9	1170.5	28.9	3417.2	303.8	6.50
60/103БГС2	102.40	22.00	0.20	1.20	100.0	18.0	6.0	58.00	135187.0	2671.7	1335.8	50.6	2129.6	193.6	6.35
60/77БГС2	76.80	25.00	0.30	1.40	74.0	14.0	4.5	73.26	99490.3	2639.0	1319.5	37.7	3645.8	291.7	7.22
60/60БГС2	60.10	25.00	0.35	1.80	56.5	14.0	4.5	86.96	76475.0	2623.5	1311.8	29.2	4687.5	375.0	7.22
70/110БГС0	109.90	25.50	0.25	1.20	107.5	18.0	6.0	70.28	180780.1	3326.2	1663.1	54.4	3316.3	260.1	7.36
70/92БГС0	92.30	26.00	0.25	1.40	89.5	14.0	4.5	75.60	150383.1	3308.8	1654.4	45.5	4101.1	315.5	7.51
70/70БГС0	69.60	27.00	0.35	1.80	66.0	14.0	4.5	95.35	111703.2	3295.1	1647.5	33.9	5904.9	437.4	7.79
70/103БГС1	102.80	26.00	0.25	1.40	100.0	18.0	6.0	77.83	187131.7	3691.0	1845.5	50.7	4101.1	315.5	7.51
70/93БГС1	92.80	29.00	0.30	1.40	90.0	14.0	4.5	86.00	169585.4	3710.8	1855.4	45.7	5690.8	392.5	8.37
70/70БГС1	69.50	27.00	0.40	2.00	65.5	14.0	4.5	106.38	123018.8	3645.0	1822.5	33.8	6561.0	486.0	7.79
70/115БГС2	114.80	26.50	0.25	1.40	112.0	14.0	4.5	81.33	238544.8	4207.1	2103.6	56.7	4342.2	327.7	7.65
70/95БГС2	95.20	28.00	0.30	1.60	92.0	18.0	6.0	93.17	196245.5	4193.3	2096.6	46.8	5853.9	418.1	8.08
70/70БГС2	69.50	31.00	0.50	2.00	65.5	14.0	4.5	124.34	141243.8	4185.0	2092.5	33.8	9930.3	640.7	8.95

Сортамент сварных двутавров с гофрированной стенкой серии КГС [44]

Таблица 3

Профиль	Размеры профиля, см					Параметры гофров		Масса 1 м, кг	$J_x$ , см <sup>4</sup>	$W_x$ , см <sup>3</sup>	$S_x$ , см <sup>3</sup>	$i_x$ , см	$J_y$ , см <sup>4</sup>	$W_y$ , см <sup>3</sup>	$i_y$ , см
	h, см	$b_f$ , см	$t_w$ , см	$t_f$ , см	$h_w$ , см	a, см	f, см								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
20/31КГС1	30.60	17.50	0.25	0.80	29.0	7.0	2.5	28.02	6216.3	417.2	208.6	14.9	714.6	81.7	5.05
20/25КГС1	25.00	17.50	0.30	1.00	23.0	7.0	2.5	33.23	5040.0	420.0	210.0	12.0	893.2	102.1	5.05
20/20КГС1	19.90	17.50	0.40	1.20	17.5	7.0	2.5	38.80	3671.7	392.7	196.4	9.4	1071.9	122.5	5.05
20/36КГС2	35.60	17.50	0.25	0.80	34.0	7.0	2.5	29.07	8477.3	487.2	243.6	17.4	714.6	81.7	5.05
20/25КГС2	25.40	17.50	0.30	1.20	23.0	7.0	2.5	38.72	6149.2	508.2	254.1	12.1	1071.9	122.5	5.05
20/20КГС2	20.30	18.00	0.40	1.40	17.5	7.0	2.5	45.40	4500.8	476.3	238.1	9.5	1360.8	151.2	5.20
25/37КГС1	37.00	21.50	0.25	1.00	35.0	7.0	2.5	41.05	13932.0	774.0	387.0	18.0	1656.4	154.1	6.21
25/32КГС1	31.90	21.50	0.30	1.20	29.5	7.0	2.5	47.88	12158.1	792.1	396.0	15.4	1987.7	184.9	6.21
25/25КГС1	24.80	23.00	0.40	1.40	22.0	7.0	2.5	57.89	8815.7	753.5	376.7	11.7	2839.0	246.9	6.64
25/34КГС2	34.40	22.00	0.40	1.20	32.0	7.0	2.5	52.12	14549.6	876.5	438.2	16.6	2129.6	193.6	6.35
25/32КГС2	31.80	22.00	0.40	1.40	29.0	7.0	2.5	58.03	14232.1	936.3	468.2	15.2	2484.5	225.9	6.35
25/25КГС2	24.80	26.50	0.50	1.40	22.0	7.0	2.5	67.42	10157.2	868.1	434.1	11.7	4342.2	327.7	7.65
25/34КГС3	34.30	22.00	0.40	1.40	31.5	7.0	2.5	58.86	16669.1	1013.3	506.7	16.5	2484.5	225.9	6.35
25/32КГС3	31.80	23.00	0.40	1.40	29.0	7.0	2.5	60.22	14879.0	978.9	489.4	15.2	2839.0	246.9	6.64
25/25КГС3	25.30	29.00	0.50	1.40	22.5	7.0	2.5	73.12	11595.6	970.3	485.2	12.0	5690.8	392.5	8.37

продолжение табл. 3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
30/44КГС1	44.40	26.00	0.30	1.20	42.0	10.0	3.0	59.31	29113.3	1347.8	673.9	21.6	3515.2	270.4	7.51
30/38КГС1	37.80	26.00	0.40	1.40	35.0	10.0	3.0	68.62	24114.3	1325.0	662.5	18.2	4101.1	315.5	7.51
30/30КГС1	29.80	32.00	0.50	1.40	27.0	10.0	3.0	81.40	18066.9	1272.3	636.2	14.2	7645.9	477.9	9.24
30/44КГС2	44.40	27.00	0.40	1.20	42.0	10.0	3.0	64.64	30233.1	1399.7	699.8	21.6	3936.6	291.6	7.79
30/38КГС2	37.80	27.00	0.40	1.40	35.0	10.0	3.0	70.82	25041.7	1375.9	688.0	18.2	4592.7	340.2	7.79
30/30КГС2	29.80	30.50	0.50	1.60	26.6	10.0	3.0	87.52	19403.9	1376.2	688.1	14.1	7566.0	496.1	8.80
30/44КГС3	44.40	28.00	0.40	1.20	42.0	10.0	3.0	66.52	31352.8	1451.5	725.8	21.6	4390.4	313.6	8.08
30/38КГС3	37.80	28.50	0.40	1.40	35.0	10.0	3.0	74.12	26433.0	1452.4	726.2	18.2	5401.5	379.1	8.23
30/30КГС3	29.80	32.00	0.60	1.60	26.6	10.0	3.0	93.46	20358.1	1443.8	721.9	14.1	8738.1	546.1	9.24
30/44КГС4	44.30	26.50	0.40	1.40	41.5	10.0	3.0	71.85	34139.6	1591.6	795.8	21.5	4342.2	327.7	7.65
30/38КГС4	37.70	27.00	0.50	1.60	34.5	10.0	3.0	81.96	28149.3	1559.5	779.8	18.1	5248.8	388.8	7.79
30/30КГС4	30.20	34.00	0.60	1.60	27.0	10.0	3.0	98.68	22248.5	1555.8	777.9	14.3	10481.1	616.5	9.81
35/45КГС1	44.80	30.50	0.40	1.40	42.0	10.0	3.0	80.81	40214.0	1853.2	926.6	21.7	6620.3	434.1	8.80
35/40КГС1	39.70	30.50	0.50	1.60	36.5	10.0	3.0	91.57	35419.3	1859.3	929.6	19.1	7566.0	496.1	8.80
35/35КГС1	34.20	35.50	0.50	1.60	31.0	10.0	3.0	101.88	30182.4	1851.7	925.8	16.3	11930.4	672.1	10.25
35/54КГС2	53.80	32.00	0.40	1.40	51.0	10.0	3.0	87.06	61505.0	2347.5	1173.8	26.2	7645.9	477.9	9.24
35/43КГС2	43.10	31.00	0.50	1.80	39.5	10.0	3.0	103.79	47588.8	2304.5	1152.3	20.7	8937.3	576.6	8.95
35/35КГС2	35.10	38.50	0.70	1.80	31.5	10.0	3.0	126.87	38423.0	2307.7	1153.8	16.7	17120.0	889.4	11.11

продолжение табл. 3

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
40/55КГС1	55.20	35.00	0.50	1.60	52.0	10.0	3.0	109.23	80442.9	3001.6	1500.8	26.8	11433.3	653.3	10.10
40/47КГС1	47.10	35.00	0.50	1.80	43.5	10.0	3.0	116.74	64640.8	2853.9	1427.0	22.7	12862.5	735.0	10.10
40/40КГС1	39.50	38.50	0.60	2.00	35.5	10.0	3.0	138.35	54140.6	2887.5	1443.8	18.8	19022.2	988.2	11.11
40/61КГС2	61.20	35.00	0.40	1.60	58.0	10.0	3.0	106.93	99460.5	3337.6	1668.8	29.8	11433.3	653.3	10.10
40/54КГС2	53.60	36.00	0.50	1.80	50.0	10.0	3.0	122.23	86937.0	3356.6	1678.3	25.9	13996.8	777.6	10.39
40/40КГС2	40.50	44.00	0.70	2.00	36.5	10.0	3.0	159.10	65219.0	3388.0	1694.0	19.3	28394.7	1290.7	12.70
40/63КГС3	63.20	35.00	0.50	1.80	59.6	10.0	3.0	123.33	118753.7	3868.2	1934.1	30.7	12862.5	735.0	10.10
40/56КГС3	56.20	36.00	0.60	2.00	52.2	10.0	3.0	138.71	105755.0	3902.4	1951.2	27.1	15552.0	864.0	10.39
40/41КГС3	41.10	45.00	0.80	2.20	36.7	10.0	3.0	179.49	74903.9	3851.1	1925.6	19.5	33412.5	1485.0	12.99
40/73КГС4	73.20	35.50	0.50	1.80	69.6	10.0	3.0	128.84	162879.8	4562.5	2281.2	35.7	13421.7	756.2	10.25
40/56КГС4	56.20	42.00	0.60	2.00	52.2	10.0	3.0	157.55	123380.9	4552.8	2276.4	27.1	24696.0	1176.0	12.12
40/40КГС4	41.90	46.00	1.00	2.50	36.9	10.0	3.0	210.79	89260.7	4531.0	2265.5	19.7	40556.7	1763.3	13.28
40/73КГС5	73.40	36.00	0.60	2.20	69.0	10.0	3.0	158.27	200749.8	5639.0	2819.5	35.6	17107.2	950.4	10.39
40/53КГС5	53.20	46.00	0.80	2.40	48.4	10.0	3.0	205.06	142451.3	5608.3	2804.2	25.4	38934.4	1692.8	13.28
40/43КГС5	43.40	47.00	1.00	3.00	37.4	10.0	3.0	252.02	115067.3	5696.4	2848.2	20.2	51911.5	2209.0	13.57

Подписано в печать 20.12.2010      Формат 60\*84/16  
Усл. печ. л. 9,4      Тираж 100 экз.      Заказ № 679 в

**Отпечатано с готового оригинал-макета в Типографии АМБ**  
620026, г. Екатеринбург, ул. Розы Люксембург, 59.  
Тел.: (343) 251-65-91, 229-53-94.