



Лицензия серия АВ №559219 от 16.09.2010г.

ул. Свистуна, 11, Харьков, Украина 61007

тел./факс: +38 (0577) 14-74-29, 14-74-30,

349-46-02, 349-46-04, 349-46-05

(0572) 94-27-35, 94-07-61, 95-47-00

<http://www.smk.com.ua>

*e-mail: smk-7@mail.ru*

*e-mail: smk@smk.com.ua*

**Для внутреннего пользования**

**БАЛКИ ДВУТАВРОВЫЕ ГОФРИРОВАННЫЕ  
ОБЛЕГЧЕННЫЕ  
(ГОФРО-БАЛКИ ТУ У В.2.6-28.1-30653953-007:2007)**

**Рекомендации  
по проектированию**

**(издание 2013г.)**

Харьков  
2013 г.



Лицензия серия АВ №559219 от 16.09.2010г.

ул. Свистуна, 11, Харьков, Украина 61007

тел./факс: +38 (0577) 14-74-29, 14-74-30,

349-46-02, 349-46-04, 349-46-05

(0572) 94-27-35, 94-07-61, 95-47-00

<http://www.smk.com.ua>

e-mail: [smk-7@mail.ru](mailto:smk-7@mail.ru)

e-mail: [smk@smk.com.ua](mailto:smk@smk.com.ua)

Для внутреннего пользования

УТВЕРЖДАЮ:

Зам. директора

\_\_\_\_\_/В.Н.Тимошенко/

“ “

2013г.

**БАЛКИ ДВУТАВРОВЫЕ ГОФРИРОВАННЫЕ  
ОБЛЕГЧЕННЫЕ  
(ГОФРО-БАЛКИ ТУ У В.2.6-28.1-30653953-007:2007)**

**Рекомендации  
по проектированию**

**(издание 2013г.)**

Начальник производственного отдела

В.Н.Сорокин

Главный конструктор

А.И.Киричок

Харьков

2013 г.

## Содержание

	стр.
Гофрированные двутавры (Sin-балки) – революция в строительной промышленности	4
<b>А. Общая часть</b>	<b>5</b>
1. Общие положения	5
2. Описание и область применения гофро-профилей	7
3. Параметры, условия поставки и маркировка	8
4. Материалы	9
5. Антикоррозионная защита	9
6. Допуски при изготовлении	10
7. Контроль качества	10
<b>Б. Основы расчета конструкций из гофро-профилей</b>	<b>11</b>
1. Особенности работы гофро-балок	11
2. Конструктивные особенности балок с гофрированной стенкой	14
3. Порядок проектирования балок с гофрированной стенкой (алгоритм)	19
4. Решения стыков	24
Приложение А. Основные обозначения геометрических и физико-технических характеристик сечений из гофро-профилей.	
Приложение Б. Сортамент гофро-балок	
Приложение В. Примеры решения узлов	
Приложение Г. Примеры расчета	

## Гофрированные двутавры (Sin-балки) – революция в строительной промышленности

Гофрированные облегчённые двутавровые Sin-балки освоены на нашем предприятии совместно с австрийской фирмой «ZEMAN BAUELEMENTE», которая первая в мире создала полностью автоматизированную линию по производству сварных Sin-балок с компьютерным контролем технологии производства (конструкция балок с гофрированной стенкой и методика их расчета была предложена еще в 30-е годы прошлого века, но технология их исполнения освоена только в настоящее время).

Внедрение в строительство изделий этой линии позволяет заметно снизить вес строительных конструкций, увеличить скорость изготовления металлоконструкций, сократить сроки возведения сооружений за счёт простоты сборки, лёгкости доставки на место строительства, уменьшить строительный объём здания, упростить проектирование каркаса.

Новейшие разработки, внедрённые в этой линии, позволяют дёшево и быстро (скорость выхода готового изделия около 1 м/мин.) производить Sin-балки высотой от 0,3м до 1,5м, в т.ч. и балки переменного сечения.

Sin-балки могут применяться в зданиях с неагрессивной, слабоагрессивной и среднеагрессивной газовой средой.

Изготавливаются балки в соответствии с ТУ У В.2.6-28.1-30653953-007:2007 «Балки двутавровые гофрированные облегченные».

Материалы настоящего выпуска подготовили инженеры Тахтамышев В.Е. и Киричок А.И. на основании технической документации «Sin profile z falistym srodnikiem» фирмы «ZEMAN &», Польша, 2004 г., справочных пособий, ДБН В.2.6-163:2010, СНиП II-23-81\* (СП 16.13330.2011), «Металеві конструкції» (Киев, «Сталь», учебник, 2010).

# А. Общая часть

## 1. Общие положения

Под легкими, или облегченными, стальными конструкциями подразумеваются основные несущие элементы и системы – балки, фермы, колонны, рамы и др., у которых, благодаря рациональной конструктивной форме, оптимальным размерам сечений, использованию сталей повышенной и высокой прочности, металлоемкость существенно снижается по сравнению с традиционными конструкциями – сварными и прокатными двутаврами с гибкими стенками 100...120, фермами со стержнями из парных уголков и узловыми фасонками и т.д.

Одними из основных несущих элементов таких конструкций являются облегченные сварные двутавры, которые, в свою очередь, подразделяются на балки с гибкой стенкой ( $\lambda_w=250...600$ ), балки с перфорированной стенкой и балки с гофрированной стенкой (рис.1).

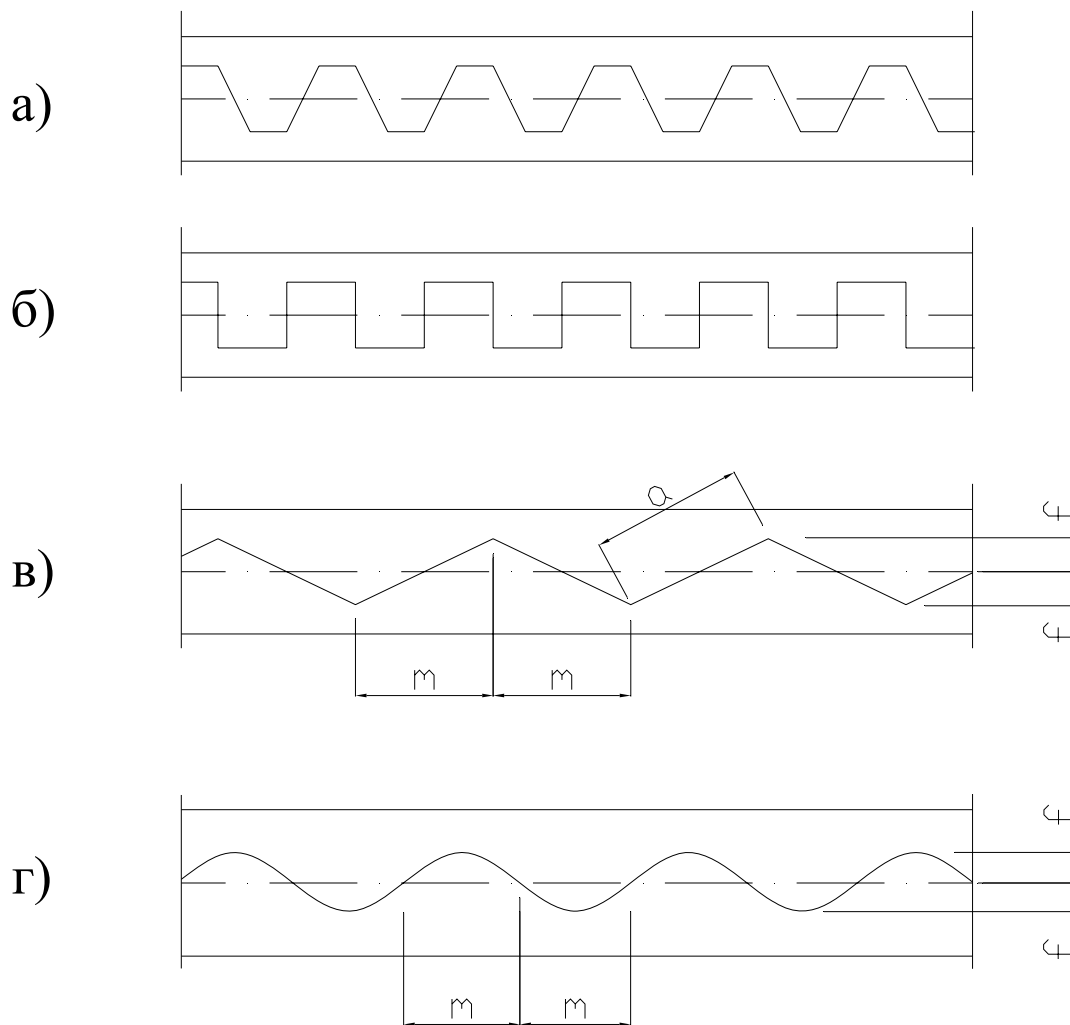


Рисунок 1. Схема классификации облегченных балок

Расчет балок с гибкой и перфорированной стенками достаточно подробно изложен в ДБН В.2.6-163:2010, СНиП II – 23 – 81\* «Стальные конструкции», учебниках и пособиях, в то время как методика расчета балок с гофрированной стенкой (далее – гофро-балки) в этих документах не представлена.

В настоящих «Рекомендациях...» сделана попытка систематизировать методы расчета гофро-балок, изложенных в различных научно-технических источниках.

К рассматриваемым балкам относятся балки, у которых в стенке, для повышения ее местной устойчивости, созданы гофры различного очертания (рис.2).



**Рисунок 2. Виды гофров стенок балки:**

- а) трапециевидальные;
- б) прямоугольные;
- в) треугольные;
- г) волнистые (синусоидальные).

## 2. Описание и область применения гофро-профилей

Sin (син)-профили (от латинского Sinus – изгиб), далее – гофро-профили, представляют собой разновидность сварных двутавров со стенкой из волнистого профилированного листа и полками из полосовой стали.

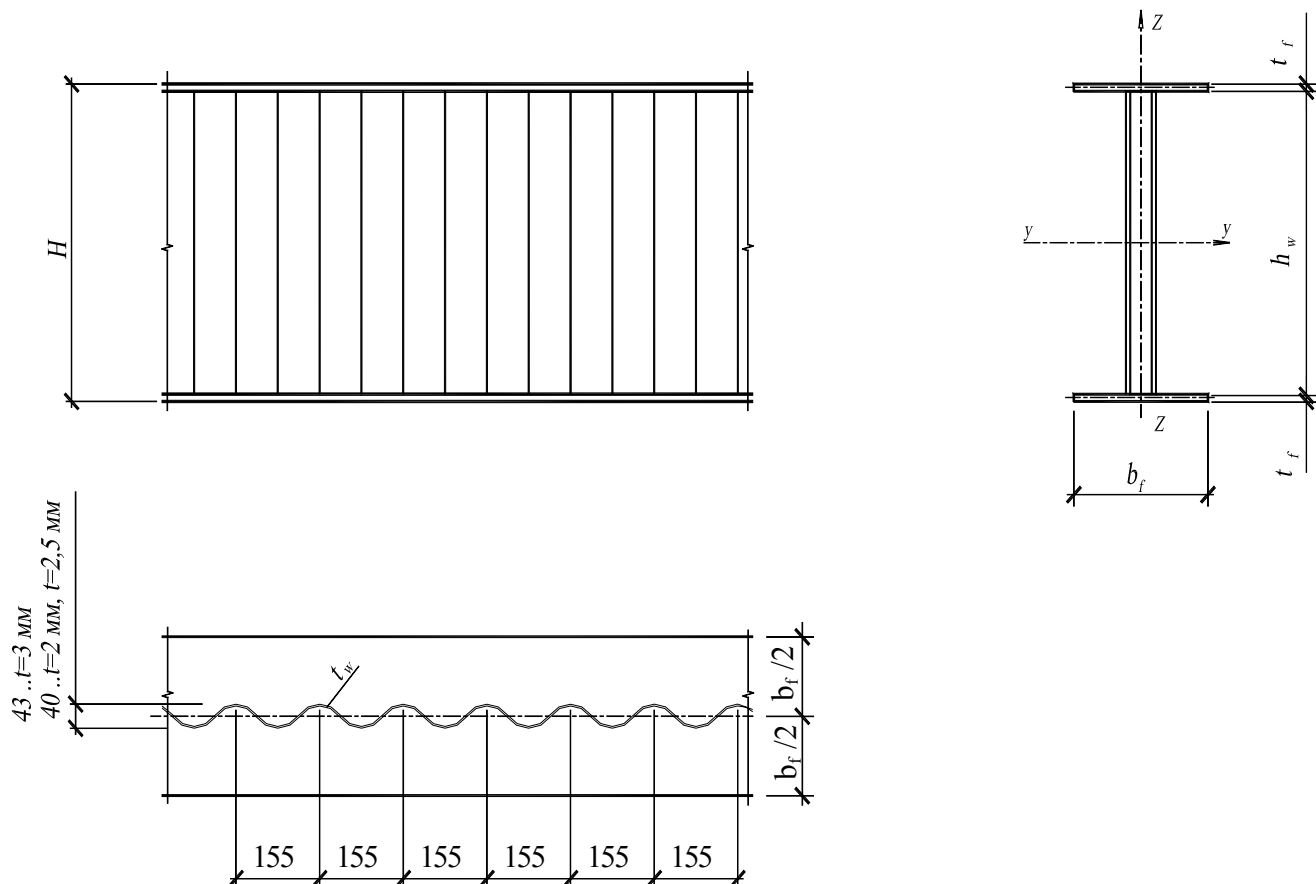


Рисунок 3. Гофро-профиль. Общий вид

Гофрированный лист стенки соединяется с полками непрерывным односторонним равнопрочным сварным швом. Режим сварки по длине подбирает сканирующее устройство, учитывающее дефекты резки, и выдаёт задание на сварочные головки автоматической сварки.

Доработка стыковых и опорных узлов (из сварных двутавров-вставок) выполняется ручной дуговой полуавтоматической сваркой.

Применение профилированного листа для стенки увеличивает жёсткость балки (без дополнительных рёбер) и не допускает, при достижении предела пластичности стали полок, потерю местной устойчивости стенки.

Преимуществом профиля стенки в виде синусоиды, помимо технологичности изготовления, является ещё то, что, в отличие от трапецевидного профиля, не происходит местного продольного изгиба в плоскости элемента.

Сварные двутавры с волнообразной (гофрированной) стенкой могут применяться, практически без каких-либо ограничений, как балки, работающие на изгиб (несущие

балки покрытий и перекрытий, ригели рам), так и элементы, находящиеся под воздействием нормальных сил (колонны, стойки рам).

Гофро-профили производятся по ТУ У В.2.6-28.1-30653953-007:2007.

Оптимальной областью применения гофро-профилей являются металлоконструкции, для которых используются прокатные или сварные двутавровые профили конструктивной высотой более 450 мм и фермы высотой до 1 800 мм (2 200 мм).

Учитывая, что в Украине не освоено производство широкополочных двутавров и некоторых прокатных двутавров по ГОСТ 8239-89, они могут быть заменены гофро-балками.

Подбор сечений балок производится по рекомендуемой ТУ У В.2.6-28.1-30653953-007:2007 «Балки двутавровые гофрированные облегченные. Технические условия» номенклатуре, в которой приведены маркировка балок и геометрические характеристики сечений (сортамент).

В нашем КБ освоена компьютерная подборка гофро-профилей по приведенной ниже методике.

### **3. Параметры, условия поставки и маркировка гофро-профилей**

Рекомендованная номенклатура гофро-профилей изложена в ТУ У В.2.6-28.1-30653953-007:2007.

Высоты стенок приняты 333, (416), 500, 625, (750), 1 000, 1 250 (1 500) мм, исходя из раскроя стандартных листов рулонной стали (1 000мм, 1 250мм и 1 500мм) толщиной 2,0; 2,5 и 3,0 мм. Балки с высотой стенки 416мм, 750мм и 1 500мм могут быть заказаны нашим предприятием на других линиях при большом объеме заказа (не менее 30т заготовок профилей).

Полки стандартных балок принимаются одинаковой ширины 200...430 мм. Толщина полок – 10...30 мм.

Максимальная длина гофро-балок – 12,0 м. Минимальная длина – 4,0 м.

Длина изделий из гофро-балок, исходя из возможности транспортировки, может быть увеличена до 15,0 м и более с заводским стыком. Длина менее 4,0 м может быть исполнена разрезкой в цеху более длинных балок.

Возможно производство нестандартных балок: переменного сечения стенки по длине, с разной шириной и толщиной верхней и нижней полок, полок различной ширины и толщины по длине поясов, толщиной полки менее 10 мм (минимальная толщина 5мм и ширина 120мм – для балок высотой 333мм), с другой высотой стенки при условии оптимального раскроя стандартных листов и рулонов в предельных габаритах (см. выше, стенка 333...1 500 мм, полки 200...430 мм, толщина 10...30 мм). Максимальная высота балки переменного сечения – 1 000мм. Сроки исполнения нестандартных балок и их стоимость увеличиваются.

Маркировка гофро-профилей состоит из группы букв и цифр, которые определяют их габариты.



Например: **W T B 1 000 – 300 x 16 ТУ У В.2.6-28.1-30653953-007:2007**

Несущая балка стандартная- постоянного сечения с одинаковыми полками	1 000 – 300 x 16	толщина полок в мм ширина полок в мм высота гофрированной стенки в мм символ толщины стенки (А – 2 мм, В – 2,5 мм, С – 3 мм)
--	------------------	---

Специальные исполнения маркируются как несущие балки **WTS 1 250 – 300x16/300x12** или **WTS 1 000 – 400x25/250x12**, с дополнительными текстовыми пояснениями (S– толщина стенки 2мм, 2,5мм, 3мм – А, В, С).

## 4. Материалы

Материал поясов – горячекатаная листовая (ГОСТ 19903-74\*) или широкополосная универсальная сталь (ГОСТ 82-70\*) марки С245 или С255 по ГОСТ 27772-88 (Ст3пс или Ст3сп по ГОСТ 380-94 и ТУ 14-1-3023-80), а также марок С345 ГОСТ 27772-88 (09Г2, 09Г2С, 14Г2 ГОСТ 19281-89, ГОСТ 19282-73\* категорий 6,7,9).

Для стенки – холоднокатаная тонколистовая сталь (ГОСТ 19904-90) или Ст3сп (группа прочности ОК 360В) по ГОСТ 16523-97, а также сталь 08пс-5 ГОСТ 16523-97 для отапливаемых помещений при расчетных значениях  $R_{yw}=205$  мПа или 176 мПа.

Возможности применения тонколистовых элементов конструкций изложены в ДБН В.2.6-163:2010, приложение Е, табл.Е.1, примечания п.2,3 и СНиП II – 23 – 81\* изд.1988 г., приложение 1, таблица 50\*, примечание п.6.

Механические характеристики и химический состав выбранной стали для полок и стенки гофро-балок должны соответствовать указанным ГОСТам для принятых классов прочности, групп и категорий конструкций по назначению и напряженным состояниям.

## 5. Антикоррозионная защита

Гофро-балки могут эксплуатироваться в неагрессивной, слабоагрессивной и среднеагрессивной газовой среде, согласно СНиП 2.03.11-85.

Конструкции обрабатываются на дробеструйной установке, грунтуются и окрашиваются красками финской фирмы «TIKKURILA», грунт-эмалью «Антикор» ТУ У 24.3-32741978-004:2005 или другими составами, согласно СНиП 2.03.11-85, прил. 15. Толщина покрытия –60...120 мкм.

Качество очистки поверхности должно соответствовать второй степени по ГОСТ 9.402-, согласно СНиП 3.04.03-85.

Лакокрасочные покрытия гофро-балок должны соответствовать классам по ГОСТ 9 032- :

- IV-V – для конструкций, эксплуатируемых в среднеагрессивной газовой среде;
- V-VI – для конструкций в слабоагрессивной среде;
- до VII – для конструкций в неагрессивной среде,

по СНиП 2.03.11-85.

Огнезащита, при необходимости, выполняется на монтаже специализированной организацией. При этом предлагается покрытие в цеху одним слоем УРФ-1101 ТУ У 24.3-00204234-004-2004 серого цвета под огнезащитное покрытие "Феникс-СТС" и "Феникс -СТВ", выполняемое после монтажа каркаса.

## **6. Допуски при изготовлении**

Допуски при изготовлении конструкций из гофро-профилей определены техническими условиями и должны соответствовать требованиям ДБН В.2.6-163:2010, СНиП III-18-75.

Предельные отклонения:

- по длине –  $\pm 5,0$  мм;
- по высоте балки –  $\pm 3,0$  мм;
- смещение оси гофрированной стенки от оси пояса –  $5,0$  мм;
- неперпендикулярность или грибовидность пояса относительно гофрированной стенки – менее  $0,01$  ширины пояса;
- допуски по длине синусоиды гофры стенки –  $+2,0$  мм, по высоте синусоиды гофры –  $\pm 2,0$  мм;
- ширина поясов –  $\pm 5,0$  мм;
- ровность балки (закручивание по длине) –  $0,1\%$  от длины;
- диаметры отверстий и их смещения с осей –  $0,6$  мм.

## **7. Контроль качества**

Исполнение гофро-профилей подлежит непрерывному документальному контролю согласно заводской системе обеспечения качества, включая компьютерный контроль линии сварки.

Пояса свариваются равнопрочным швом. Подкладные планки надлежит удалять без применения ударных воздействий и повреждения основного металла, а места их приварки зачищать до основного металла. Сварные швы по окончании сварки должны быть очищены от шлака, брызг и натёков металла. Около шва сварного соединения при применении ручной дуговой сварки должно быть проставлено клеймо сварщика, выполнившего эти швы.

Контроль качества сварных швов в поясных соединениях, стыковочных и опорных узлах выполнять неразрушающими методами в объёме, отвечающем требованиям СП 53-101-98.

Качество металла и других вспомогательных материалов должно быть подтверждено заводскими сертификатами предприятия-поставщика.

Изделие должно быть укомплектовано монтажными планками, монтажными приспособлениями, болтами согласно проекту.

На изделие должен быть составлен паспорт (сертификат).

## Б. Основы расчёта конструкций из гофро-профилей

В настоящем разделе приведена методика расчётов и примеры проектирования стальных конструкций из гофро-профилей, предложенная компанией «ZEMAN BAUELEMENTE», в соответствии с ДБН В.2.6-163:2010 и СНиП II-23-81\*.

### 1. Особенности работы гофро-балок

Для изучения особенностей работы балок с гофрированными стенками в СССР, начиная с середины 30-х годов, а также в зарубежных странах были проведены экспериментальные исследования с различными моделями балок. В результате этих исследований было установлено, что нормальные напряжения  $\sigma_x$ , которые возникают от изгиба, наблюдаются в стенке только у поясов (полков) и очень быстро падают практически до нуля, ибо стенка поперек гофра сопротивляться не может (рис.4а).

Касательные напряжения распределяются по высоте стенки почти равномерно (рис. 4б).

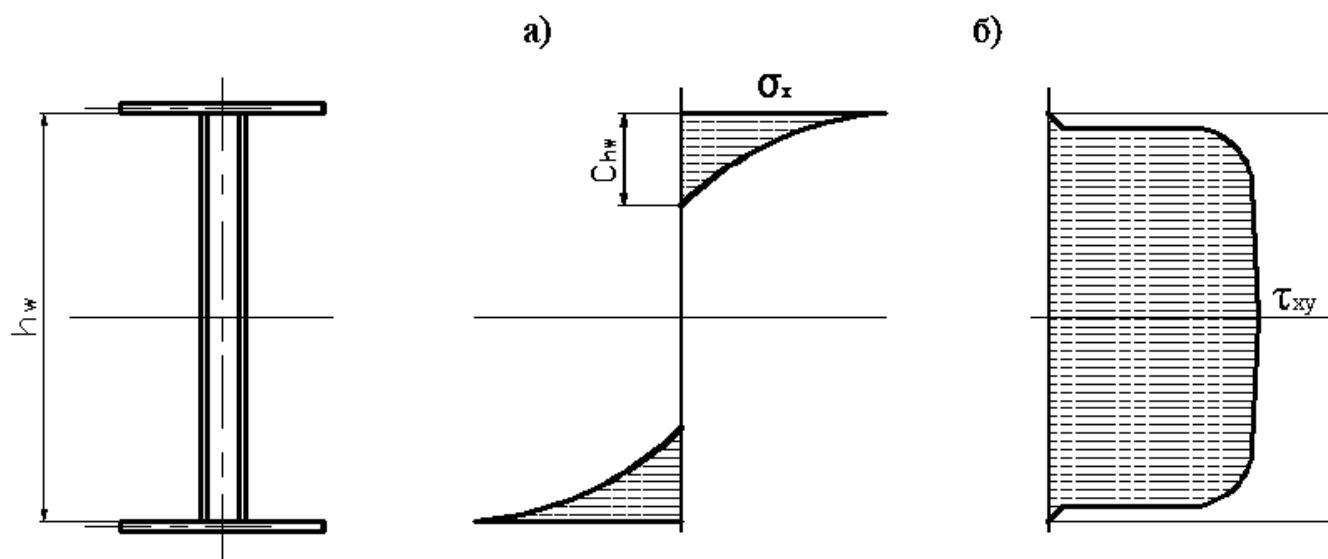


Рисунок 4. Эпюры напряжений в гофро-балках:

а) нормальных  $\sigma_x$  ;      б) касательных  $\tau_{xy}$  .

Гофры передают усилия на пояс, заставляя его испытывать определенный и меняющийся по направлениям изгиб в своей плоскости.

Конструкции таких балок могут нормально эксплуатироваться даже после потери местной устойчивости стенки, если последняя остается упругой.

Несущая способность гофрированных балок также повышается, так как пояс не испытывает изгиба в плоскости балки, как это происходит в обычных балках с тонкой или гибкой стенкой, предельное состояние которых наступает вследствие потери

местной устойчивости стенок под действием местных воздействий сосредоточенных сил, если в этом месте не установлены ребра жесткости.

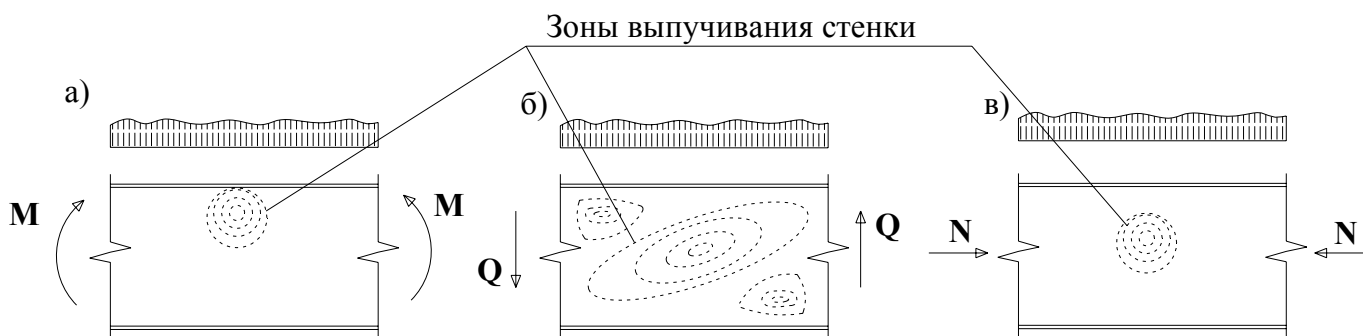
Характер предельного состояния гофро-балки зависит от гибкости стенки ( $\lambda_w$ ), параметров гофров, наличия ребер жесткости в зонах сосредоточенных сил и на опорах.

В обычных балках толщина стенки определяется из условий ее прочности на срез ( $R_s$ ) и, примерно, в 2-4 раза меньше толщины, необходимой по условиям местной устойчивости.

Поперечные ребра жесткости, обеспечивающие местную устойчивость стенки, являются одновременно диафрагмами, существенно повышающими крутильную жесткость балок.

Стремление удовлетворить этим требованиям при одновременном снижении расхода металла и привело к идее гофрированных стенок.

Для наглядности рассмотрим формы потери устойчивости стенки обычной сварной балки в зависимости от видов силовых факторов  $M$ ,  $Q$  и  $N$ , действующих на нее и их сочетаний (рис.5).



**Рисунок 5. Формы потери устойчивости стенки:**

- а) при чистом изгибе;
- б) при чистом сдвиге;
- в) при центральном сжатии.

При этом можно выделить несколько стадий работы стенки в безреберной балке или стенки в пределах отсека, ограниченного поперечными ребрами:

I стадия. Стенка остается плоской. Оканчивается этап докритической стадии работы балки потерей местной устойчивости стенки.

II стадия. Стадия закритической упругой работы стенки. Между деформацией стенки и нагрузкой устанавливается нелинейная зависимость. Появились и развиваются зоны выпучивания стенки (рис.5). происходит изменение напряженного состояния как в стенке, так и в поясах. Потерявшая устойчивость стенка воздействует на пояса балки, вызывая в них местный изгиб.

Закритическая (II стадия) работы оканчивается в момент достижения напряжениями величин  $\sigma_T$  или в отдельных точках стенки, или в поясах, или одновременно (рис.6).

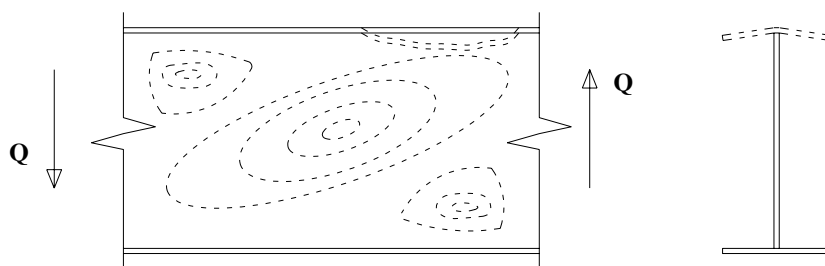
III стадия. Возникают и развиваются пластические деформации в стенке и в поясах. Нарастает прогиб балки. К концу III стадии, по существу, образуется пластический механизм, при котором балка переходит в предельное состояние и становится непригодной к дальнейшей эксплуатации из-за возникновения остаточных деформаций (рис.6).

Дальнейшее возрастание нагрузки приводит либо к полной потере несущей способности балки, как следствие потери местной устойчивости полки по кромкам, если толщина ее была выбрана недостаточной, либо к потере устойчивости пояса в плоскости балки от действия сжимающей силы и местного изгибающего момента.

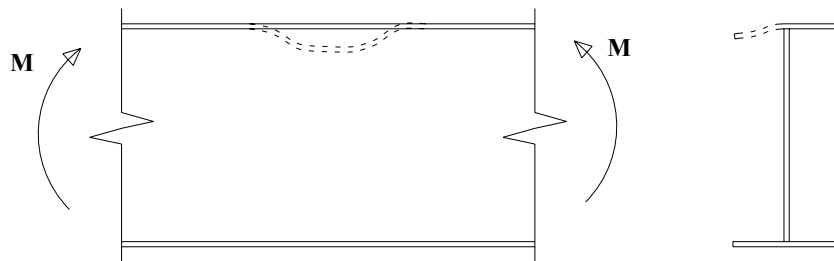
При изгибе на I стадии имеет место обычное распределение нормальных напряжений. К концу III стадии, потерявшая устойчивость часть стенки в сжатой зоне, из работы исключается, хотя в растянутой зоне изменений не наблюдается.

В сжатых поясах нормальные напряжения несколько больше, чем в растянутых. Это вызвано выключением из работы стенки, потерявшей устойчивость, и влиянием ее на пояс, в состав которого входят собственно пояс и примыкающая часть стенки.

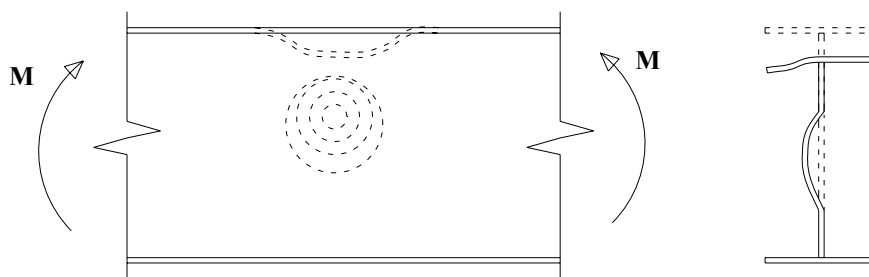
а)



б)



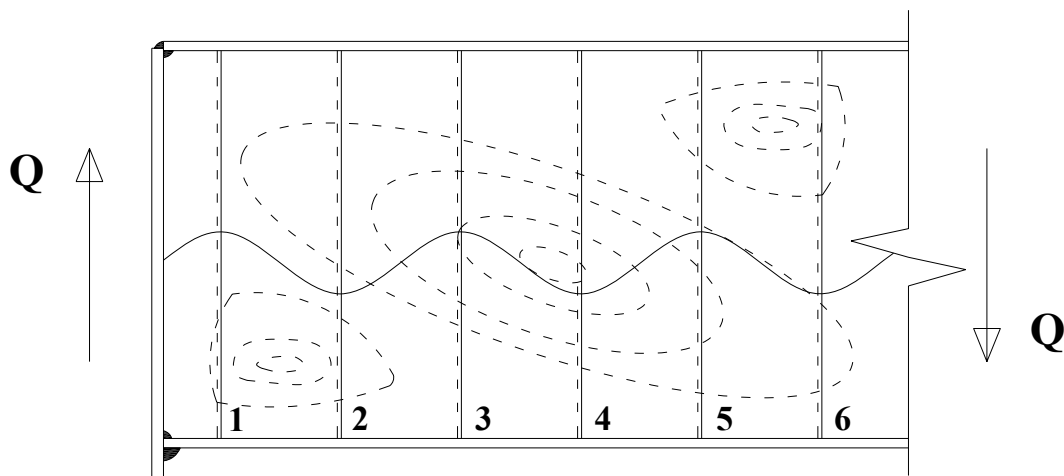
в)



**Рисунок 6. Характер потери несущей способности балки и вид деформаций**

- а) потеря устойчивости пояса в плоскости балки при чистом сдвиге;
- б) то же, по кромкам пояса при чистом изгибе;
- в) то же, в плоскости балки в поясе и в стенке при чистом изгибе.

Аналогичная картина деформация должна была бы наблюдаться и в балках с гофрированной стенкой, но здесь на пути развития деформаций включаются в работу сечения гофр (стенка поперек гофр сопротивляться не может).



**Рисунок 7. Форма потери устойчивости гофро-стенки**

В гофрированных стенках при работе их на сдвиг наблюдается сначала потеря местной устойчивости первого (1) гофра, а затем она распространяется на последующие гофры (2, 3, ...) (рис.7), что условно соответствует общей потере устойчивости стенки, как это имеет место в тонких и гибких стенках.

После этого пояс, следуя за стенкой, сам теряет устойчивость в плоскости балки (рис. 6).

## **2. Конструктивные особенности балки с гофрированной стенкой**

Конструктивные решения гофро-балок различаются только разнообразием сечений гофров стенки (рис.2 (в)). Наиболее технологичны в изготовлении – треугольные гофры, более устойчивы – волнистые (рис.2 (г), рис.3). Благодаря волнистому (синусоидальному) сечению стенки гофро-профиля, сопротивление сдвигу стенки больше, нежели плоского сечения стенки, при одних и тех же геометрических и физических параметрах.

Преимуществом синусоидального профиля стенки, как уже говорилось, является еще и то, что в отличие от прямоугольного, треугольного и трапецидального профилей, не происходит местного продольного изгиба в плоскости элемента.

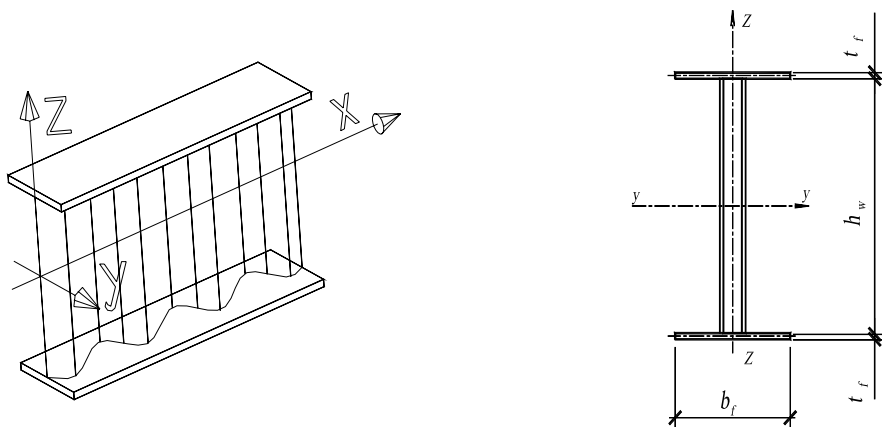
Гофрированный лист стенки балки соединяется с полками из полосовой стали односторонним равнопрочным сварным швом автоматической поточной линии.

Доработка стыковых и опорных узлов (из сварных двутавров-вставок) выполняется ручной дуговой полуавтоматической сваркой с применением фланцевых соединений на болтах повышенной точности (ГОСТ 7805-70\*), высокопрочных болтах (ГОСТ 22353-77) или болтах класса прочности 10.9 (ГОСТ 7798-70\*).

В качестве основных материалов для полок (поясов) применяется одна из марок сталей по ГОСТ 27772-88: С245 с  $R_{yf}=240$  МПа ( $t<25$ мм); С255 с  $R_{yf}=240$  МПа

( $t < 25 \text{ мм}$ ) или  $R_{yf} = 230 \text{ МПа}$  ( $t \geq 25 \text{ мм}$ ); С345 с  $R_{yf} = 315 \text{ МПа}$  ( $t = 10 \dots 20 \text{ мм}$ ) или  $R_{yf} = 300 \text{ МПа}$  ( $t = 20 \dots 30 \text{ мм}$ ).

Для стенок: С245 с  $R_{yw} = 240 \text{ МПа}$ . Для конструкций групп 3 и 4 возможно применение стали С235 с  $R_{yf} = 230 \text{ МПа}$ .



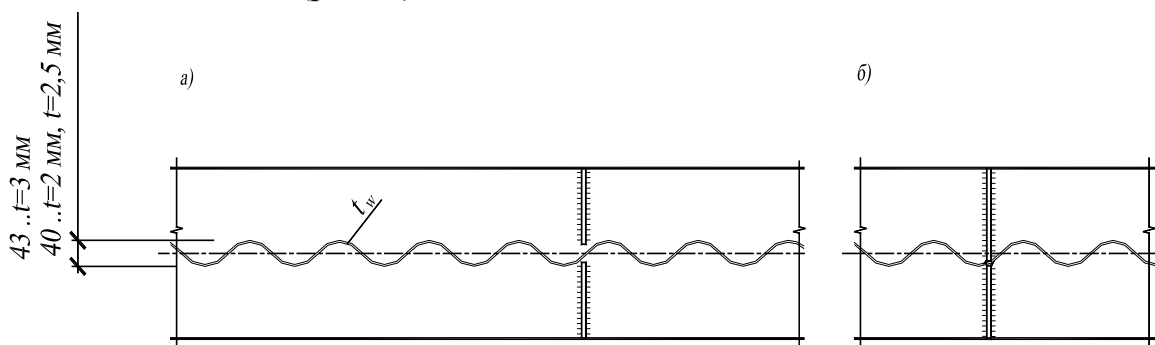
**Рисунок 8. Ориентация главных осей в системе координат и размеры сечения гофро-балки**

Толщина полков ( $t_f$ ) выбирается в пределах параметрического ряда полосового или листового проката (6...30 мм).

Стенки балок ( $t_w$ ) принимаются:  $t_w = 2,0 \text{ мм}$ ,  $t_w = 2,5 \text{ мм}$  или  $t_w = 3,0 \text{ мм}$ .

Конструкция поперечных ребер жесткости и расстояния между ними (при необходимости) принимаются в соответствии с требованиями ДБН В.2.6-163:2010 или СНиП II – 23 – 81\*.

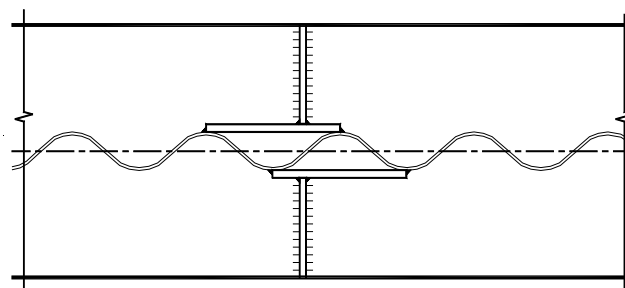
Рёбра жесткости могут быть раздельными, т.е. не соединенными со стенкой или совмещенными со стенкой (рис. 9).



**Рисунок 9. Раздельные (а) и совмещенные (б) ребра жесткости гофро-балки**

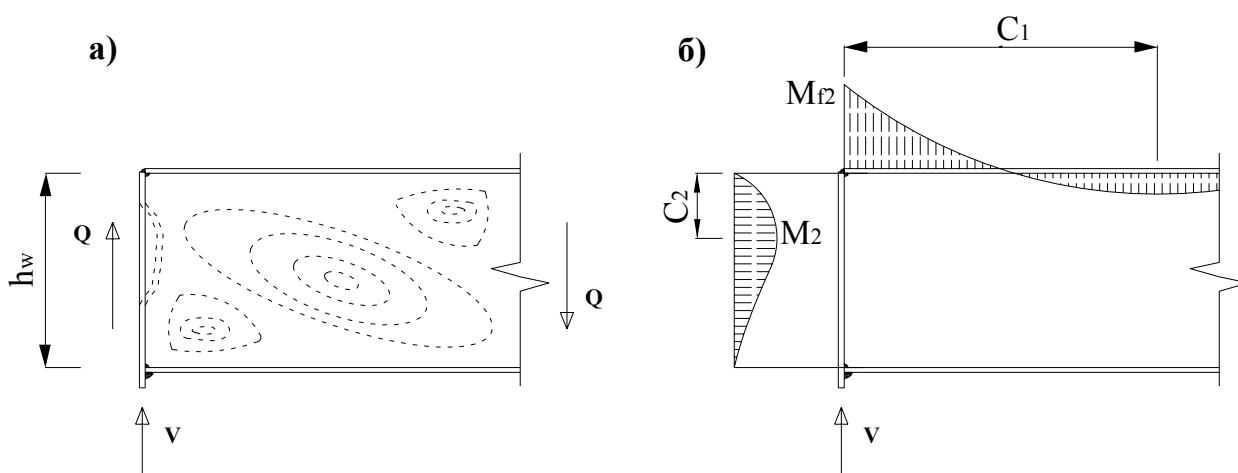
Но в обоих случаях ширина парных ребер будет разной, а в случае (б) есть опасность пережога стенки (гофра) балки.

Наиболее приемлемым следует считать постановку парных ребер с примыканием к волнам гофра через накладки из полосовой стали  $t=3...5$  мм (рис. 10) или приварку через промежуточный стержень диаметром 10...14мм (по типу рис.15).



**Рисунок 10. Оптимальное решение крепления ребер жесткости гофро-балки**

Особое внимание следует уделять постановке опорных ребер балки, когда при сдвиге, после наступления закритической II стадии работы балки, растянутые складки стенки вызывают также изгиб торцевого ребра в плоскости балки (рис. 11).



**Рисунок 11. Схема работы опорного ребра:**

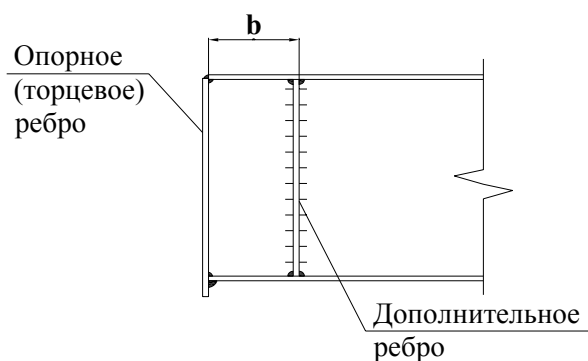
- а) потеря устойчивости опорного ребра в плоскости стенки балки;
- б) эпюры изгибающих моментов в поясе и опорном ребре.

Нормативные документы рекомендуют, в этом случае, ставить дополнительные парные ребра (рис. 12) на расстоянии равном

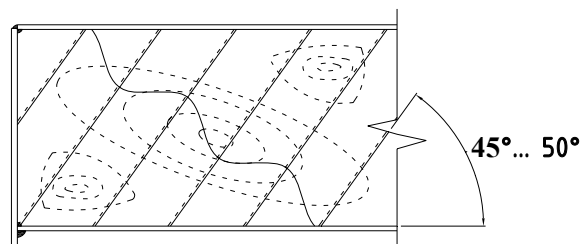
$$b \leq 1.3 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{YW}}}$$

Некоторые литературные источники для повышения местной устойчивости предлагают гофрировать стенку не поперечными, а нисходящими гофрами, с углом наклона  $45^\circ...50^\circ$  (рис. 13).





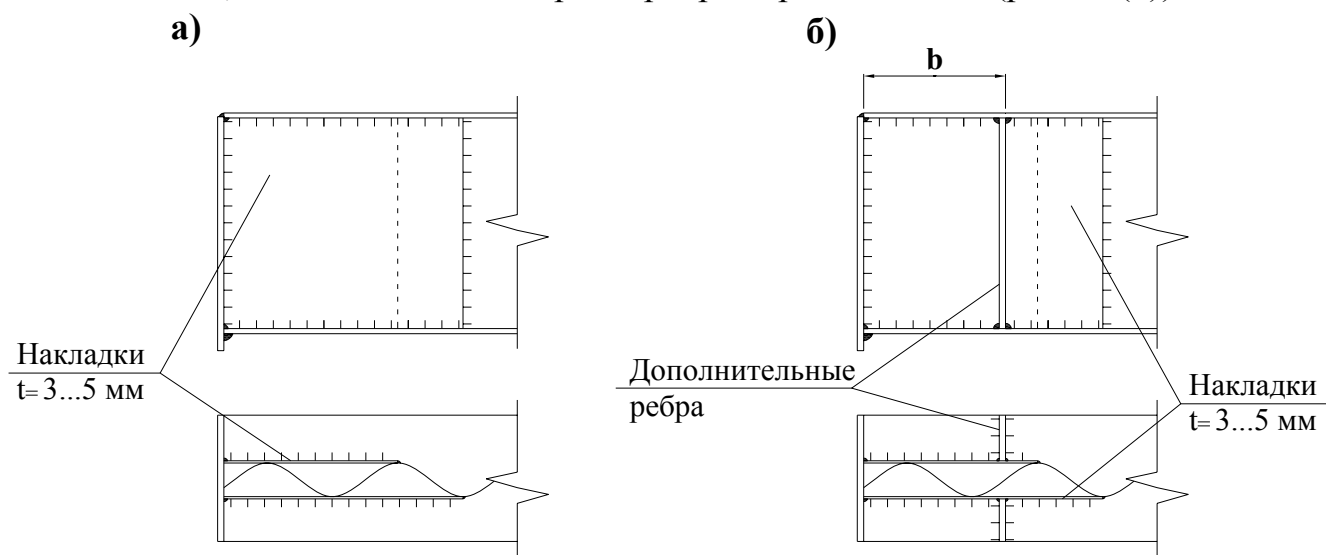
**Рисунок 12**



**Рисунок 13**

Изготовление таких стенок усложняется, появляется необходимость в зеркальной (обратной) конфигурации стенки со стороны другой части балки и переоснастки оборудования прокатки листа стенки.

Целесообразнее установить на опоре дополнительные накладки (рис.14 (а)), при необходимости, дополнительные парные ребра через накладки (рис.14 (б)).



**Рисунок 14. Приварка накладок и дополнительных ребер на опоре:**

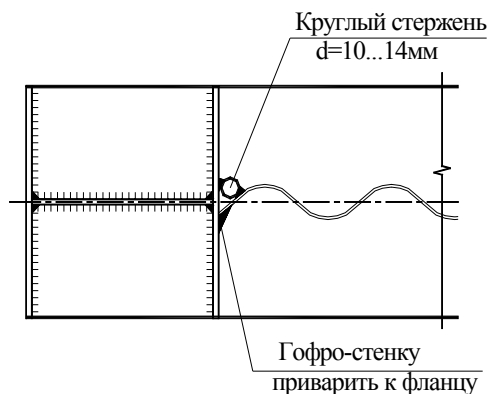
- а) приварка дополнительных накладок;
- б) приварка дополнительных ребер.

При оптимальном подборе сечений гофро-балок часто на отдельных участках (опорный узел, узел передачи сосредоточенных сил, узел примыкания второстепенных балок, узел подвески крановых путей) недостает площади сечения стенки для восприятия поперечной силы  $Q$ . В этом случае целесообразно усилить стенку боковыми накладками (рис. 10, рис.14 (а)) на участке балки в соответствии с эпюрой поперечных сил.

Если стенка к поясам приваривается автоматическими равнопрочными швами, то фланцы в опорных и стыковых узлах привариваются ручной дуговой сваркой и несущей способности шва при этом недостаточно (коэффициент на ручную дуговую сварку –  $k_f = 0,7$  и торец стенки может быть отрезан не ровно). В этом случае стык

можно решить двойным швом с накладками (рис. 14 (а), а при необходимости передачи большой поперечной силы приварить еще и гофр к опорному ребру) или с накладкой из круглого стержня  $d = 10 \dots 14$  мм (рис. 15), тогда передача усилия будет по двум вертикальным швам.

Можно, согласно нормативным документам, увеличить высоту углового шва ( $h_{\text{ш}} = 1,2t_w$ ), но при этом сложно компенсировать возможные непровары и пережоги, неизбежные при малой толщине гофрированного листа. (Обращаем внимание, что европейскими нормами предусматривается не катет сварного углового шва, а его высота – по биссектрисе угла).

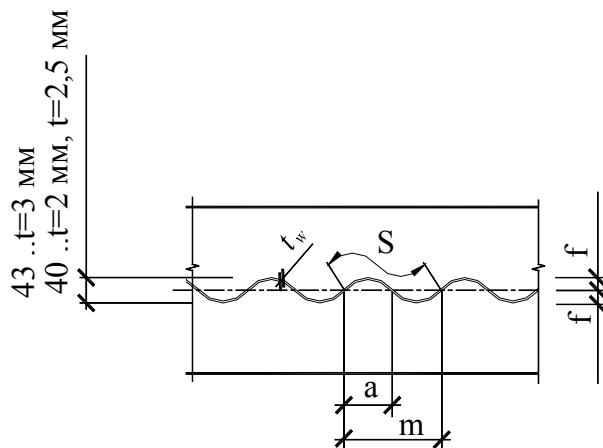


**Рисунок 15. Приварка накладки из круглого стержня**

Самым уязвимым местом для тонкостенных конструкций является база колонн, где неизбежно в процессе эксплуатации появление конденсата от промерзаемого фундамента, с частым изменением температуры (об этом предупреждают материалы по обследованию строительных конструкций).

Двусторонние накладки по базе колонн (по типу рис.14а) обязательны из листов толщиной не менее 5мм, выходящих выше пола не менее 250мм. Гофро-стенка также приваривается к базе колонны.

Установленное оборудование по производству гофро-профилей выполняет конфигурацию гофра стенки (синусоидальной волны) со следующими параметрами (рис.16).



**Рисунок 16. Конфигурация гофро-стенки**

$f$  – высота (амплитуда) волны ( $f = 40/2$  или  $f = 43/2 - \text{const}$ );

$S$  – длина развертки волны ( $S = 178 \text{ мм} - \text{const}$ );

$m$  – длина проекции волны ( $m = 155 \text{ мм} - \text{const}$ ),  $\frac{S}{m} = \frac{178}{155} \approx 1.15$ ;

$a$  – длина проекции полуволны ( $a = m/2 = 155/2 \text{ мм} - \text{const}$ );

$t_w$  – толщина стенки ( $t_w = 2,0 \text{ мм}; 2,5 \text{ мм}; 3,0 \text{ мм}$ );

$h_w$  – высота стенки ( $h_w = 333 \text{ мм}, (416 \text{ мм}), 500 \text{ мм}, 625 \text{ мм}, (750 \text{ мм}), 1\ 000 \text{ мм}, 1\ 250 \text{ мм}, (1\ 500 \text{ мм})$ ).

При расчетах используется и относительные параметры:  $a / h_w$ ,  $f / a$ ,  $f / t_w$ .

При подборе сечений гофро-профилей, необходимых для восприятия расчетных  $M$ ,  $Q$  и  $N$  усилий, сохраняя постоянные и рекомендуемые величины гофро-стенки, манипулируют высотой стенки балки ( $h_w$ ), шириной полки ( $b_f$ ) и толщиной полки ( $t_f$ ), используя сортамент (приложение 2).

Часто в пределах покрытий производственных зданий размещают различные инженерные коммуникации (ливнеустои, воздухопроводы приточных и вытяжных систем, водопроводы пожаротушения, шинопроводы, электросети и др.). Для их пропуска в стенках гофро-балок можно предусматривать круглые отверстия, окаймленные гнутым листом и укрепленные ребрами. Максимальный диаметр отверстия в стенке не должен превышать половины высоты стенки балки, а их расположение рекомендуется в средней трети длины пролета.

К гофро-балкам возможна подвеска путей кранбалок и монорельсов, на колоннах – установка консолей для легких опорных кранов.

Кроме одноэтажных промышленных корпусов, при экономической целесообразности, возможно исполнение многоэтажных административных, промышленных и гражданских зданий. На нашем предприятии практикуются перекрытия из монолитного железобетона по несъемной опалубке из оцинкованного профнастила. Стены и покрытия выполняются из трехслойных сэндвич-панелей «Алю-терм» с цветным полимерным покрытием. Возможно исполнение утепленных стен и покрытий полистовой сборки из профнастила, мембранного покрытия с основанием из профнастила.

### **3. Порядок проектирования балок с гофрированной стенкой (алгоритм)**

После получения результатов статического расчета балки или рамы (машинные программы SCAD, LYRA, ручной расчет), где  $M_{\max}$ ,  $Q_{\max}$  и  $N_{\max}$  являются исходными данными, подбираются гофро-профили по сортаменту (приложение 2) или выполняется конструктивный расчет индивидуальных гофро-балок.

Вначале выбирается тип сечения профиля и толщина гофро-стенки.

Сечение балки по длине может меняться в соответствии с очертаниями эпюры изгибающих моментов, в основном, это делается за счет изменения ширины и (или) толщины пояса, как и в обычных сварных балках.

Гофрированные стенки ( $t=2,0$  мм; 2,5 мм; 3,0 мм) могут усиливаться двухсторонними листовыми накладками с учетом эпюры поперечных сил (для стенок высотой более 500 мм – с электрозаклепками по гофрам). Могут выполняться вставки стенки из листового проката толщиной 5...12 мм.

Высота балки с гофрированной стенкой выбирается в соответствии с общими правилами расчета по прочности, она не должна быть меньше допускаемой по требованиям жесткости ( $h_r$ ) и оптимальной по расходу металла ( $h_{opt}$ ).

$$h_r \geq \frac{5R_{yf}}{24E} \cdot \left[ \frac{l}{f} \right] \cdot \frac{l}{\alpha}, \quad \text{при } \frac{f}{l} = \frac{1}{300},$$

$$h_r \geq \frac{5R_{yf} \cdot 300 \cdot l}{24E \cdot \alpha},$$

где  $\alpha$  - коэффициент, учитывающий повышение деформативности балки за счет закритической работы стенки:

$$\alpha = 1.2 - 0.033\bar{\lambda}_w.$$

Область условных гибкостей для балок симметричного двутаврового сечения рекомендуется нормами в пределах

$$6 \leq \bar{\lambda} \leq 13, \quad \text{тогда } \alpha \approx 0.75 \div 0.77,$$

$R_{yf}$  - напряжение от общего изгиба в поясе, возникающее от действия заданной нормативной нагрузки (от которой определяется прогиб).

Оптимальной высотой будет высота балки при минимально возможной толщине стенки  $t_w$  (min) :

$$h_{opt} = \frac{Q_{max}}{t_w \cdot R_{sw} \cdot \gamma_c}.$$

При соответствующем технико-экономическом обосновании (учет влияния эксплуатационных затрат на отопление, защита от коррозии или огнезащита и т.п.) балка может быть запроектирована меньшей высоты, чем  $h_{opt}$  (но с учетом строительного подъема, равного прогибу от суммарной эксплуатационной нагрузки плюс 1/200 пролета).

С целью уменьшения строительного объема здания, прогоны могут устанавливаться в уровне верхнего пояса ригеля – пониженное расположение прогонов (с учетом выступающих накладок и болтов в стыковых и опорных соединениях).

Выбор толщины стенки ( $t_w$ ) и ее гибкость производится в соответствии с требованиями обеспечения прочности, устойчивости и технологичности из предложенного ряда ( $t_w = 2,0$  мм,  $2,5$  мм,  $3,0$  мм).

Имея высоту стенки ( $h_w$ ) и задаваясь ее гибкостью в пределах  $\lambda = \frac{h_w}{t_w} = 200 \dots 500$ , можно определить ее толщину по формуле условной гибкости

$$\overline{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_{yw}}{E}},$$

где  $\overline{\lambda}_w$  - гибкость стенки в пределах

$$7 \leq \overline{\lambda}_w \leq 10,$$

$h_w$  - высота стенки.

Ширина пояса  $b_f$  выбирается как и в обычных сварных балках, не более  $h_w / 3$ , чтобы не сказывалась неравномерность распределения нормальных напряжений в поясе.

Минимальная ширина полки должна обеспечивать общую устойчивость балки по ДБН В.2.6-163:2010 или СП 16.13330.2011.

В первом приближении можно принять  $b_f = (1/5 \div 1/4)h_w$ .

Толщина пояса  $t_f$  выбирается из тех же соображений, что и в обычных сварных двутавровых балках.

Изменяя  $t_f$ , стремятся удовлетворить, в первую очередь, требования прочности и устойчивости.

Максимальная толщина полки (пояса), как правило, принимается не более 30 мм.

При большей толщине  $t_f$  снижается  $\sigma_r$  и  $R_{yf}$ .

Минимальная толщина полки определяется из условия:

$$t_f \geq 1.31 b_f \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}}.$$

Приближенно  $t_f$  можно определить по сечению балки с максимальным изгибающим моментом:

$$t_f \approx \frac{M_{MAX}}{b_f} \leq R_{yf} \cdot \gamma_c.$$

Согласно п.п. 1.4.3.3, 1.5.5.9, 1.6.4.3 ДБН В.2.6-163:2010 (7.3.3, 8.5.9, 8.5.11 и 8.5.12 СП 16.13330.2011) в балках стенки следует укреплять поперечными ребрами жесткости (рис.10, рис.12, рис.14).

Необходимость постановки ребер жесткости зависит от величины условной гибкости стенки:

$$\overline{\lambda}_s = \frac{S}{2t_w} \sqrt{\frac{R_{yw}}{E}},$$

где  $h_{ef}$  - расчетная высота стенки,

$S$  – длина развертки волны.

Стенки балок следует укреплять поперечными ребрами жесткости, если

$$\overline{\lambda}_s > 2.3.$$

Безреберные балки могут применяться при условной гибкости

$$7 \leq \overline{\lambda}_w \leq 10.$$

Окончательное решение по размещению поперечных ребер жесткости и опорного ребра принимается после проверки общей и местной устойчивости стенки балки.

Монтажные фланцевые стыки применяются при длине балки более 13...15 м. Для балок длиной 12...15 м выполняется равнопрочный заводской стык поясов, стенки усиливаются парными листовыми накладками.

Расчет фланцевого стыка приведен в примере расчета.

Когда определены и назначены все основные размеры сечения поясов и гофра, осуществляется проверка балки на:

а) прочность при изгибе (формула 1.5.1 ДБН В.2.6-163:2010, 41 СП 16.13330.2011):

$$\frac{M_n}{W_{MIN}} \leq R_Y \gamma_C,$$

где  $M_n$  - предельный момент при изгибе.

б) прочность стенки на срез у опоры (формула 1.5.2 ДБН В.2.6-163:2010, 42 СП 16.13330.2011):

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I \cdot t_w} \leq R_S \gamma_C = 0.58 R_Y \gamma_C k_S$$

где  $k_S = 1.085 - 0.008 \overline{\lambda}_w$ ,

в) прочность стенки балки в местах приложения локальной нагрузки к верхнему поясу, а также в опорных сечениях балки (местные напряжения) (формулы 1.5.6, 1.5.7 ДБН В.2.6-163:2010, 46, 47 СП 16.13330.2011):

$$\sigma_{loc} = \frac{F}{t_f \cdot l_{ef}} \leq R_Y \gamma_C.$$

г) условие обеспечения локальной устойчивости гофра

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc.cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{loc.cr}}\right)^2} \leq \gamma_C \quad \text{или} \quad \left(\frac{\sigma_{loc}}{\sigma_{loc.cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{loc.cr}}\right)^2 \leq 1.$$

д) общую устойчивость балки.

Потеря общей устойчивости балки заключается в скручивании балки под нагрузкой, при которой плоскость наибольшей жесткости балки выходит из плоскости изгиба (плоскости действия сил).

Причиной потери общей устойчивости балки является потеря устойчивости ее сжатого пояса, т.е. с увеличением ширины сжатой полки балки возможность потери устойчивости уменьшается.

Обеспечение устойчивости балки определяется согласно п. 1.5.4 с учетом формулы 1.5.30, табл.1.5.1 ДБН В.2.6-163:2010 (п. 8.4. с учетом формулы 71, табл.11 СП 16.13330.2011).

Согласно требованиям п. 1.12.1.5(a) ДБН В.2.6-163:2010 (п. 14.1.7(a) СП 16.13330.2011), катеты угловых швов  $k_f$  должны быть не более  $1,2 t_w$ , где  $t_w$  - наименьшая толщина соединяемых элементов (гофров).

Все остальные сварные швы, соединяющие ребра жесткости, фланцы и др. принимаются по расчету.

Расположение ребра жесткости определяется по формуле (см. рис. 14(б)):

$$b \leq 1.3 \cdot t_w \sqrt{\frac{E}{R_{yW}}}$$

Проверка стенки в месте приложения сосредоточенной нагрузки (от прогонов, второстепенных балок) (рис. 17) определяется по формуле:

$$\sigma_{loc.cr} = \frac{c_1 \cdot c_2 \cdot R_{yW}}{\lambda_w^2},$$

где  $a$  - расстояние между ребрами жесткости;

$$\sigma_{cr} = \frac{c_{cr} \cdot R_{yW}}{\lambda_w^2},$$

где  $c_{cr}$  - согласно п.1.5.5.4-1.5.5.6 ДБН В.2.6-163:2010 (п. 8.5.4-8.5.6 СП 16.13330.2011).

$c_1$  и  $c_2$  - вычисляются по п.1.5.5.5 ДБН В.2.6-163:2010 (п. 8.5.5 СП 16.13330.2011).

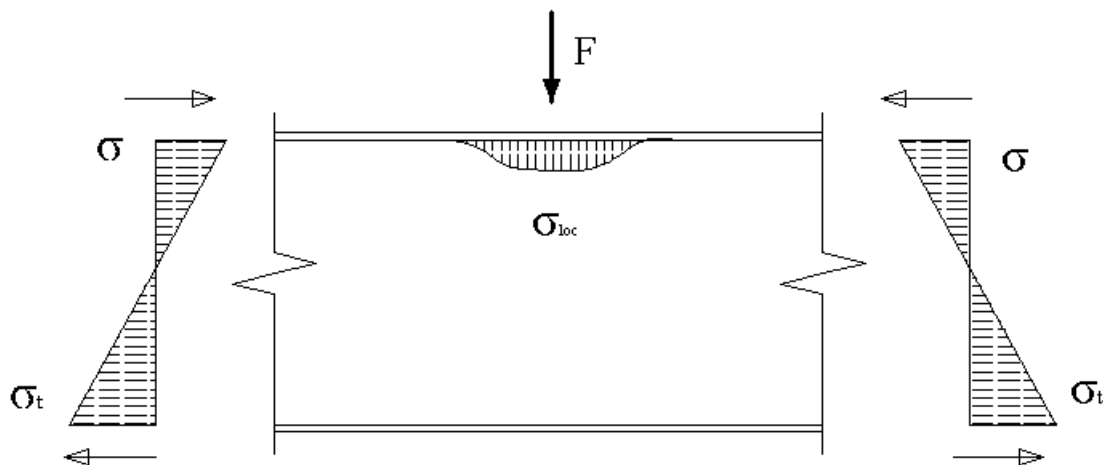


Рисунок 17. Эпюры локальной нагрузки

#### 4. Решения стыков

Рамные и стыковочные узлы удлинения отправочных марок на монтаже предусматриваются болтовые. Крепеж, как правило, оцинкованный.

Стыки элементов предусмотрены через фланцы и накладки постоянными болтами, рассчитанными на проектные усилия, гарантирующими геометрическую схему рамы.

Поперечные усилия в стыках воспринимаются болтами фланцев, продольные – болтами накладок, выпущенными из оголовка колонн и поясов ригелей. Иногда, для восприятия значительных поперечных сил (вертикальных усилий) на колоннах предусматриваются столики.

Решение рамных и стыковочных узлов на монтажной сварке представлены в «Рекомендациях на проектирование» (третья редакция, 2007г.). Чтобы избежать выполнения потолочных швов на монтаже, нижняя стыковая накладка выполняется уширенной, а верхняя – зауженной, утолщенной.

Болты крепления накладок принимаются по ГОСТ 7798-70\* класса прочности 10.9 или высокопрочные по ГОСТ 22353-77, ГОСТ Р 52644-2006 без контролируемой затяжки гаек. Для фланцев – болты по ГОСТ 7798-70\* класса прочности 5.8 или 8.8.

Для расстановки болтов, как правило, принят единый шаг и единая дорожка, кратные модулю 80мм для использования кондукторов.

Размещение болтов – по табл.1.12.3 ДБН В.2.6-163:2010, табл.40 СП 16.13330.2011.

Под головки и гайки постоянных болтов должны обязательно ставиться круглые шайбы: не более двух под гайку и одной под головку. (Для фланцевых соединений – только по одной шайбе). В местах примыкания головки и гайки к наклонным плоскостям ставятся косые шайбы по ГОСТ 10906 - 66\*. При этом резьба болта должна находиться вне отверстия соединяемых элементов, а гладкая часть стержня болта не должна выступать из шайбы. В каждом болте со стороны гайки (контргайки) должно оставаться не менее одной нитки резьбы с полным профилем.

Для крепления гаек на постоянных болтах должны быть установлены контргайки или пружинные шайбы по ГОСТ 6402-70\*. На овальных отверстиях – круглая шайба, пружинная – со стороны круглого отверстия под гайку.

Качество затяжки постоянных болтов должно проверяться путем отстукивания молотком, при этом болт не должен дрожать или перемещаться, а плотность стыка проверяться щупом (см. п.п.3.7.2.1....3.7.2.4, 3.7.3.19 ДБН В.2.6-163:2010; п.п.1.27, 1.124, 1.125 СНиП III – 18 – 75).

Технологию выполнения соединений на болтах без контролируемого натяжения см. «Рекомендации и нормативы по технологии постановки болтов в монтажных соединениях металлоконструкций» ЦНИИПРОЕКТСТАЛЬКОНСТРУКЦИЯ им. Мельникова, М.1988г. и «Рекомендации по монтажу стальных конструкций к СНиП 3.03.01-87» - МДС 53-1.2001, М.2002.

Болты затягиваются до отказа монтажным ключом с усилием 300Н (30кг) при стандартной длине рукоятки. Недотяжка болтов не допускается.

Крепеж рекомендуется оцинкованный.



Все элементы поставляются на монтаж с заводскими сварными соединениями, качество сварки которых (в т.ч. с физическими методами контроля) обеспечивается заводской системой контроля и подтверждается заводскими сертификатами на изделия.

Конструкции в цеху варятся дуговой сваркой в среде защитного газа, сварные швы – по ГОСТ 14771-76\*, ГОСТ 23518-79. Равнопрочные швы выполняются с выводом на планки, с физическими методами контроля качества швов.

Ручная сварка выполняется электродами ГОСТ 9467-75\* типа Э42, Э46 (на монтаже – электродами типа Э42А, Э46А), элементов из стали С345 – электродами типа Э50, Э50А. Сварные швы – по ГОСТ 5264-80, ГОСТ 11534-75.

Материалы для механизированной и ручной сварки приведены в приложениях Ж ДБН В.2.6-163:2010 и Г СП 16.13330.2011.

**ПРИЛОЖЕНИЕ А**  
**(справочное)**

**ОСНОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ И  
ФИЗИКО-ТЕХНИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК СЕЧЕНИЙ  
ИЗ ГОФРО-ПРОФИЛЕЙ**

## Усилия от внешних нагрузок и воздействий в поперечном сечении элемента

$M$  – момент, изгибающий момент

$M_x, M_y$  – моменты относительно осей X-X и Y-Y, соответственно

$Q$  – поперечная сила, сила сдвига

$N$  – продольная сила

$V$  – реакция на опоре

$F$  – внешняя сосредоточенная нагрузка

$T$  – крутящий момент

$p$  – равномерно распределенная постоянная нагрузка

$q$  – равномерно распределенная временная нагрузка

$M_{Rk}$  – несущая способность ( $M_{max}$ ) сечения при чистом изгибе (по «ZEMAN»)

$N_{Rk}$  – несущая способность ( $N_{max}$ ) сечения при растяжении (по «ZEMAN»)

$V_{Rk}$  – несущая способность ( $Q_{max}$ ) сечения по поперечной силе (по «ZEMAN»)

$M_{Rk}, N_{Rk}, V_{Rk}$  – предельные усилия в сечениях (по «ZEMAN»)

## Геометрические характеристики сечения

$H_B$  – общая высота сечения (балки)

$h_w$  – высота стенки балки

$h_{w,ef}$  – расчетная высота стенки

$b_f$  – ширина полки (пояса)

$b_{f,ef}$  – расчетная ширина полки

$t_w$  – толщина стенки балки

$t_{w,ef}$  – расчетная толщина стенки балки

$t_f$  – толщина полки (пояса)

$A$  – полная площадь сечения (брутто) балки

$A_n$  – площадь сечения (нетто) балки

$A_w$  – площадь поперечного сечения стенки профиля (между поясами)

$A_f$  – площадь сечения полки (пояса)

$A_Q$  – уменьшенная площадь сечения при сдвиге ( $A_Q = h_w \cdot t_w \frac{W}{S}$ )

$A_{bn}$  – площадь сечения болта (нетто)

$f$  – высота волны гофра – амплитуда волны ( $f=20$  мм – const)

$m$  – длина проекции волны гофра ( $m=155$  – const)

$s$  – длина развёртки волны гофра ( $s=178$  – const)

$a$  – длина полуволны гофра

$\ell$  – длина, пролет элемента

$\ell_{ef}$  – расчетная (условная) длина

$S$  – статический момент сдвигаемой части сечения (брутто) относительно центральной оси

$I_x, I_y$  – моменты инерции сечения (брутто) относительно осей, соответственно, X-X и Y-Y

$I_{xf}, I_{yf}$  – моменты инерции сечения, состоящего только из одних полок (поясов) относительно осей X-X и Y-Y

$I_{xn}, I_{yn}$  – то же, сечения (нетто)

$I_{\omega}$  – секторный момент инерции сечения, состоящего только из одних полок (поясов)

$B$  – бимомент

$I_t$  – момент инерции при свободном кручении сечения с учётом площади стенки

$i_{xf}, i_{yf}$  – радиусы инерции сечения, состоящего только из одних полок (поясов) относительно осей X-X и Y-Y

$i_{yg}$  – радиус инерции (безразмерный) вдоль оси, лежащей в плоскости сдвига сечения

$f_m$  – прогиб от нагрузки, обусловленный деформацией изгиба

$\left[ \frac{f_m}{\ell} \right]$  – предельный относительный прогиб

$W_x, W_y$  – моменты сопротивления сечения (брутто) относительно осей X-X и Y-Y, соответственно

$W_{xf}, W_{yf}$  – моменты сопротивления сечения, состоящего только из одних полок (поясов), относительно осей X-X и Y-Y

$D_x, D_y$  – жёсткости гнутого волнообразного листа (гофра), соответственно, относительно осей X-X и Y-Y

$c$  – расстояние между ребрами жесткости (по «ZEMAN» для определения величин  $M_{Rk}$  и  $N_{Rk}$  принято  $c=150$  см, исключая боковое выпучивание балки)

$c_{max}$  – расстояние между боковыми жесткими креплениями, при котором сжимаемая полка перестает удовлетворять условию гибкости  $\lambda \leq 250$

$c_{gr}$  – максимальное расстояние между боковыми опорами (фланцами) сжимаемой полки (пояса), при котором не происходит боковое выпучивание балки,

$$c_{gr} = 0.5 \frac{i_{yg} \cdot \lambda_a}{K_c}$$

$\lambda$  – гибкость ( $\lambda = \ell_{ef} / i$ )

$\bar{\lambda}$  – условная гибкость ( $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ )

$\bar{\lambda}_w$  – условная гибкость стенки ( $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ )

$\lambda_{uw}$  – наибольшая условная гибкость стенки

$\lambda_a$  – сравнительный коэффициент гибкости ( $\lambda = \pi \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ )

$\lambda_x, \lambda_y$  – расчетные гибкости элемента

$k_f$  – катет углового шва

$z$  – расстояние между центрами тяжести поясов балки

$S_x$  – статический момент сдвигаемой части сечения (брутто) относительно оси X-X

$U$  – площадь окрашиваемой поверхности одного погонного метра профиля.

## Характеристики материалов

$E$  – модуль продольной упругости стали,  $E=205$  МПа

$G$  – модуль сдвига,  $G=80$  МПа

$G_{red}$  – заменяющий (уменьшенный) модуль сдвига (по «ZEMAN»)

$R_u$  – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу (по временному сопротивлению) – ( $f_d$  – расчетная прочность стали по «ZEMAN»)

$R_{un}$  – временное сопротивление стали разрыву, принимаемое равным минимальному значению  $\sigma_B$  по государственным стандартам и техническим условиям на сталь

$R_y$  – расчетное сопротивление стали растяжению, сжатию, изгибу по пределу текучести

$R_{yp}$  – предел текучести стали, принимаемый равным значению предела текучести

$\sigma_T$  по государственным стандартам и техническим условиям на сталь

$R_S$  – расчетное сопротивление стали сдвигу

$R_P$  – расчетное сопротивление стали смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки)

$R_{bh}$  – расчетное сопротивление растяжению высокопрочных болтов

$R_{bs}$  – расчетное сопротивление срезу болтов

$R_{bt}$  – расчетное сопротивление болтов растяжению

$R_{bun}$  – нормативное сопротивление стали болтов, принимаемое равным временному сопротивлению  $\sigma_B$  по государственным стандартам и техническим условиям на сталь

$R_{wf}$  – расчетное сопротивление угловых швов срезу (условному) по металлу шва

$\sigma_B$  – временное сопротивление стали

$\sigma_T$  – предел текучести стали

$\sigma_x, \sigma_y$  – нормальные напряжения, параллельные осям X-X и Y-Y

$\sigma_{loc}$  – нормальное местное напряжение вдоль гофра от поперечных локальных нагрузок

$\sigma_{loc,cr}$  – то же, критическое напряжение

$\tau_{x,y}$  – касательные напряжения

$\tau_{cr}$  – критическое напряжение для гофрированной пластинки при ее сдвиге

$\tau_{cr,loc}$  – то же, при местной (локальной) нагрузке

$R_{yf} (R_{ef})$  – расчетное сопротивление стали полок (поясов) (по «ZEMAN»)

$R_{yw} (R_{ew})$  – расчетное сопротивление стали стенки (по «ZEMAN»)

## Коэффициенты

$\gamma_c$  – коэффициент условий работы

$\gamma_m$  – коэффициент надежности по материалу

$\gamma_u$  – коэффициент надежности в расчетах по временному сопротивлению

$\eta$  – коэффициент влияния формы сечения

$\nu$  – коэффициент поперечной деформации стали (Пуассона)

$c, c_x, c_y$  – коэффициенты для расчета на прочность с учетом развития пластических деформаций при изгибе относительно осей X-X и Y-Y

$\varphi_{x,y}$  – коэффициенты продольного изгиба

$\varphi'_x$  – коэффициент устойчивости при продольном изгибе относительно оси X-X для сечения, состоящего только из самих полок

$\varphi'_y$  – то же, относительно оси Y-Y

$\varphi_e$  – коэффициент снижения расчетных сопротивлений при внецентренном сжатии

$\varphi_b$  – коэффициент снижения расчетных сопротивлений при изгибо-крутильной форме потери устойчивости балки

$\varphi_{pv}$  – коэффициент устойчивости при сдвиге для стали стенки балки

$k$  – коэффициент сдвига модели стержня (модели Тимошенко по «ZEMAN»)  
( $k=2A_f/A_Q$ )

$k_c$  – коэффициент, зависящий от изменения прохождения нормального усилия на отрезке между жесткими закреплениями. При постоянной или незначительной изменяемости нормальной силы можно принять  $k_c=1,00$

$k_\tau$  – коэффициент, зависящий от параметров  $f/a$  и  $f/t_w$

## Обозначение индексов

w – стенка

f – полка (пояс)

ew, ef – расчетная величина

cr – критическая величина

gr – max

loc – локальное, местное

dop – допускаемая (нагрузка)

opt – оптимальное

Дополнительные условные буквенные обозначения даны на конкретных листах «Рекомендаций...», ДБН В.2.6-163:2010, СП 16.13330.2011.

**ПРИЛОЖЕНИЕ Б**  
**(справочное)**

**СОРТАМЕНТ ГОФРО-БАЛОК**

Таблица Б.1

Высота стенки $h_{w3}$ мм		333				Толщина стенки $t_{w3}$ , мм			WTA			Площадь поперечного сечения стенки (расчетная), см <sup>2</sup>			$A_{wp}$			$V_{Rk}$					
Сечение балки		Вес 1 пог. м				U			$I_x$			$I_y$			Справочные величины для осей			$C_{gr}$			$M_{Rk}$		
$b_f$	x	$t_f$	$H_0$	мм	WTA	WTB	WTC	$2A_f$	$I_x$	$i_x$	$I_y$	$i_y$	$I_x$	$I_y$	$I_x$	$I_y$	$I_x$	$I_y$	$I_x$	$I_y$	$C_{gr}$	$N_{Rk}$	$M_{Rk}$
					кг/м	кг/м	кг/м	см <sup>2</sup>	см <sup>4</sup>	см	см <sup>4</sup>	см	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см	кН	кНм
120	x	5			15.7	17.3	18.8	12.0	3 427		144	3.46	199.84	24.00	1.2	288	49						
130	x	5			16.5	18.0	19.6	13.0	3 713		183	3.75	216.50	28.17	1.3	312	53						
140	x	5	343		17.3	18.8	20.4	14.0	3 999	16.90	229	4.04	233.15	32.67	1.3	336	57						
150	x	5			18.0	19.6	21.2	15.0	4 284		281	4.33	249.80	37.50	1.4	360	61						
160	x	5			18.8	20.4	22.0	16.0	4 570		341	4.62	266.46	42.67	1.5	384	65						
180	x	5			20.4	22.0	23.5	18.0	5 141		486	5.20	299.77	54.00	1.7	432	73						
120	x	6			17.6	19.1	20.7	14.4	4 137		173	3.46	239.84	28.80	1.9	346	59						
130	x	6			18.5	20.1	21.7	15.6	4 482		220	3.75	259.82	33.80	2.0	374	63						
140	x	6	345		19.5	21.0	22.6	16.8	4 827	16.95	274	4.04	279.81	39.20	2.2	403	68						
150	x	6			20.4	22.0	23.5	18.0	5 171		338	4.33	299.79	45.00	2.3	432	73						
160	x	6			21.3	22.9	24.5	19.2	5 516		410	4.62	319.78	51.20	2.5	461	78						
180	x	6			23.2	24.8	26.4	21.6	6 206		583	5.20	359.75	64.80	2.8	518	88						
120	x	8			21.3	22.9	24.5	19.2	5 581		230	3.46	319.86	38.40	4.3	461	79						
130	x	8			22.6	24.2	25.7	20.8	6 047		293	3.75	346.51	45.07	4.6	499	85						
140	x	8			23.9	25.4	27.0	22.4	6 512		366	4.04	373.17	52.27	5.0	538	92						
150	x	8	349		25.1	26.7	28.3	24.0	6 977	17.05	450	4.33	399.82	60.00	5.3	576	98						
160	x	8			26.4	27.9	29.5	25.6	7 442		546	4.62	426.47	68.27	5.6	614	105						
180	x	8			28.9	30.5	32.0	28.8	8 372		778	5.20	479.78	86.40	6.3	691	118						
200	x	8			31.4	33.0	34.5	32.0	9 302		1 067	5.77	533.09	106.67	7.0	768	131						



Таблица Б.2

Высота стенки $h_w$ , мм		333						Толщина стенки $t_w$ , мм			WTA			WTB			WTC			Площадь поперечного сечения стенки (расчетная), см <sup>2</sup>			V <sub>Rk</sub>								
Сечение балки		Вес I пог.м						U			2A <sub>f</sub>			I <sub>x</sub>			I <sub>y</sub>			I <sub>x</sub>			I <sub>y</sub>			C <sub>gr</sub>			M <sub>Rk</sub>		
$b_f$	$x$	$t_f$	$H_0$	WTA	WTB	WTC	U	2A <sub>f</sub>	I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	i <sub>x</sub>	I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	i <sub>y</sub>	W <sub>x</sub>	W <sub>y</sub>	I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	i <sub>x</sub>	I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	i <sub>x</sub>	A <sub>w</sub>	V <sub>Rk</sub>	N <sub>Rk</sub>	M <sub>Rk</sub>					
мм	мм	мм	мм	кг/м	кг/м	кг/м	м <sup>2</sup> /м	см <sup>2</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см	см <sup>3</sup>	см <sup>3</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см	см <sup>3</sup>	см	кН	кНМ					
200	x	10		37,7	39,2	40,8	1,64	40,0	11 800			668,56	1 330	5,77	668,56	133,0	1 330	1 330	5,77	1 330	1 330	5,77	133,0	5,68	960	165					
220	x	10	353	40,8	42,4	44,0	1,72	44,0	12 900		17,15	730,88	1 770	6,34	730,88	160,9	1 770	1 770	6,34	1 770	1 770	6,34	160,9	7,10	1056	181					
250	x	10		45,5	47,1	48,7	1,84	50,0	14 700			832,86	2 600	7,21	832,86	208,0	2 600	2 600	7,21	2 600	2 600	7,21	208,0	8,53	1200	206					
200	x	12		44,0	45,5	47,1	1,65	48,0	14 300			801,12	1 600	5,77	801,12	160,0	1 600	1 600	5,77	1 600	1 600	5,77	160,0		1152	199					
220	x	12	357	47,7	49,3	50,9	1,73	52,8	15 700		17,25	879,55	2 130	6,35	879,55	193,6	2 130	2 130	6,35	2 130	2 130	6,35	193,6		1267	219					
250	x	12		53,4	54,9	56,5	1,85	60,0	17 900			1 002,80	3 130	7,22	1 002,80	250,4	3 130	3 130	7,22	3 130	3 130	7,22	250,4		1440	248					
300	x	12		62,8	64,4	65,9	2,05	72,0	21 400			1 198,88	5 400	8,66	1 198,88	360,0	5 400	5 400	8,66	5 400	5 400	8,66	360,0		1728	298					
220	x	16		58,1	59,7	61,2	1,74	66,0	20 000			1 101,93	2 660	6,35	1 101,93	241,8	2 660	2 660	6,35	2 660	2 660	6,35	241,8		1690	295					
250	x	16	363	65,1	66,7	68,3	1,86	75,0	22 700		17,40	1 250,70	3 910	7,22	1 250,70	312,8	3 910	3 910	7,22	3 910	3 910	7,22	312,8		1920	335					
300	x	16		76,9	78,5	80,1	2,06	90,0	27 200			1 498,6	6 750	8,66	1 498,6	450,0	6 750	6 750	8,66	6 750	6 750	8,66	450,0		2304	402					
350	x	16		88,7	90,3	91,8	2,26	105,0	31 800			1 752,1	10 720	10,10	1 752,1	612,6	10 720	10 720	10,10	10 720	10 720	10,10	612,6		2688	469					
250	x	20		84,8	86,3	87,9	1,88	100,0	31 200			1 672,9	5 210	7,22	1 672,9	416,8	5 210	5 210	7,22	5 210	5 210	7,22	416,8		2400	424					
300	x	20	373	100,5	102,0	103,6	2,08	120,0	37 400		17,65	2 005,4	9 000	8,66	2 005,4	600,0	9 000	9 000	8,66	9 000	9 000	8,66	600,0		2880	508					
350	x	20		116,2	117,7	119,3	2,28	140,0	43 600			2 337,8	14 290	10,10	2 337,8	816,6	14 290	14 290	10,10	14 290	14 290	10,10	816,6		3360	593					
400	x	20		131,9	133,4	135,0	2,48	160,0	49 800			2 670,2	21 330	11,55	2 670,2	1 066,5	21 330	21 330	11,55	21 330	21 330	11,55	1 066,5		3840	678					
300	x	25		124,0	125,6	127,2	2,10	150,0	48 100			2 511,7	11 250	8,66	2 511,7	750,0	11 250	11 250	8,66	11 250	11 250	8,66	750,0		3600	644					
350	x	25	383	143,6	145,2	146,8	2,30	175,0	56 100		17,90	2 929,5	17 860	10,10	2 929,5	1 020,6	17 860	17 860	10,10	17 860	17 860	10,10	1 020,6		4200	752					
400	x	25		163,3	164,8	166,4	2,50	200,0	64 100			3 347,3	26 670	11,55	3 347,3	1 333,5	26 670	26 670	11,55	26 670	26 670	11,55	1 333,5		4800	859					
430	x	25		175,0	176,6	178,2	2,62	215,0	68 900			3 597,9	33 130	12,41	3 597,9	1 540,9	33 130	33 130	12,41	33 130	33 130	12,41	1 540,9		5160	924					
350	x	30		171,1	172,7	174,3	2,32	210,0	69 200			3 521,6	21 440	10,10	3 521,6	1 225,1	21 440	21 440	10,10	21 440	21 440	10,10	1 225,1		5040	915					
400	x	30	393	194,7	196,2	197,8	2,52	240,0	79 100		18,15	4 025,4	32 000	11,55	4 025,4	1 600,0	32 000	32 000	11,55	32 000	32 000	11,55	1 600,0		5760	1045					
430	x	30		208,8	210,4	211,9	2,64	258,0	85 000			4 325,7	39 750	12,41	4 325,7	1 848,8	39 750	39 750	12,41	39 750	39 750	12,41	1 848,8		6192	1124					

Таблица Б.3

Высота стенки $h_w$ , мм		416			Толщина стенки $t_w$ , мм		Площадь поперечного сечения стенки (расчетная), $см^2$			$V_{Rk}$								
Сечение балки	$b_f$	$x$	$t_f$	$H_0$	Вес 1 пог.м			Геометрические характеристики сечения			С <sub>gr</sub>							
					WTA	WTB	WTC	U	$2A_f$	$I_x$	$I_y$	$I_z$	$I_x$	$I_y$	$I_z$	кН	кНМ	
мм	мм	мм	мм	мм	кг/м	кг/м	кг/м	кг/м	$см^2$	$см^4$	$см^4$	$см^4$	$см^3$	$см^3$	$см^4$	см	см	см
200	x	10			39.2	41.2	43.2	1.84	40.0	18 148	832.46	1 333	5.77	133.33	13.6			
220	x	10	436		42.4	44.3	46.3	1.92	44.0	19 962	915.70	1 775	6.35	161.33	14.9			
250	x	10			47.1	49.0	51.0	2.04	50.0	22 685	1040.57	2 604	7.22	208.33	16.9			
200	x	12			45.5	47.5	49.4	1.85	48.0	21 982	999.19	1 600	5.77	160.00	23.3			
220	x	12	440		49.3	51.2	53.2	1.93	52.8	24 180	1099.10	2 130	6.35	193.60	25.6			
250	x	12			54.9	56.9	58.9	2.05	60.0	27 478	1248.98	3 125	7.22	250.00	29.0			
300	x	12			64.4	66.3	68.3	2.25	72.0	32 973	1498.78	5 400	8.66	360.00	34.8			
220	x	16			63.1	65.1	67.0	1.94	70.4	32 846	1466.33	2 839	6.35	258.13	60.3			
250	x	16	448		70.6	72.6	74.6	2.06	80.0	37 325	1666.29	4 167	7.22	333.33	68.5			
300	x	16			83.2	85.2	87.1	2.26	96.0	44 790	1999.54	7 200	8.66	480.00	82.1			
350	x	16			95.8	97.7	99.7	2.46	112.0	52 255	2332.80	11 433	10.10	653.33	95.8			
250	x	20			86.3	88.3	90.3	2.08	100.0	47 524	2084.39	5 208	7.22	416.67	133.6			
300	x	20	456		102.0	104.0	106.0	2.28	120.0	57 029	2501.26	9 000	8.66	600.00	160.2			
350	x	20			117.7	119.7	121.7	2.48	140.0	66 534	2918.14	14 292	10.10	816.67	186.9			
400	x	20			133.4	135.4	137.4	2.68	160.0	76 038	3335.02	21 333	11.55	1066.67	213.6			
300	x	25			125.6	127.5	129.5	2.30	150.0	72 930	3130.06	11 250	8.66	750.00	312.7			
350	x	25	466		145.2	147.2	149.1	2.50	175.0	85 085	3651.74	17 865	10.10	1020.83	364.8			
400	x	25			164.8	166.8	168.8	2.70	200.0	97 241	4173.41	26 667	11.55	1333.33	416.9			
430	x	25			176.6	178.6	180.5	2.82	215.0	104 534	4486.42	33 128	12.41	1540.83	448.1			
350	x	30			172.7	174.6	176.6	2.52	210.0	104 431	4387.85	21 438	10.10	1225.00	630.2			
400	x	30	476		196.2	198.2	200.2	2.72	240.0	119 350	5014.69	32 000	11.55	1600.00	720.2			
430	x	30			210.4	212.3	214.3	2.84	258.0	128 301	5390.79	39 754	12.41	1849.00	774.2			

Таблица Б.4

Высота стенки $h_w$ , мм		500						Толщина стенки $t_w$ , мм			WTA			WTB			WTC			Площадь поперечного сечения стенки (расчетная), см <sup>2</sup>			V <sub>Rk</sub>						
Сечение балки		Вес 1 пог.м						U			I <sub>x</sub>			I <sub>y</sub>			I <sub>x</sub>			I <sub>y</sub>			C <sub>gr</sub>			M <sub>Rk</sub>			
$b_f$	$x$	$t_f$	$H_0$	WTA	WTB	WTC	2A <sub>f</sub>	2A <sub>f</sub>	I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	V <sub>Rk</sub>	V <sub>Rk</sub>	V <sub>Rk</sub>	N <sub>Rk</sub>	N <sub>Rk</sub>	M <sub>Rk</sub>	
мм	мм	мм	мм	кг/м	кг/м	кг/м	мм <sup>2</sup>	мм <sup>2</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>3</sup>	см <sup>3</sup>	см <sup>3</sup>	кН	кН	кНМ	
200	x	10		40.8	43.2	45.5	2.04	40.0	26 010				1000.38	1 333	5.77	133.33	13.6	268	960	245									
220	x	10	520	44.0	46.3	48.7	2.12	44.0	28 611	25.50			1100.42	1 775	6.35	161.33	14.9	295	1056	269									
250	x	10		48.7	51.0	53.4	2.24	50.0	32 513				1250.48	2 604	7.22	208.33	16.9	335	1200	306									
200	x	12		47.1	49.5	51.8	2.05	48.0	31 457				1200.66	1 600	5.77	160.00	23.3	268	1152	295									
220	x	12	524	50.9	53.2	55.6	2.13	52.8	34 603	25.60			1320.73	2 130	6.35	193.60	25.6	295	1267	324									
250	x	12		56.5	58.9	61.2	2.25	60.0	39 322				1500.82	3 125	7.22	250.00	29.1	336	1440	369									
300	x	12		65.9	68.3	70.7	2.45	72.0	47 186				1800.99	5 400	8.66	360.00	34.8	402	1728	442									
220	x	16		64.7	67.0	69.4	2.15	70.4	46 861				1761.69	2 839	6.35	258.13	60.3	295	1690	436									
250	x	16	532	72.2	74.6	76.9	2.27	80.0	53 251	25.80			2001.92	4 167	7.22	333.33	68.5	335	1920	495									
300	x	16		84.8	87.1	89.5	2.47	96.0	63 901				2402.31	7 200	8.66	480.00	82.2	402	2304	594									
350	x	16		97.3	99.7	102.1	2.67	112.0	74 552				2802.69	11 433	10.10	653.33	95.8	469	2688	694									
250	x	20		87.9	90.3	92.6	2.28	100.0	67 600				2503.70	5 208	7.22	416.67	133.6	335	2400	624									
300	x	20	540	103.6	106.0	108.3	2.48	120.0	81 120	26.00			3004.44	9 000	8.66	600.00	160.3	402	2880	749									
350	x	20		119.3	121.7	124.0	2.68	140.0	94 640				3505.19	14 292	10.10	816.67	186.9	469	3360	874									
400	x	20		135.0	137.4	139.7	2.88	160.0	108 160				4005.93	21 333	11.55	1066.67	213.6	536	3840	998									
300	x	25		127.2	129.5	131.9	2.50	150.0	103 359				3758.52	11 250	8.66	750.00	312.8	402	3600	945									
350	x	25	550	146.8	149.2	151.5	2.70	175.0	120 586	26.25			4384.94	17 865	10.10	1020.83	364.8	469	4200	1103									
400	x	25		166.4	168.8	171.1	2.90	200.0	137 813				5011.36	26 667	11.55	1333.33	416.9	536	4800	1260									
430	x	25		178.2	180.6	182.9	3.02	215.0	148 148				5387.22	33 128	12.41	1540.83	448.2	577	5160	1355									
350	x	30		174.3	176.6	179.0	2.72	210.0	147 473				5266.88	21 438	10.10	1225.00	630.3	469	5040	1336									
400	x	30	560	197.8	200.2	202.5	2.92	240.0	168 540	26.50			6019.29	32 000	11.55	1600.00	720.3	536	5760	1526									
430	x	30		212.0	214.3	216.7	3.04	258.0	181 181				6470.73	39 754	12.41	1849.00	774.3	577	6192	1641									

Таблица Б.5

Высота стенки $h_w$ , мм		625				Толщина стенки $t_w$ , мм		Площадь поперечного сечения стенки (расчетная), см <sup>2</sup>				$V_{Rk}$						
$b_f$	$x$	$t_f$	$H_6$	Вес 1 пог.м			U	$2A_f$	$I_x$	$i_x$	$I_y$	$i_y$	$I_T$	$V_{Rk}$	$V_{Rk}$	$V_{Rk}$		
				WTA	WTB	WTC											WTA	WTB
Сечение балки				Геометрические характеристики сечения								C <sub>gr</sub>						
мм				кг/м				м <sup>2</sup> /м				см				кНМ		
200	x	10		43.2	46.1	49.1	2.34	40.0	40 323		1 333	5.77	133.33	13.7	265	960	305	
220	x	10	645	46.3	49.3	52.2	2.42	44.0	44 355	31.75	1 775	6.35	161.33	15.0	292	1056	335	
250	x	10		51.0	54.0	56.9	2.54	50.0	50 403		2 604	7.22	208.33	17.0	332	1200	381	
200	x	12		49.5	52.4	55.3	2.35	48.0	48 692		1 600	5.77	160.00	23.4	266	1152	367	
220	x	12	649	53.2	56.2	59.1	2.43	52.8	53 562	31.85	2 130	6.35	193.60	25.7	292	1267	404	
250	x	12		58.9	61.8	64.8	2.55	60.0	60 865		3 125	7.22	250.00	29.1	332	1440	459	
300	x	12		68.3	71.2	74.2	2.75	72.0	73 038		5 400	8.66	360.00	34.9	398	1728	550	
220	x	16		67.0	70.0	72.9	2.45	70.4	72 315		2 839	6.35	258.13	60.4	292	1690	542	
250	x	16	657	74.6	77.5	80.5	2.57	80.0	82 176	32.05	4 167	7.22	333.33	68.6	332	1920	615	
300	x	16		87.1	90.1	93.0	2.77	96.0	98 611		7 200	8.66	480.00	82.2	398	2304	738	
350	x	16		99.7	102.6	105.6	2.97	112.0	115 047		11 433	10.10	653.33	95.9	465	2688	862	
250	x	20		90.3	93.2	96.2	2.58	100.0	104 006		5 208	7.22	416.67	133.7	332	2400	774	
300	x	20	665	106.0	108.9	111.9	2.78	120.0	124 808	32.25	9 000	8.66	600.00	160.3	398	2880	929	
350	x	20		121.7	124.6	127.6	2.98	140.0	145 609		14 292	10.10	816.67	187.0	465	3360	1084	
400	x	20		137.4	140.3	143.3	3.18	160.0	166 410		21 333	11.55	1066.67	213.7	531	3840	1238	
300	x	25		129.5	132.5	135.4	2.80	150.0	158 438		11 250	8.66	750.00	312.8	398	3600	1170	
350	x	25	675	149.2	152.1	155.0	3.00	175.0	184 844	32.5	17 865	10.10	1020.83	364.9	465	4200	1365	
400	x	25		168.8	171.7	174.7	3.20	200.0	211 250		26 667	11.55	1333.33	417.0	531	4800	1560	
430	x	25		180.6	183.5	186.4	3.32	215.0	227 094		33 128	12.41	1540.83	448.2	571	5160	1677	
350	x	30		176.6	179.6	182.5	3.02	210.0	225 238		21 438	10.10	1225.00	630.3	465	5040	1651	
400	x	30	685	200.2	203.1	206.1	3.22	240.0	257 415	32.75	32 000	11.55	1600.00	720.3	531	5760	1886	
430	x	30		214.3	217.2	220.2	3.34	258.0	276 721		39 754	12.41	1849.00	774.3	571	6192	2028	

Таблица Б.6

Высота стенки $h_w$ , мм		750						Толщина стенки $t_w$ , мм			WTA			WTB			WTC			Площадь поперечного сечения стенки (расчетная), см <sup>2</sup>			V <sub>Rk</sub>								
Сечение балки		Вес I пог.м						U			I <sub>x</sub>			I <sub>y</sub>			I <sub>x</sub>			I <sub>y</sub>			C <sub>gr</sub>			N <sub>Rk</sub>			M <sub>Rk</sub>		
$b_f$	$x$	$t_f$	$H_0$	WTA	WTB	WTC	2A <sub>f</sub>	I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	i <sub>x</sub>	I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	i <sub>y</sub>	W <sub>x</sub>	W <sub>y</sub>	I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	i <sub>x</sub>	I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	i <sub>y</sub>	A <sub>w</sub>	V <sub>Rk</sub>	N <sub>Rk</sub>	M <sub>Rk</sub>						
мм	мм	мм	мм	кг/м	кг/м	кг/м	см <sup>2</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см	см <sup>3</sup>	см <sup>3</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см	см <sup>3</sup>	см	кН	кНМ						
200	x	10		45,5	49,1	52,6	2,64	57 760						1500,26	133,33	1 333	5,77		133,33	13,7		12,75	265	960	365						
220	x	10	770	48,7	52,2	55,7	2,72	63 536	38,00					1650,29	161,33	1 775	6,35		161,33	15,1		15,94	292	1056	401						
250	x	10		53,4	56,9	60,4	2,84	72 200						1875,32	208,33	2 604	7,22		208,33	17,1		19,13	332	1200	456						
200	x	12		51,8	55,3	58,9	2,65	69 677						1800,45	160,00	1 600	5,77		160,00	23,4		23,4	266	1152	439						
220	x	12	774	55,6	59,1	62,6	2,73	76 645	38,10					1980,49	193,60	2 130	6,35		193,60	25,7		25,7	292	1267	483						
250	x	12		61,2	64,8	68,3	2,85	87 097						2250,56	250,00	3 125	7,22		250,00	29,2		29,2	332	1440	549						
300	x	12		70,7	74,2	77,7	3,05	104 516						2700,67	360,00	5 400	8,66		360,00	35,0		35,0	398	1728	658						
220	x	16		69,4	72,9	76,5	2,75	103 269						2641,15	258,13	2 839	6,35		258,13	60,5		60,5	292	1690	647						
250	x	16	782	76,9	80,5	84,0	2,87	117 351	38,30					3001,31	333,33	4 167	7,22		333,33	68,7		68,7	332	1920	735						
300	x	16		89,5	93,0	96,6	3,07	140 821						3601,57	480,00	7 200	8,66		480,00	82,3		82,3	398	2304	882						
350	x	16		102,1	105,6	109,1	3,27	164 292						4201,83	653,33	11 433	10,10		653,33	96,0		96,0	465	2688	1030						
250	x	20		92,6	96,2	99,7	2,88	148 225						3752,53	416,67	5 208	7,22		416,67	133,7		133,7	332	2400	924						
300	x	20	790	108,3	111,9	115,4	3,08	177 870	38,50					4503,04	600,00	9 000	8,66		600,00	160,4		160,4	398	2880	1109						
350	x	20		124,0	127,6	131,1	3,28	207 515						5253,54	816,67	14 292	10,10		816,67	187,1		187,1	465	3360	1294						
400	x	20		139,7	143,3	146,8	3,48	237 160						6004,05	1066,67	21 333	11,55		1066,67	213,7		213,7	531	3840	1478						
300	x	25		131,9	135,4	138,9	3,10	225 234						5630,86	750,00	11 250	8,66		750,00	312,9		312,9	398	3600	1395						
350	x	25	800	151,5	155,0	158,6	3,30	262 773	38,75					6569,34	1020,83	17 865	10,10		1020,83	365,0		365,0	465	4200	1628						
400	x	25		171,1	174,7	178,2	3,50	300 313						7507,81	1333,33	26 667	11,55		1333,33	417,1		417,1	531	4800	1860						
430	x	25		182,9	186,4	190,0	3,62	322 836						8070,90	1540,83	33 128	12,41		1540,83	448,3		448,3	571	5160	2000						
350	x	30		179,0	182,5	186,0	3,32	319 410						7886,67	1225,00	21 438	10,10		1225,00	630,4		630,4	465	5040	1966						
400	x	30	810	202,5	206,1	209,6	3,52	365 040	39,00					9013,33	1600,00	32 000	11,55		1600,00	720,4		720,4	531	5760	2246						
430	x	30		216,7	220,2	223,7	3,64	392 418						9689,33	1849,00	39 754	12,41		1849,00	774,4		774,4	571	6192	2415						

Таблица Б.7

Высота стенки $h_w$ , мм		1000				Толщина стенки $t_w$ , мм			WTA			Площадь поперечного сечения стенки (расчетная), см <sup>2</sup>			$V_{Rk}$		
Сечение балки		Вес 1 пог.м				U			$I_x$			$I_y$			$C_{gr}$		
$b_f$	$t_f$	WTA	WTB	WTC	$2A_f$	$I_x$	$I_y$	$I_z$	$I_x$	$I_y$	$I_z$	$I_x$	$I_y$	$I_z$	$V_{Rk}$	$V_{Rk}$	$V_{Rk}$
мм	мм	кг/м	кг/м	кг/м	см <sup>2</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см	см	см	см <sup>3</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см	кН	кНМ
200	x 10	50,2	55,0	59,7	3,24	102 010	2000,20	2000,20	50,50	5,77	133,33	133,33	13,9	13,9	265	960	485
220	x 10	53,4	58,1	62,8	3,32	112 211	2200,22	2200,22	50,50	6,35	161,33	161,33	15,2	15,2	292	1056	533
250	x 10	58,1	62,8	67,5	3,44	127 513	2500,25	2500,25	50,50	7,22	208,33	208,33	17,2	17,2	332	1200	606
200	x 12	56,5	61,2	65,9	3,25	122 897	2400,34	2400,34	50,60	5,77	160,00	160,00	23,6	23,6	266	1152	583
220	x 12	60,3	65,0	69,7	3,33	135 187	2640,37	2640,37	50,60	6,35	193,60	193,60	25,9	25,9	292	1267	641
250	x 12	65,9	70,7	75,4	3,45	153 622	3000,42	3000,42	50,60	7,22	250,00	250,00	29,3	29,3	332	1440	729
300	x 12	75,4	80,1	84,8	3,65	184 346	3600,51	3600,51	50,60	8,66	360,00	360,00	35,1	35,1	398	1728	874
220	x 16	74,1	78,8	83,5	3,35	181 677	3520,87	3520,87	50,80	6,35	258,13	258,13	60,6	60,6	292	1690	858
250	x 16	81,6	86,4	91,1	3,47	206 451	4000,99	4000,99	50,80	7,22	333,33	333,33	68,8	68,8	332	1920	975
300	x 16	94,2	98,9	103,6	3,67	247 741	4801,19	4801,19	50,80	8,66	480,00	480,00	82,4	82,4	398	2304	1170
350	x 16	106,8	111,5	116,2	3,87	289 032	5601,39	5601,39	50,80	10,10	653,33	653,33	96,1	96,1	465	2688	1366
250	x 20	97,3	102,1	106,8	3,48	260 100	5001,92	5001,92	51,00	7,22	416,67	416,67	133,9	133,9	332	2400	1224
300	x 20	113,0	117,8	122,5	3,68	312 120	6002,31	6002,31	51,00	8,66	600,00	600,00	160,5	160,5	398	2880	1469
350	x 20	128,7	133,5	138,2	3,88	364 140	7002,69	7002,69	51,00	10,10	816,67	816,67	187,2	187,2	465	3360	1714
400	x 20	144,4	149,2	153,9	4,08	416 160	8003,08	8003,08	51,00	11,55	1066,67	1066,67	213,9	213,9	531	3840	1958
300	x 25	136,6	141,3	146,0	3,70	393 984	7504,46	7504,46	51,25	8,66	750,00	750,00	313,0	313,0	398	3600	1845
350	x 25	156,2	160,9	165,6	3,90	459 648	8755,21	8755,21	51,25	10,10	1020,83	1020,83	365,1	365,1	465	4200	2153
400	x 25	175,8	180,6	185,3	4,10	525 313	10005,95	10005,95	51,25	11,55	1333,33	1333,33	417,2	417,2	531	4800	2460
430	x 25	187,6	192,3	197,0	4,22	564 711	10756,40	10756,40	51,25	12,41	1540,83	1540,83	448,4	448,4	571	5160	2645
350	x 30	183,7	188,4	193,1	3,92	556 973	10508,92	10508,92	51,50	10,10	1225,00	1225,00	630,5	630,5	465	5040	2596
400	x 30	207,2	212,0	216,7	4,12	636 540	12010,19	12010,19	51,50	11,55	1600,00	1600,00	720,5	720,5	531	5760	2966
430	x 30	221,4	226,1	230,8	4,24	684 281	12910,95	12910,95	51,50	12,41	1849,00	1849,00	774,5	774,5	571	6192	3189

**Приложение Б, продолжение**

**Таблица Б.8**

Высота стенки $h_w$ , мм		1250				Толщина стенки $t_w$ , мм		WTA			Площадь поперечного сечения стенки (расчетная), см <sup>2</sup>			$V_{RK}$			
Сечение балки		Вес I пог.м			U		Геометрические характеристики сечения			$A_{wp}$			$V_{RK}$				
$b_f$	$x$	$t_f$	$H_6$	WTA	WTB	WTC	$2A_f$	$I_x$	$i_x$	$W_x$	$I_y$	$i_y$	$W_y$	$I_t$	$V_{RK}$	$M_{RK}$	
мм		кг/м			м <sup>2</sup> /м		см <sup>2</sup>	см <sup>4</sup>	см	см <sup>3</sup>	см <sup>4</sup>	см	см <sup>3</sup>	см <sup>4</sup>	см	кН	кНМ
200	x	10		60,8	66,7	66,7	40,0	158 760		2500,16	1 333	5,77	133,33	14,0	265	960	605
220	x	10	1270	64,0	69,9	69,9	44,0	174 636	63,00	2750,17	1 775	6,35	161,33	15,3	292	1056	665
250	x	10		68,7	74,6	74,6	50,0	198 450		3125,20	2 604	7,22	208,33	17,3	332	1200	756
200	x	12		67,1	73,0	73,0	48,0	191 117		3000,27	1 600	5,77	160,00	23,7	266	1152	727
220	x	12	1274	70,9	76,8	76,8	52,8	210 229	63,10	3300,30	2 130	6,35	193,60	26,0	292	1267	800
250	x	12		76,5	82,4	82,4	60,0	238 897		3750,34	3 125	7,22	250,00	29,5	332	1440	909
300	x	12		86,0	91,8	91,8	72,0	286 676		4500,41	5 400	8,66	360,00	35,2	398	1728	1090
220	x	16		84,7	90,6	90,6	70,4	282 085		4400,70	2 839	6,35	258,13	60,7	292	1690	1070
250	x	16	1282	92,2	98,1	98,1	80,0	320 551	63,30	5000,80	4 167	7,22	333,33	68,9	332	1920	1215
300	x	16		104,8	110,7	110,7	96,0	384 661		6000,96	7 200	8,66	480,00	82,6	398	2304	1458
350	x	16		117,4	123,2	123,2	112,0	448 772		7001,12	11 433	10,10	653,33	96,2	465	2688	1702
250	x	20		107,9	113,8	113,8	100,0	403 225		6251,55	5 208	7,22	416,67	134,0	332	2400	1524
300	x	20	1290	123,6	129,5	129,5	120,0	483 870	63,50	7501,86	9 000	8,66	600,00	160,7	398	2880	1829
350	x	20		139,3	145,2	145,2	140,0	564 515		8752,17	14 292	10,10	816,67	187,3	465	3360	2134
400	x	20		155,0	160,9	160,9	160,0	645 160		10002,48	21 333	11,55	1066,67	214,0	531	3840	2438
300	x	25		147,2	153,1	153,1	150,0	609 609		9378,61	11 250	8,66	750,00	313,2	398	3600	2295
350	x	25	1300	166,8	172,7	172,7	175,0	711 211	63,75	10941,71	17 865	10,10	1020,83	365,2	465	4200	2678
400	x	25		186,4	192,3	192,3	200,0	812 813		12504,81	26 667	11,55	1333,33	417,3	531	4800	3060
430	x	25		198,2	204,1	204,1	215,0	873 773		13442,67	33 128	12,41	1540,83	448,6	571	5160	3290
350	x	30		194,3	200,2	200,2	210,0	860 160		13132,21	21 438	10,10	1225,00	630,7	465	5040	3226
400	x	30	1310	217,8	223,7	223,7	240,0	983 040	64,00	15008,24	32 000	11,55	1600,00	720,7	531	5760	3686
430	x	30		232,0	237,9	237,9	258,0	1 056 768		16133,86	39 754	12,41	1849,00	774,7	571	6192	3963

Приложение Б, продолжение

Таблица Б.9

Высота стенки $h_w$ , мм		1500				Толщина стенки $t_w$ , мм		Площадь поперечного сечения стенки (расчетная), см <sup>2</sup>			$V_{RK}$						
Сечение балки		Вес 1 пог.м				U		Геометрические характеристики сечения			С <sub>сгт</sub>						
$b_f$	$x$	$t_f$	$H_0$	WTA	WTB	WTC	$2A_f$	$I_x$	$I_y$	$I_z$	$I_x$	$I_y$	$I_z$	$V_{RK}$	$V_{RK}$	$V_{RK}$	
мм		кг/м				м <sup>2</sup> /м	см <sup>2</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см <sup>4</sup>	см	см <sup>3</sup>	см <sup>4</sup>	см	см	кН	кНМ
200	x	10		66,7	73,8	73,8	4,44	228 010	1 333	1 333	5,77	133,33	14,1	265	960	725	
220	x	10	1520	69,9	76,9	76,9	4,52	250 811	1 775	1 775	6,35	161,33	15,4	292	1056	797	
250	x	10		74,6	81,6	81,6	4,64	285 013	2 604	2 604	7,22	208,33	17,4	332	1200	906	
200	x	12		73,0	80,1	80,1	4,45	274 337	1 600	1 600	5,77	160,00	23,8	266	1152	871	
220	x	12	1524	76,8	83,8	83,8	4,53	301 771	2 130	2 130	6,35	193,60	26,1	292	1267	958	
250	x	12		82,4	89,5	89,5	4,65	342 922	3 125	3 125	7,22	250,00	29,6	332	1440	1089	
300	x	12		91,8	98,9	98,9	4,85	411 506	5 400	5 400	8,66	360,00	35,3	398	1728	1306	
220	x	16		90,6	97,7	97,7	4,55	404 493	2 839	2 839	6,35	258,13	60,9	292	1690	1281	
250	x	16	1532	98,1	105,2	105,2	4,67	459 651	4 167	4 167	7,22	333,33	69,0	332	1920	1455	
300	x	16		110,7	117,8	117,8	4,87	551 581	7 200	7 200	8,66	480,00	82,7	398	2304	1746	
350	x	16		123,2	130,3	130,3	5,07	643 512	11 433	11 433	10,10	653,33	96,4	465	2688	2038	
250	x	20		113,8	120,9	120,9	4,68	577 600	5 208	5 208	7,22	416,67	134,1	332	2400	1824	
300	x	20	1540	129,5	136,6	136,6	4,88	693 120	9 000	9 000	8,66	600,00	160,8	398	2880	2189	
350	x	20		145,2	152,3	152,3	5,08	808 640	14 292	14 292	10,10	816,67	187,4	465	3360	2554	
400	x	20		160,9	168,0	168,0	5,28	924 160	21 333	21 333	11,55	1066,67	214,1	531	3840	2918	
300	x	25		153,1	160,1	160,1	4,90	872 109	11 250	11 250	8,66	750,00	313,3	398	3600	2745	
350	x	25	1550	172,7	179,8	179,8	5,10	1 017 461	17 865	17 865	10,10	1020,83	365,4	465	4200	3203	
400	x	25		192,3	199,4	199,4	5,30	1 162 813	26 667	26 667	11,55	1333,33	417,4	531	4800	3660	
430	x	25		204,1	211,2	211,2	5,42	1 250 023	33 128	33 128	12,41	1540,83	448,7	571	5160	3935	
350	x	30		200,2	207,2	207,2	5,12	1 228 973	21 438	21 438	10,10	1225,00	630,8	465	5040	3856	
400	x	30	1560	223,7	230,8	230,8	5,32	1 404 540	32 000	32 000	11,55	1600,00	720,8	531	5760	4406	
430	x	30		237,9	244,9	244,9	5,44	1 509 881	39 754	39 754	12,41	1849,00	774,8	571	6192	4737	



**ПРИЛОЖЕНИЕ В**  
**(рекомендуемое)**

**ПРИМЕРЫ РЕШЕНИЯ УЗЛОВ**

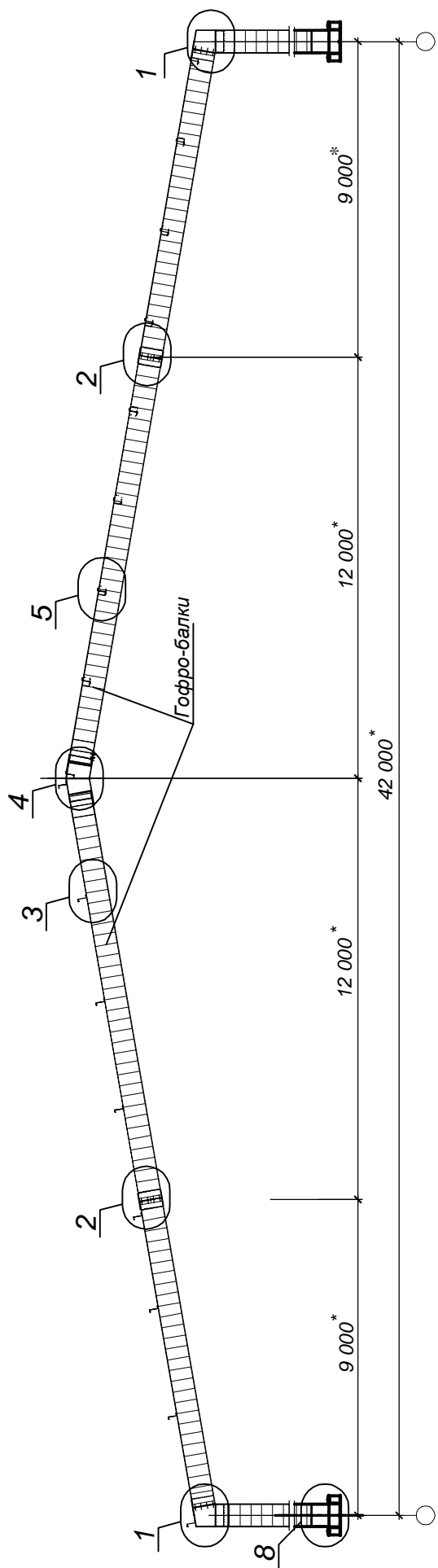


Схема 1

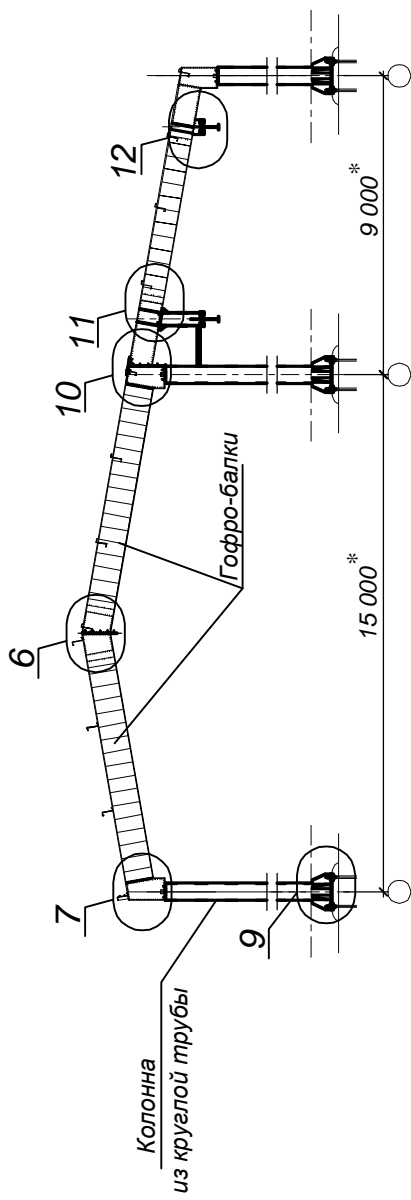


Схема 2

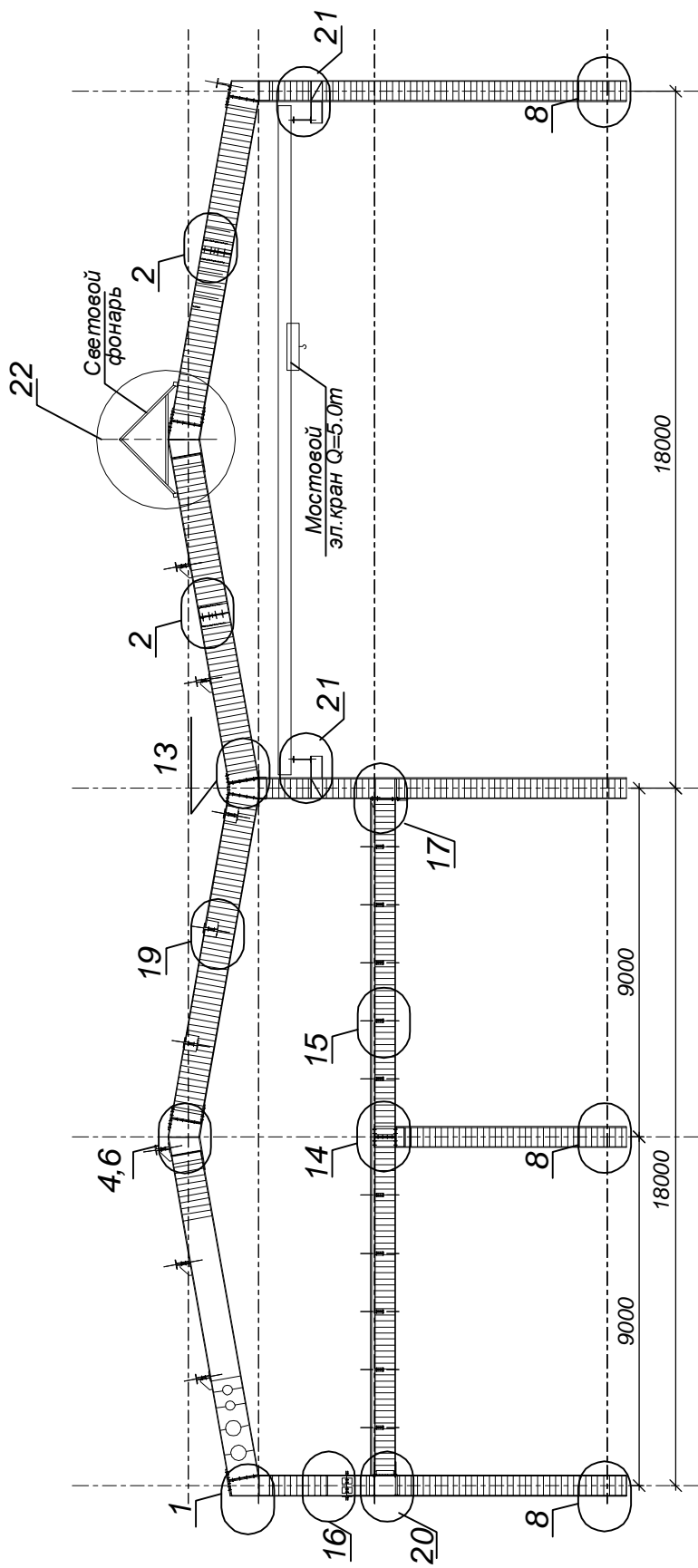


Схема 3

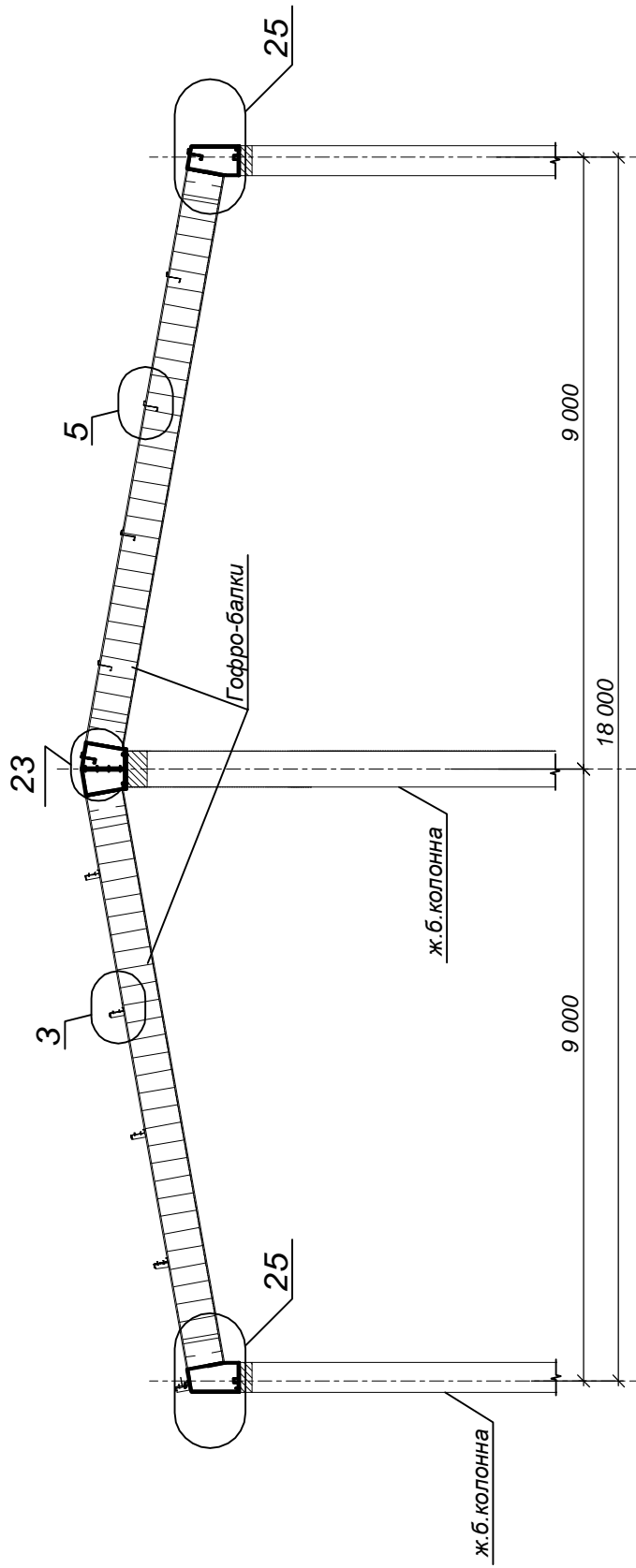


Схема 4

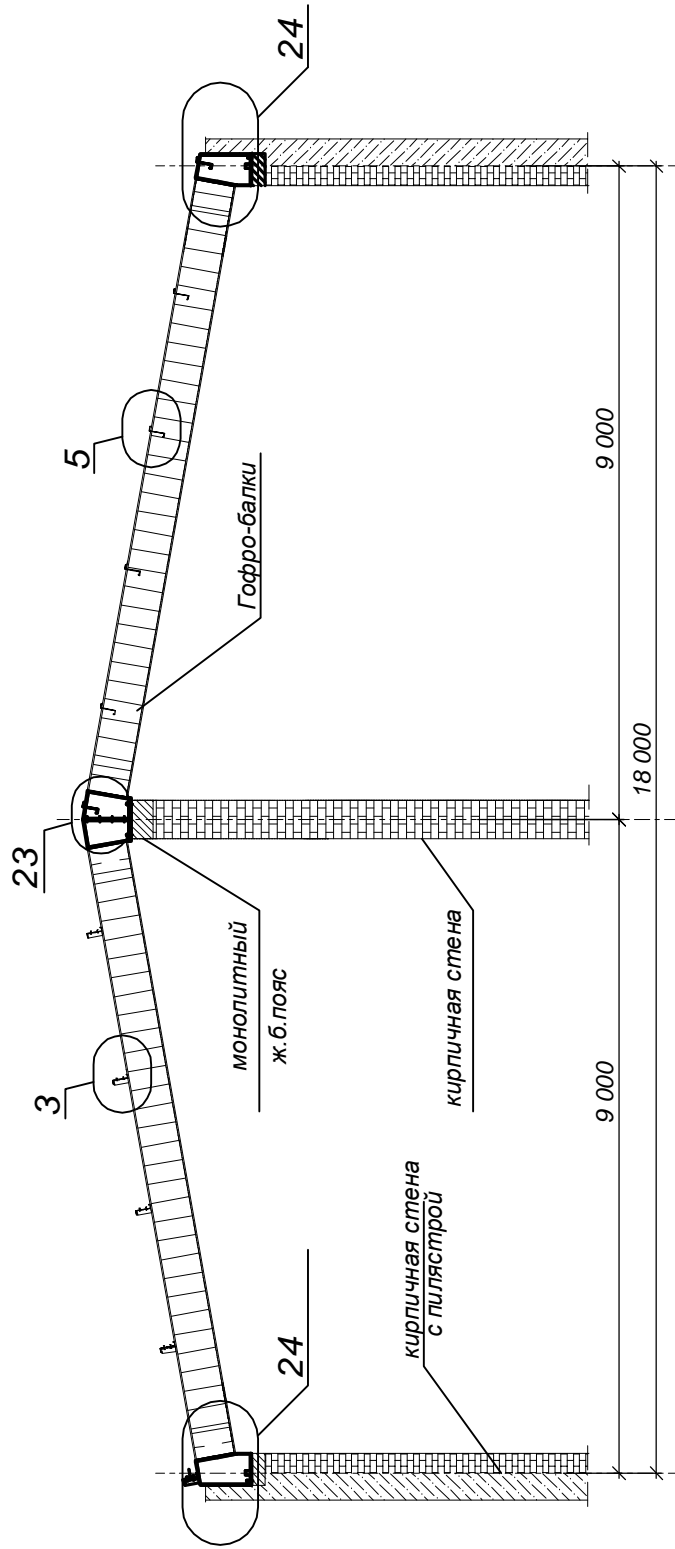


Схема 5

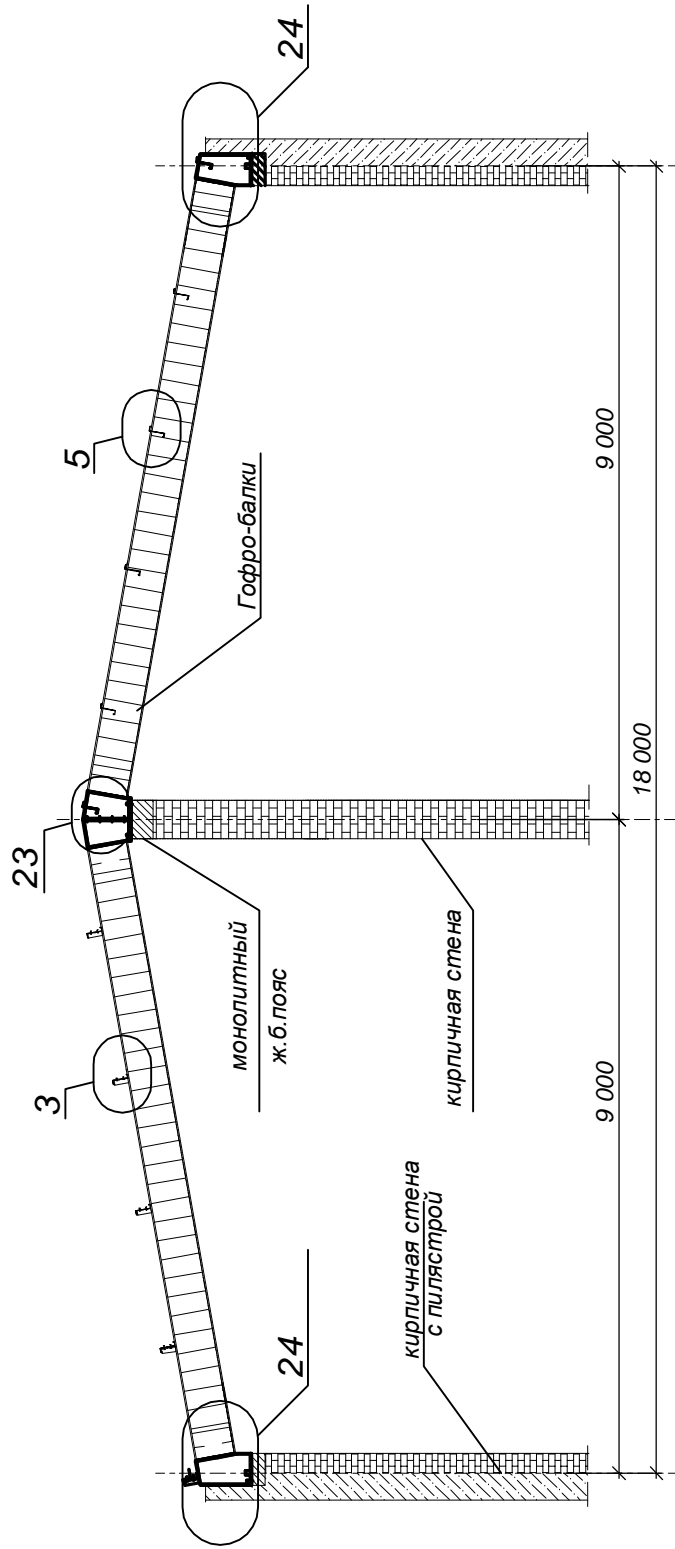


Схема 5

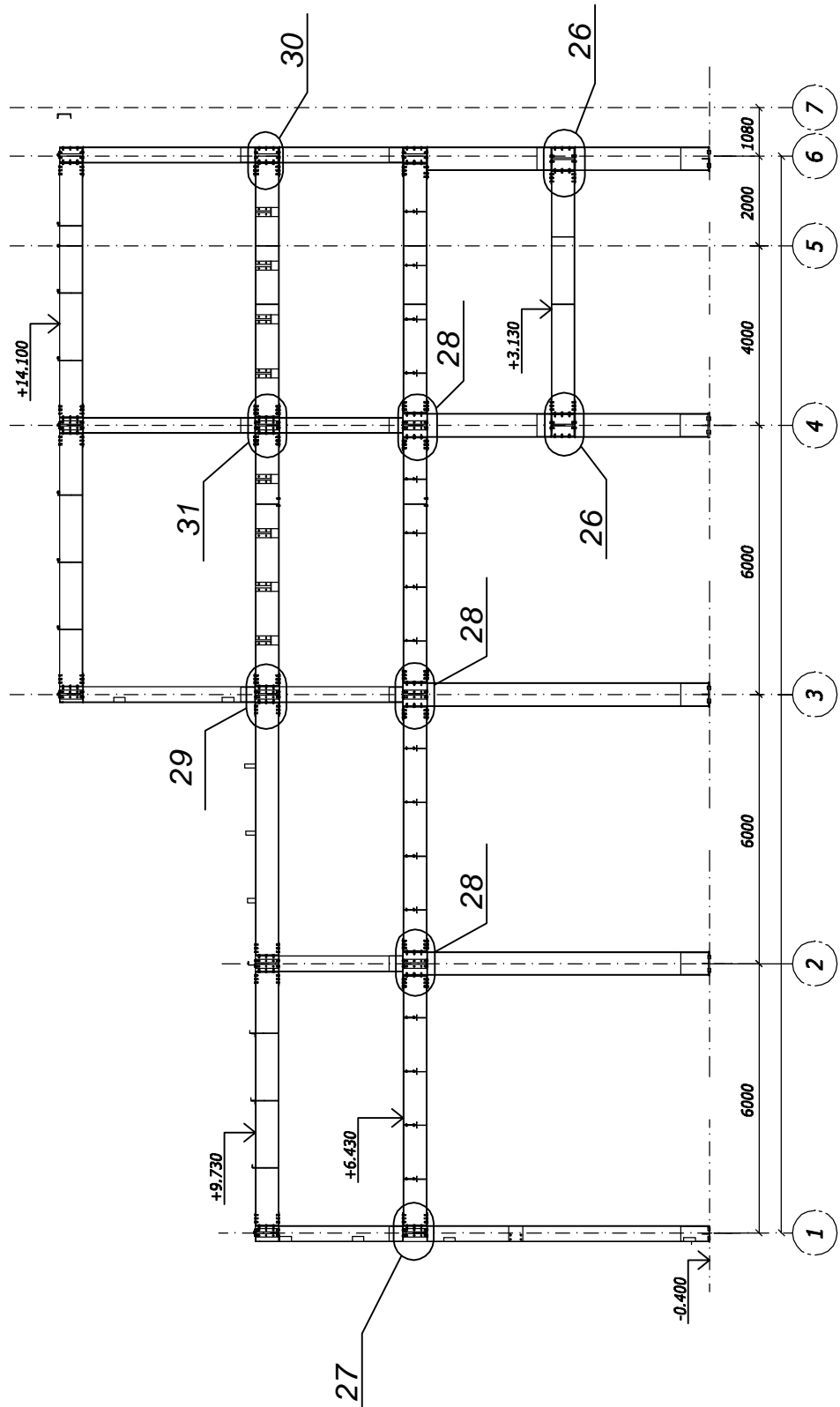


Схема 6

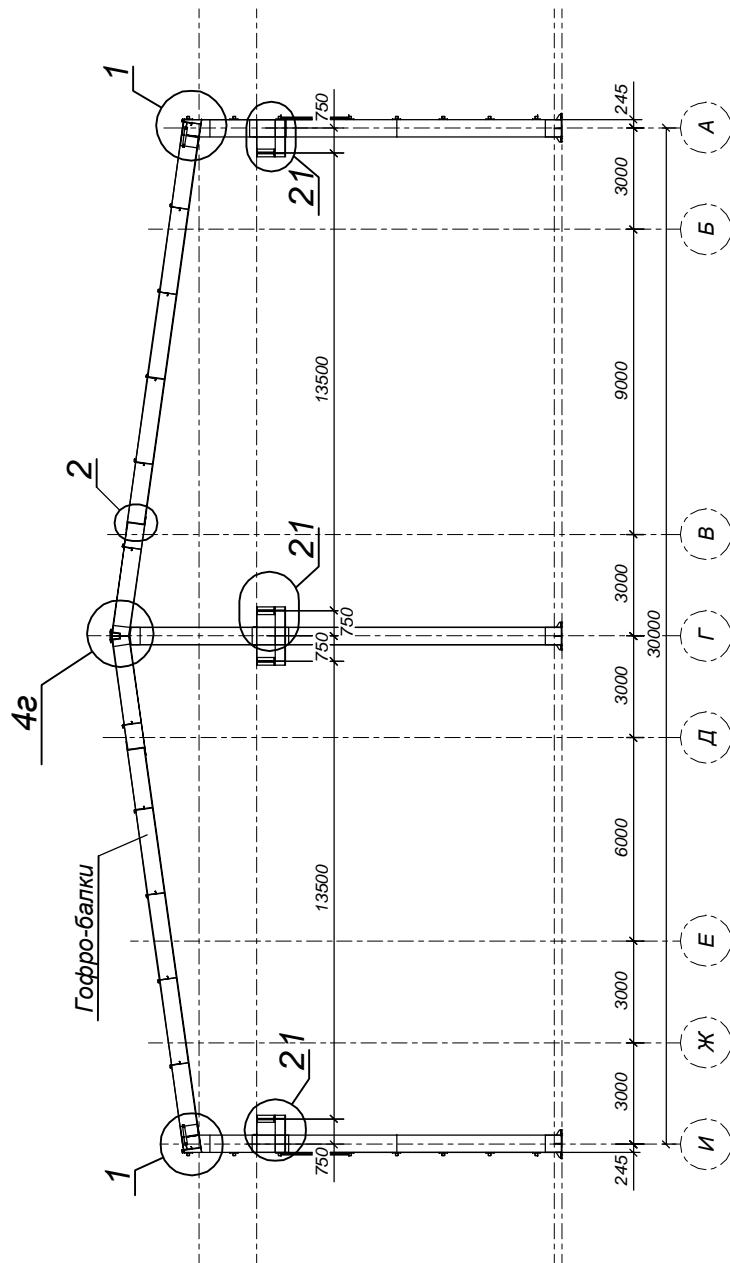
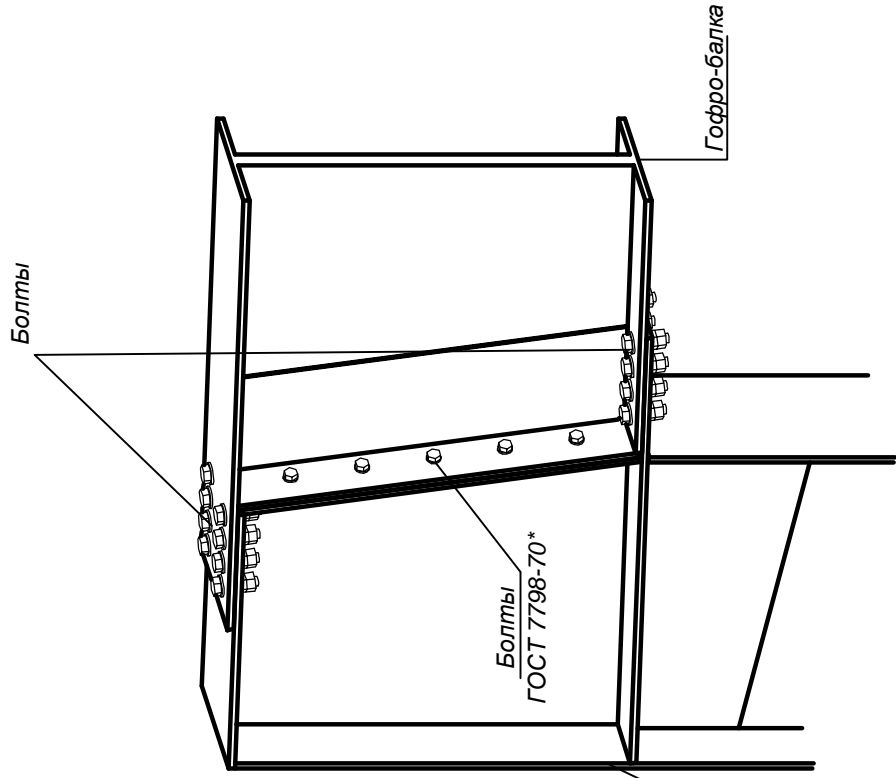
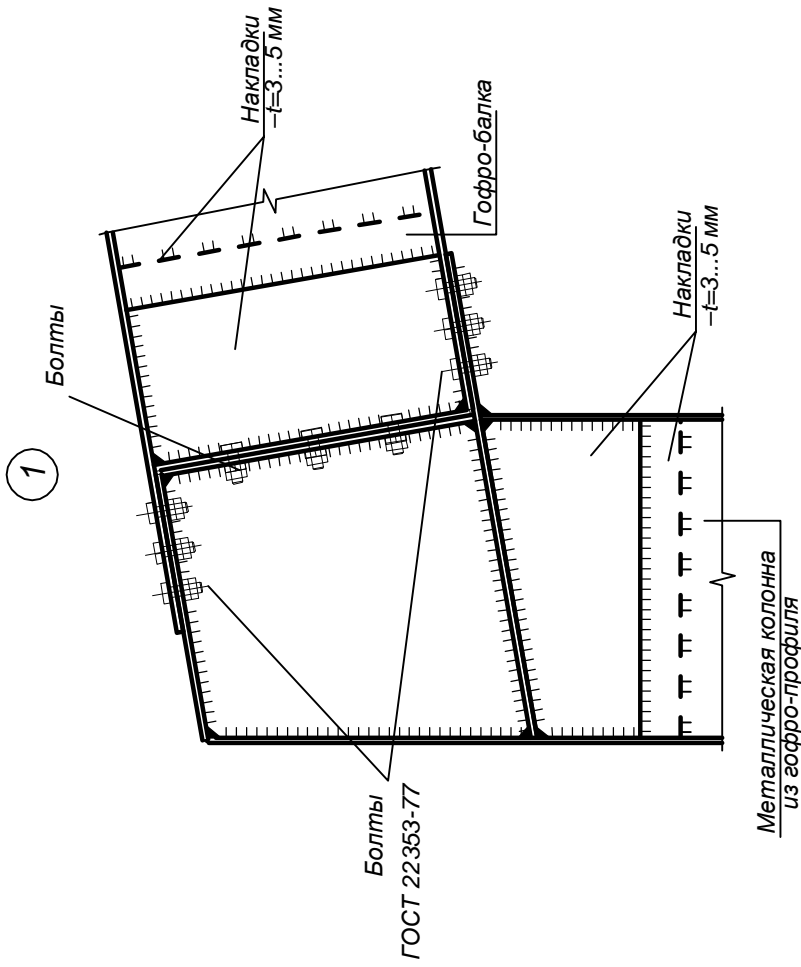
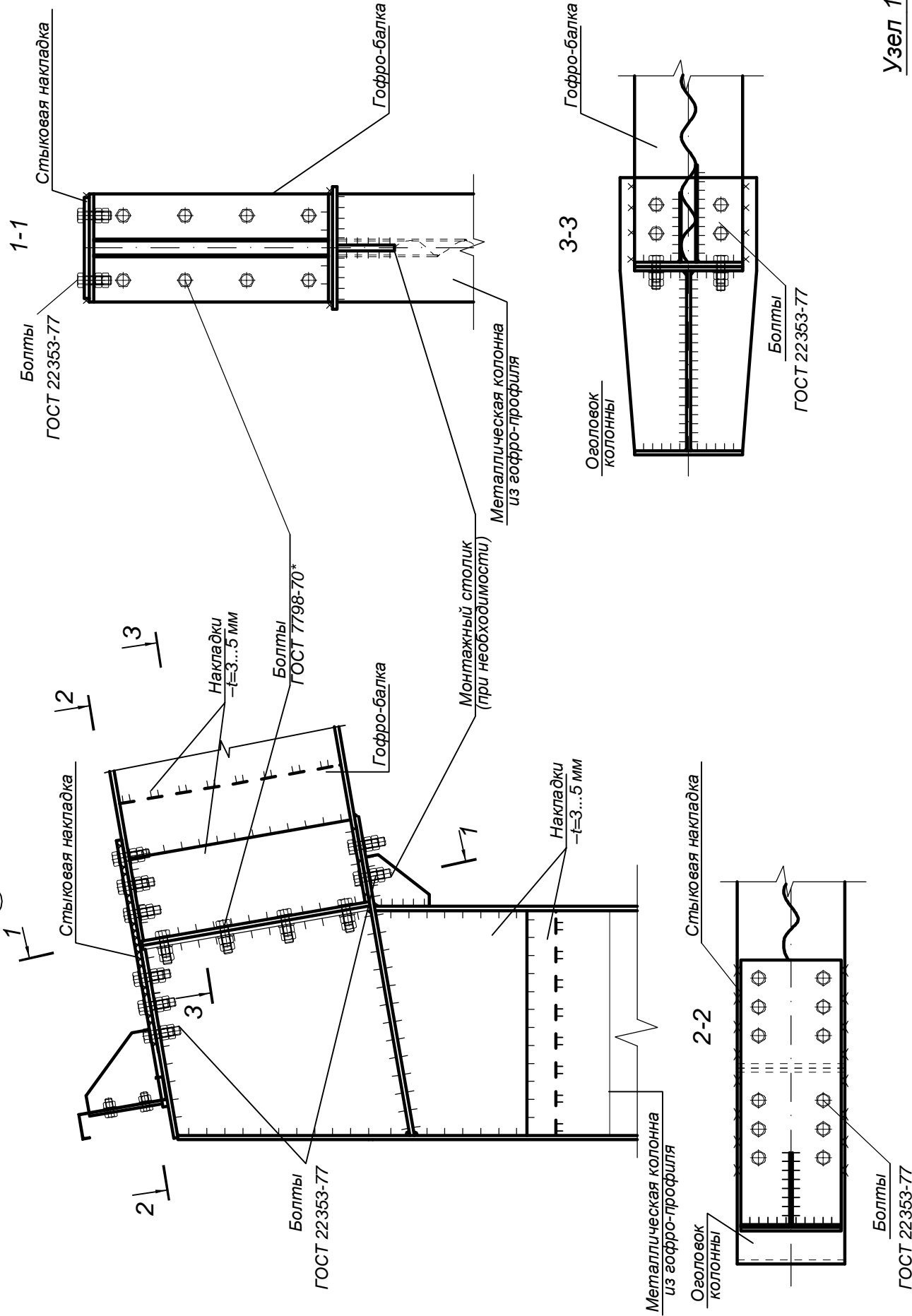


Схема 7

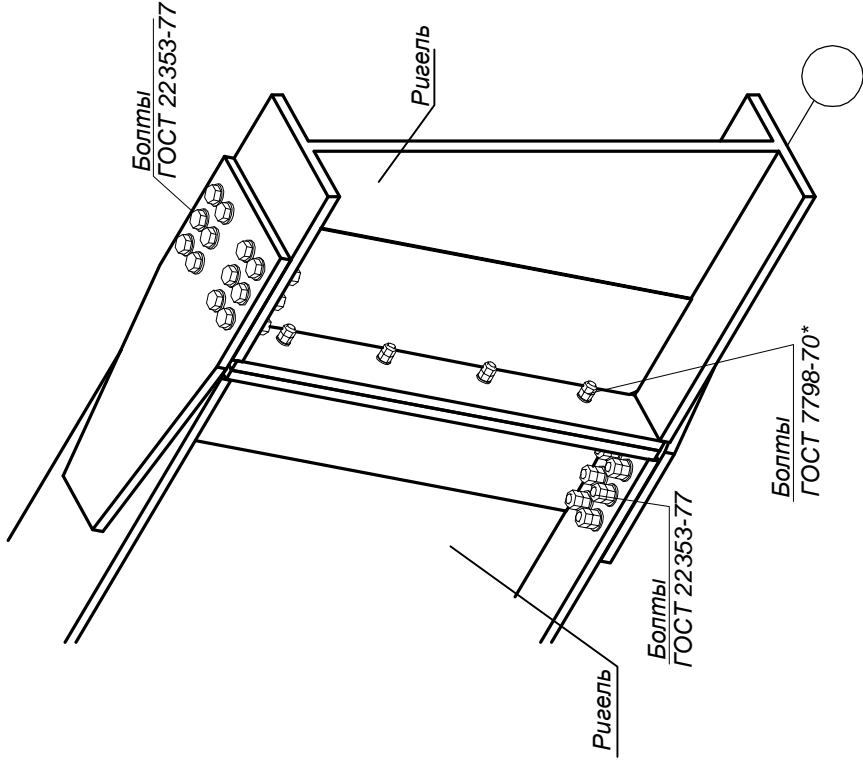
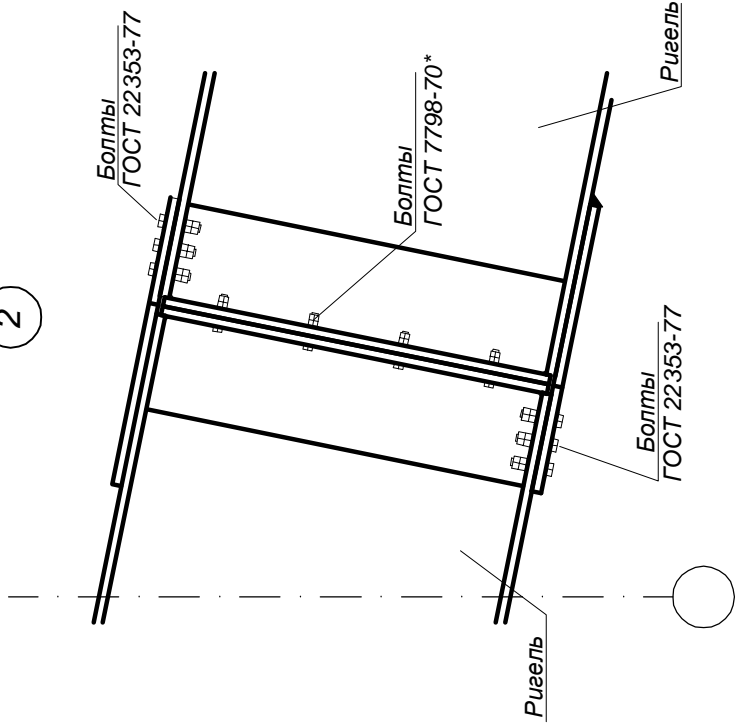




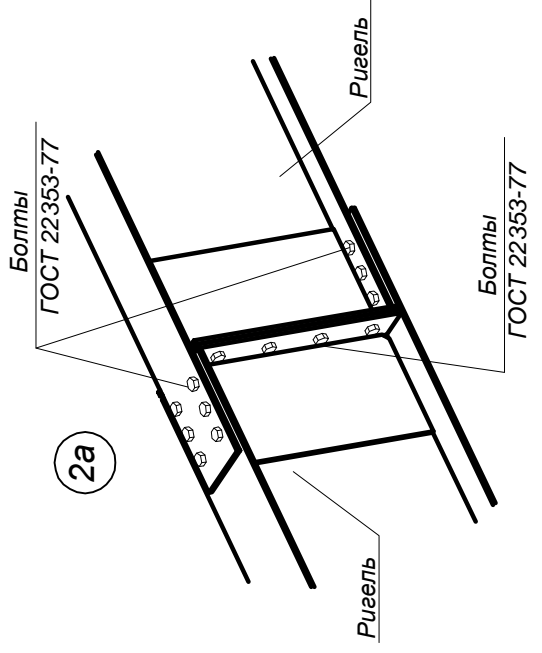
1a



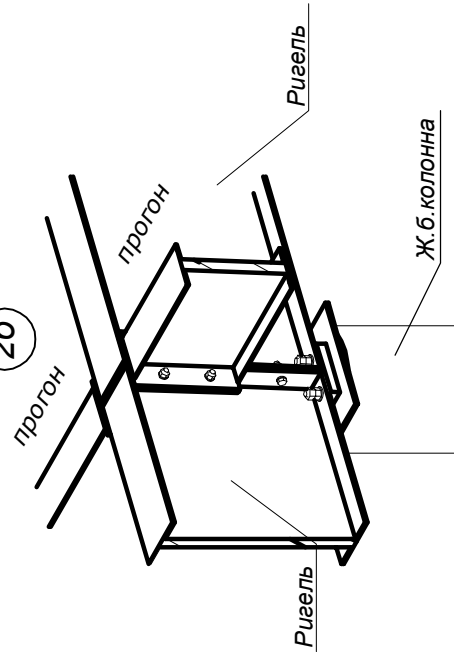
2



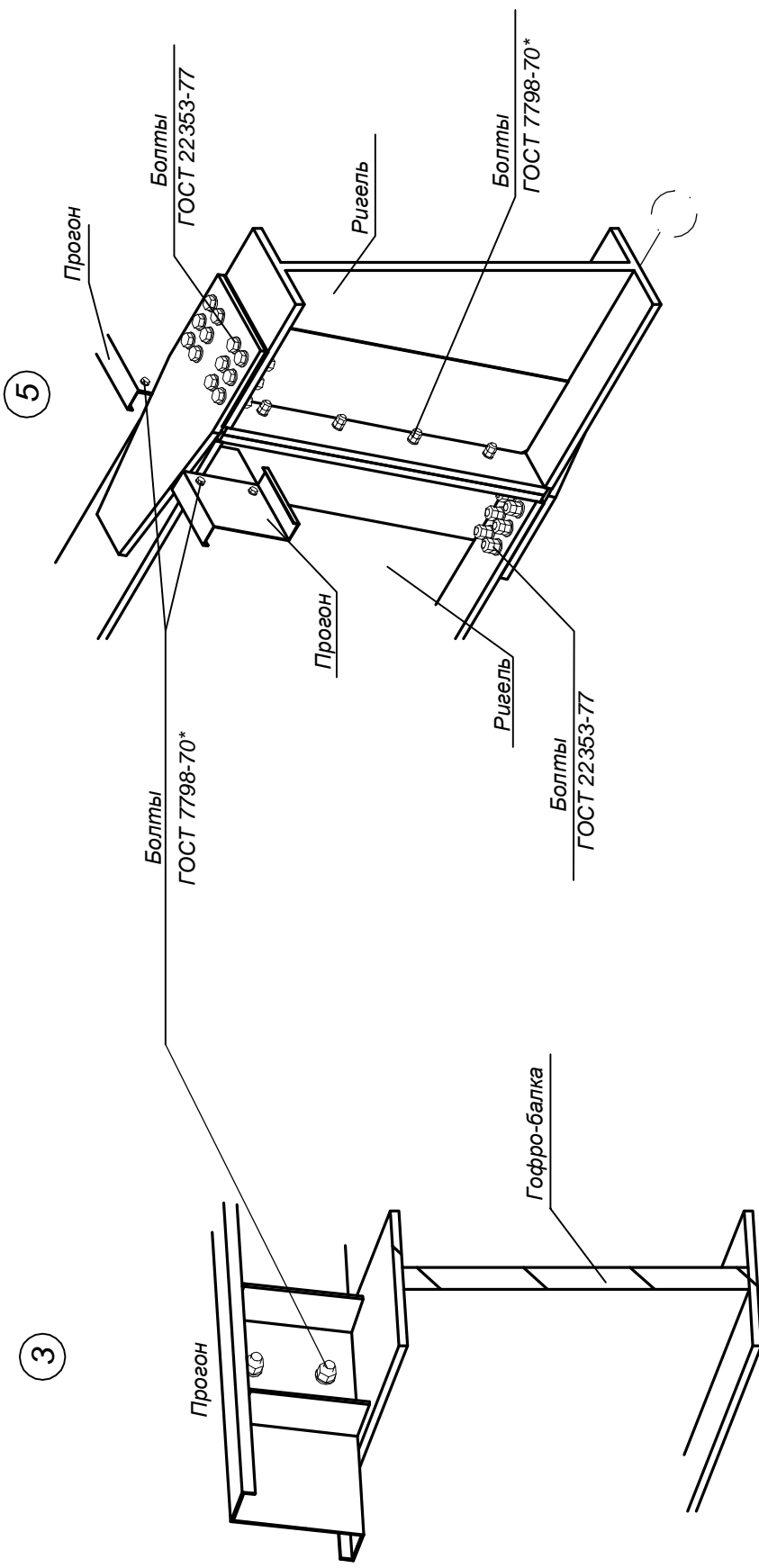
2а



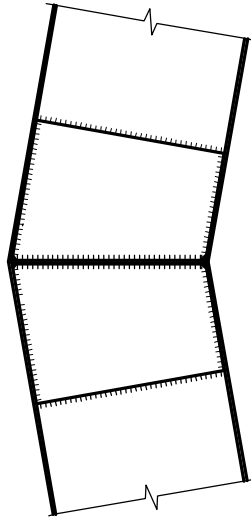
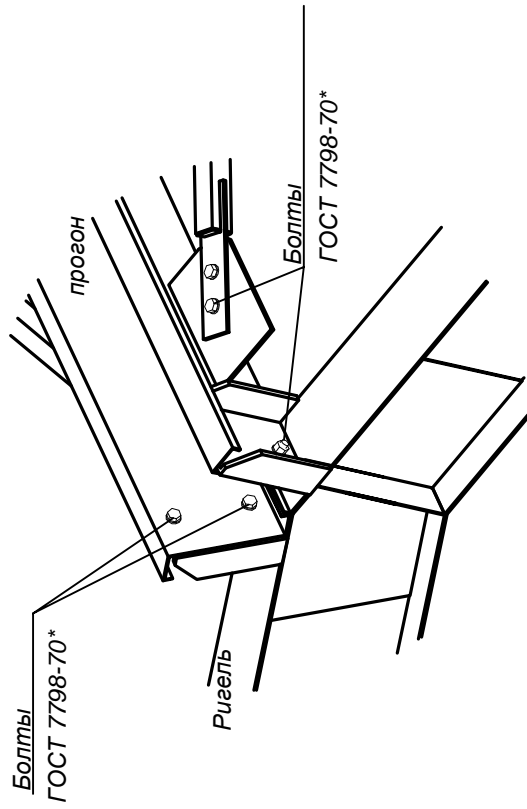
2б



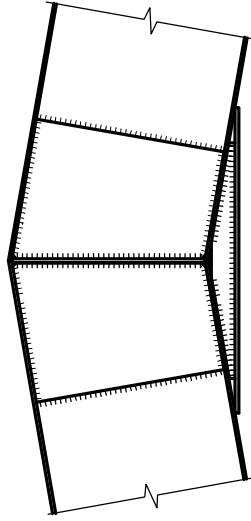
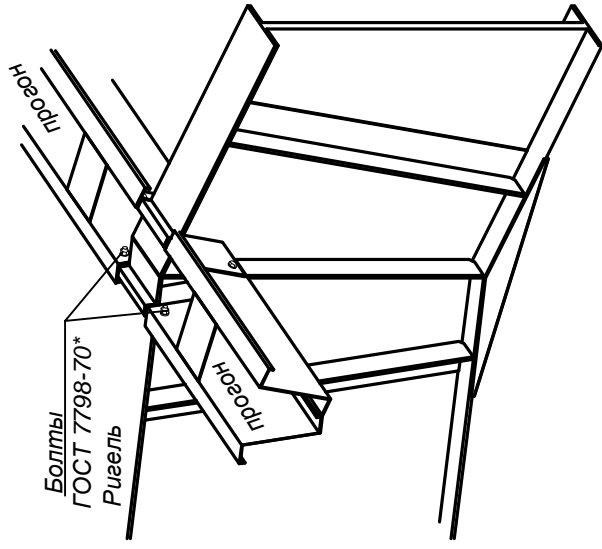
Узел 2



4a



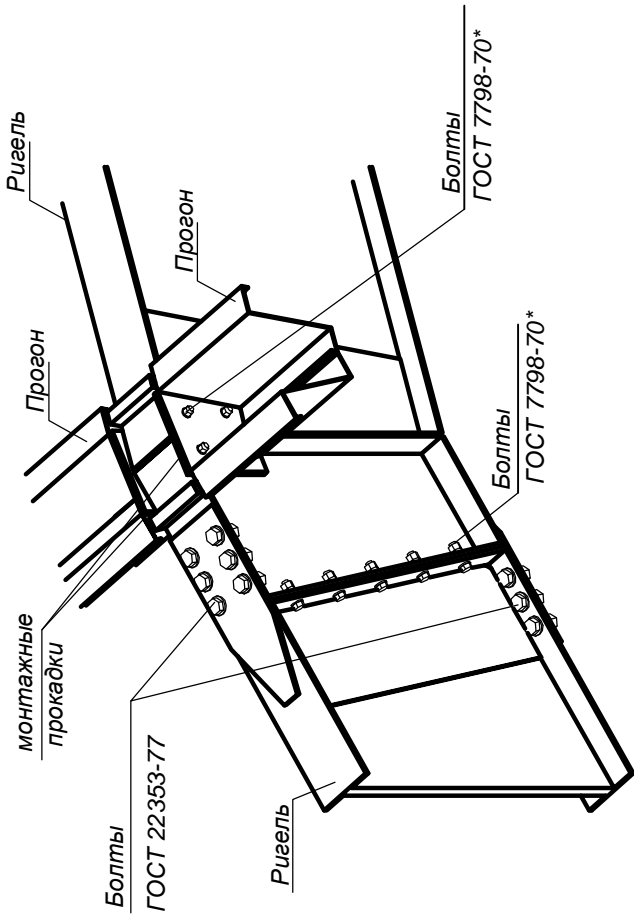
4б



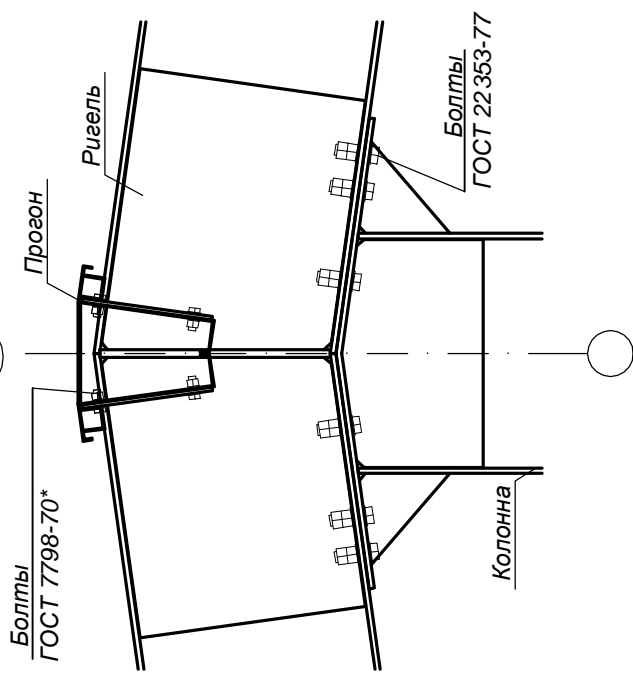
Узлы 4а, 4б

коньковый стык  
отправочной марки

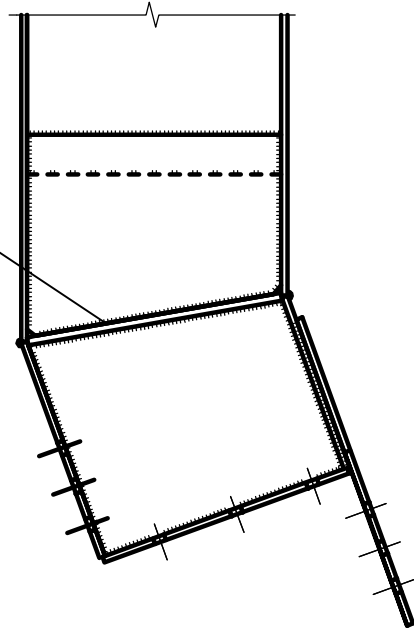
46



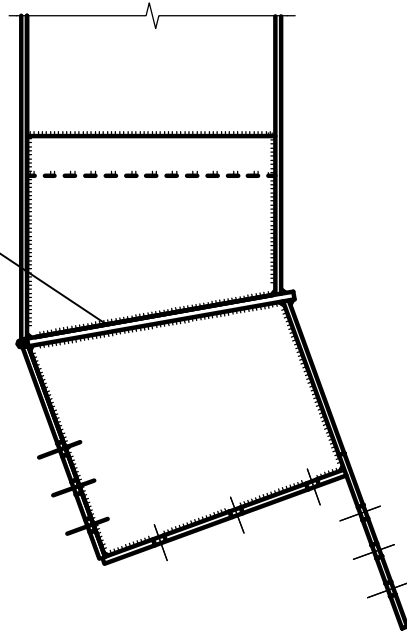
4e

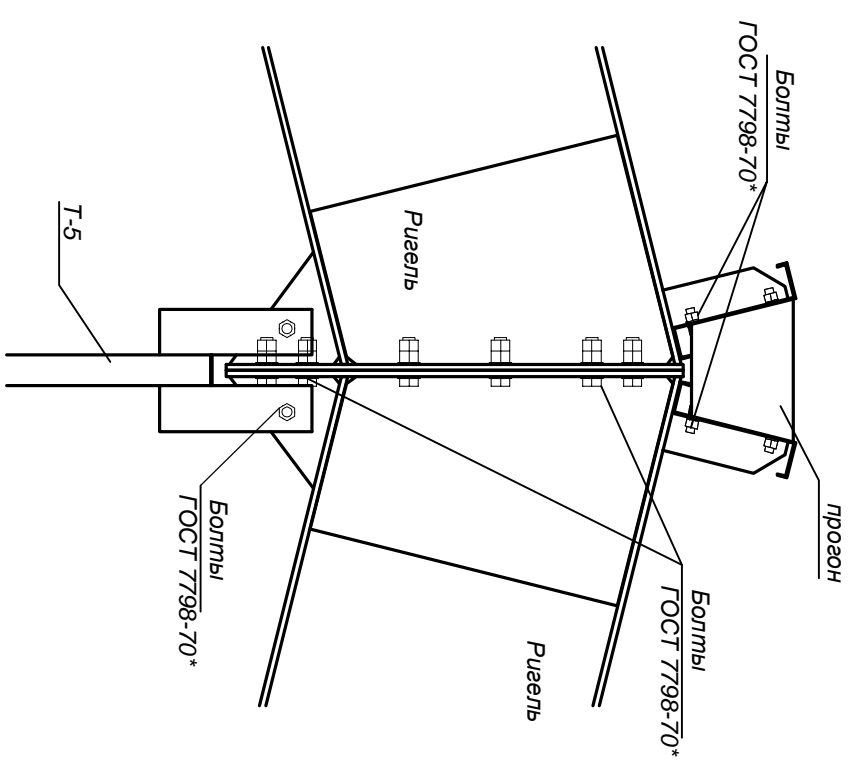
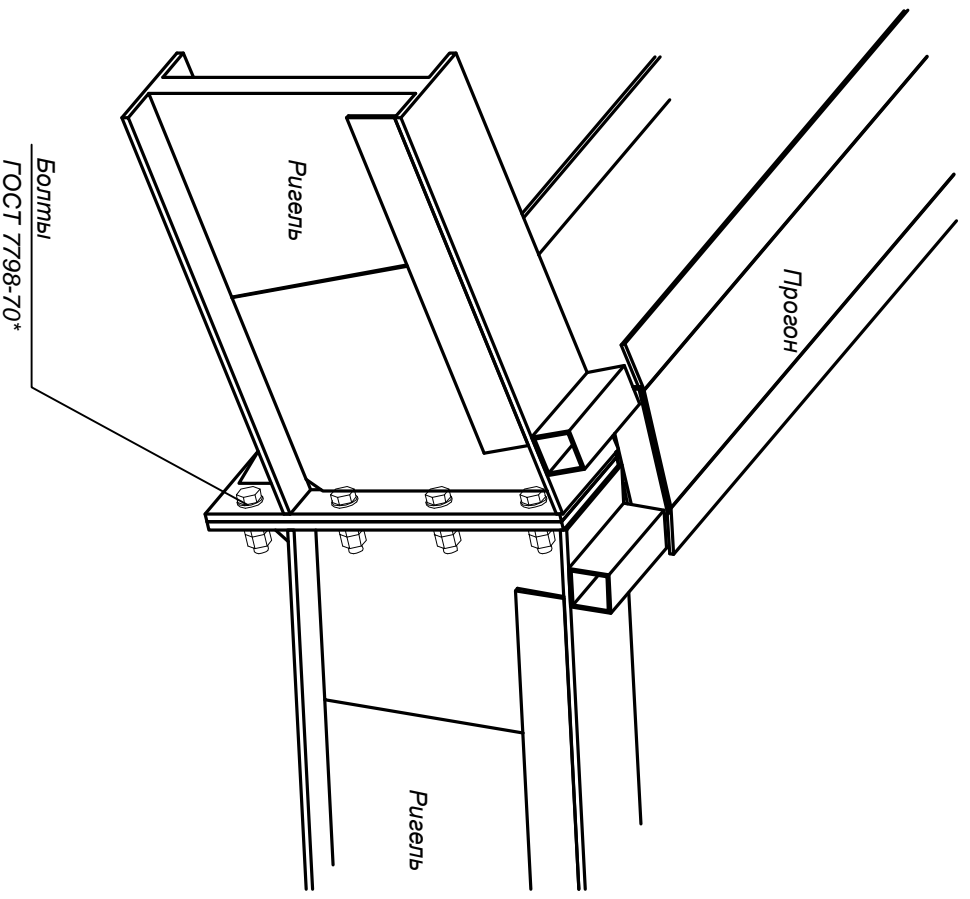


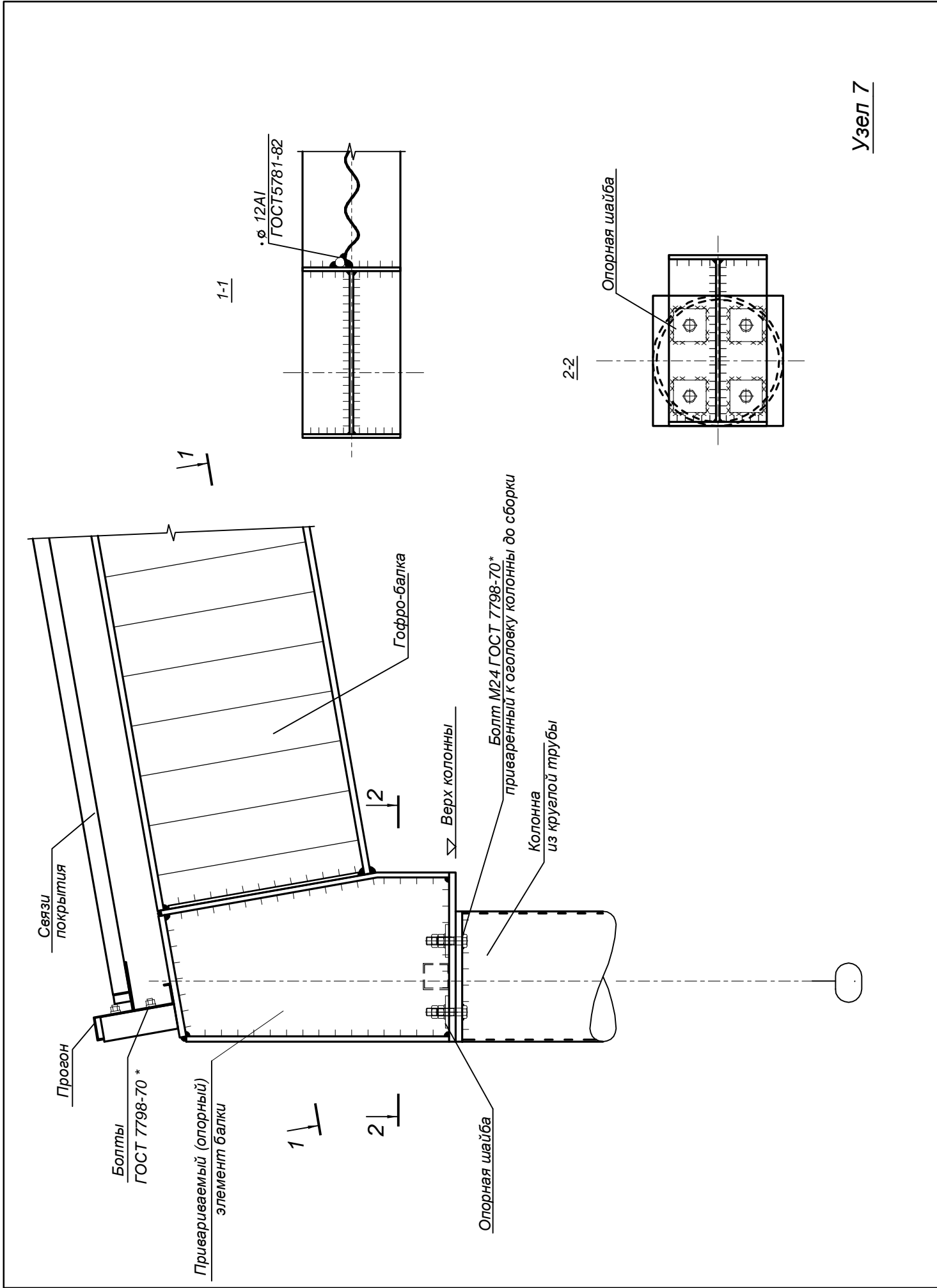
гофру приварить к фланцу



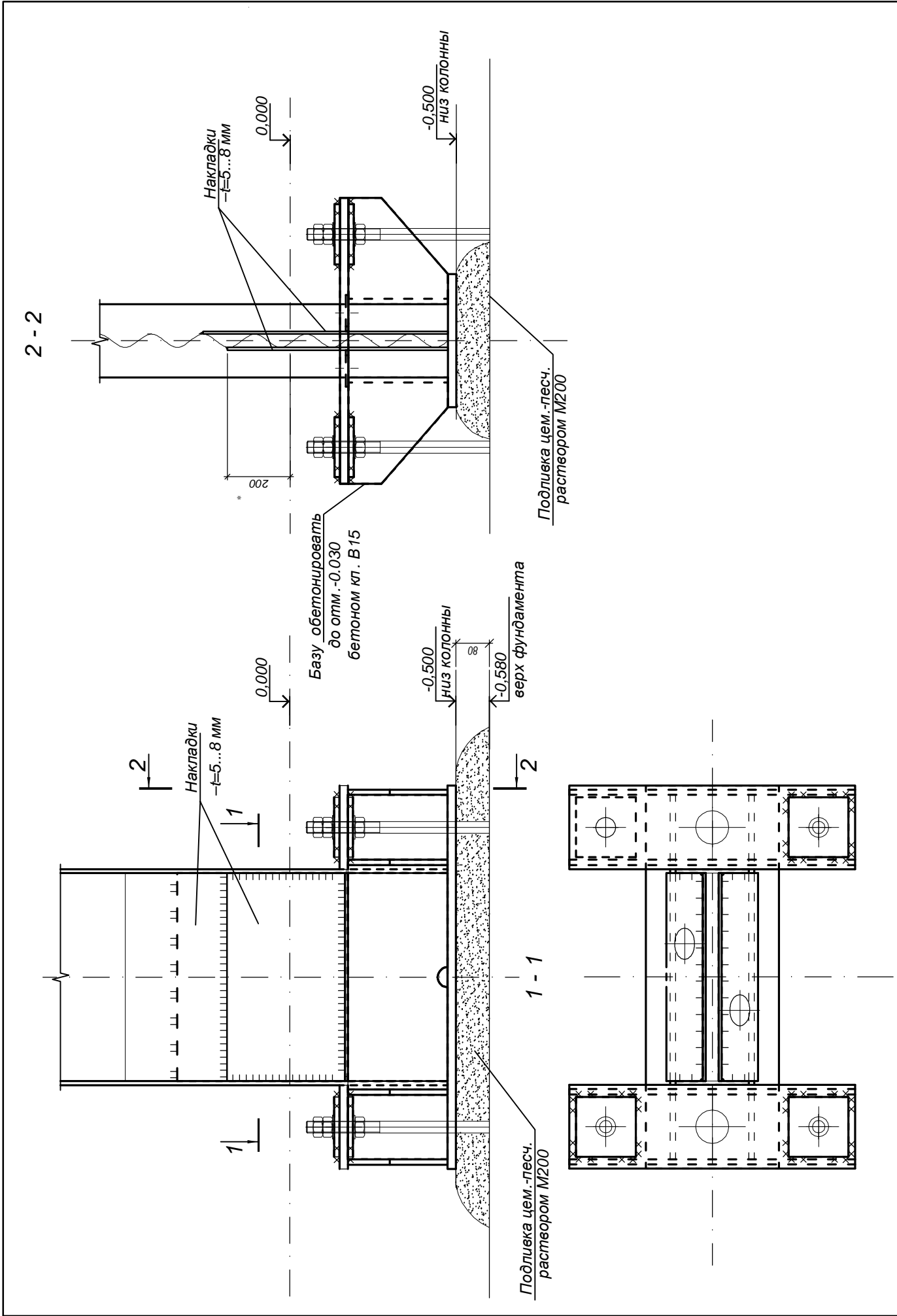
гофру приварить к фланцу

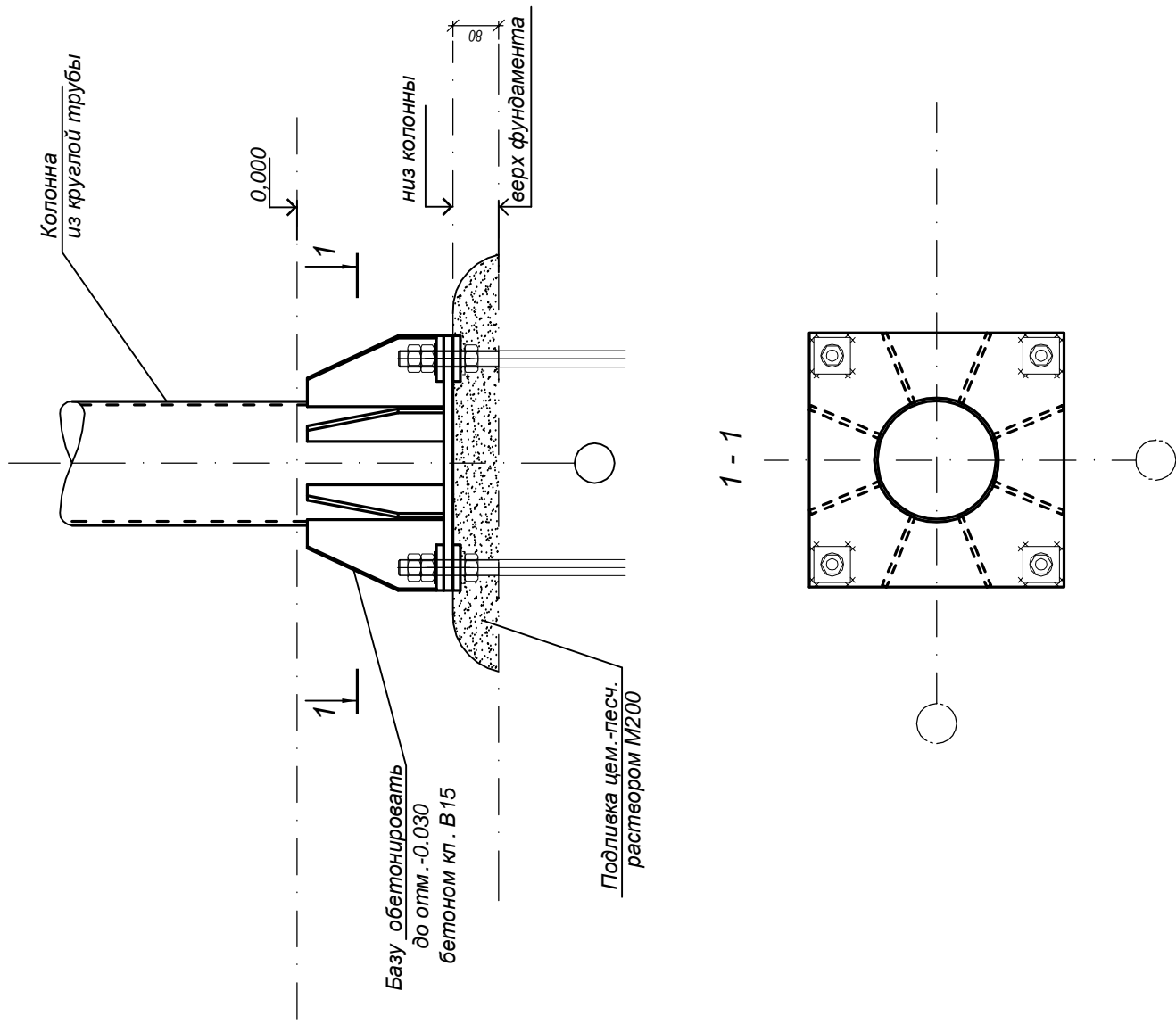


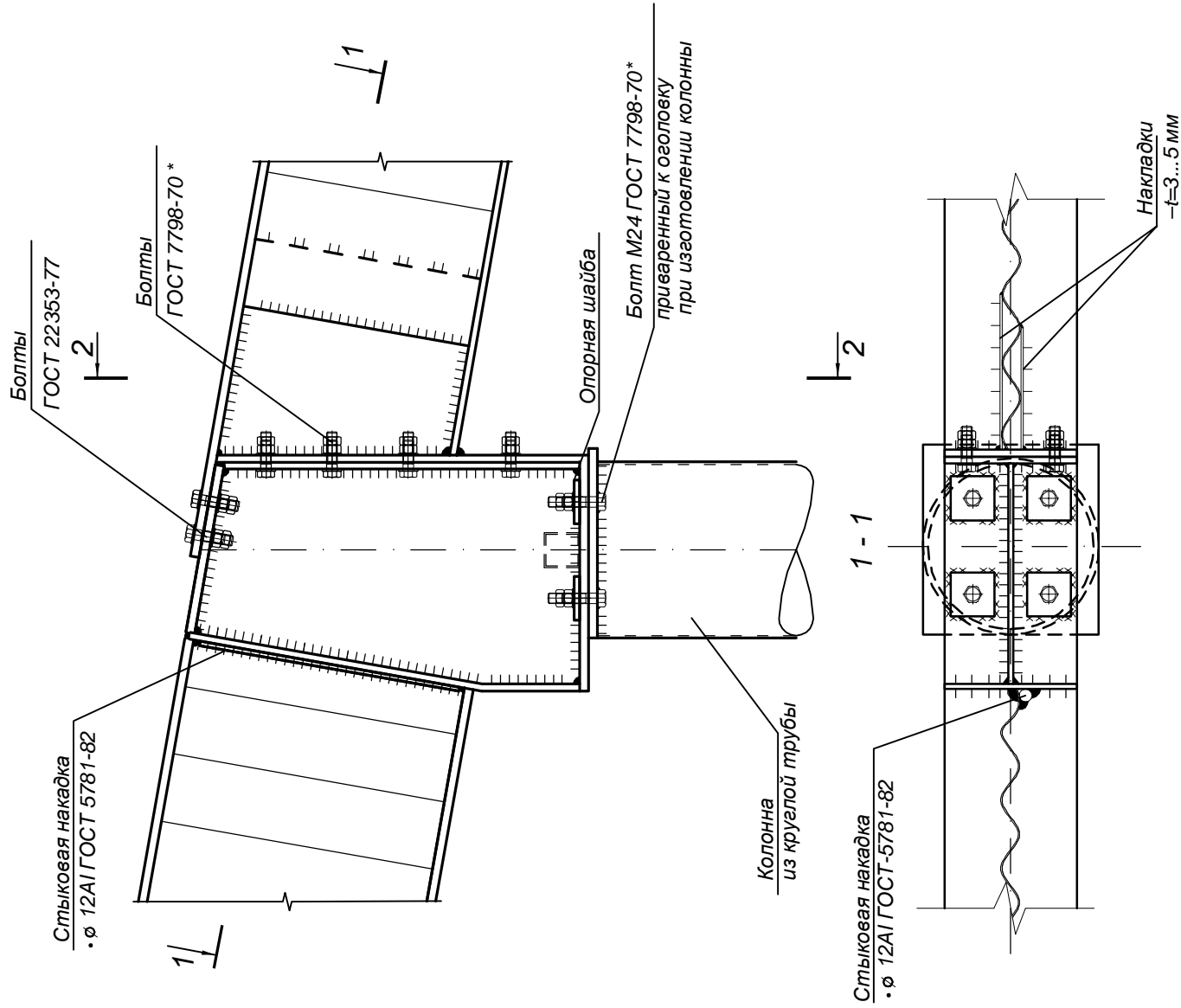










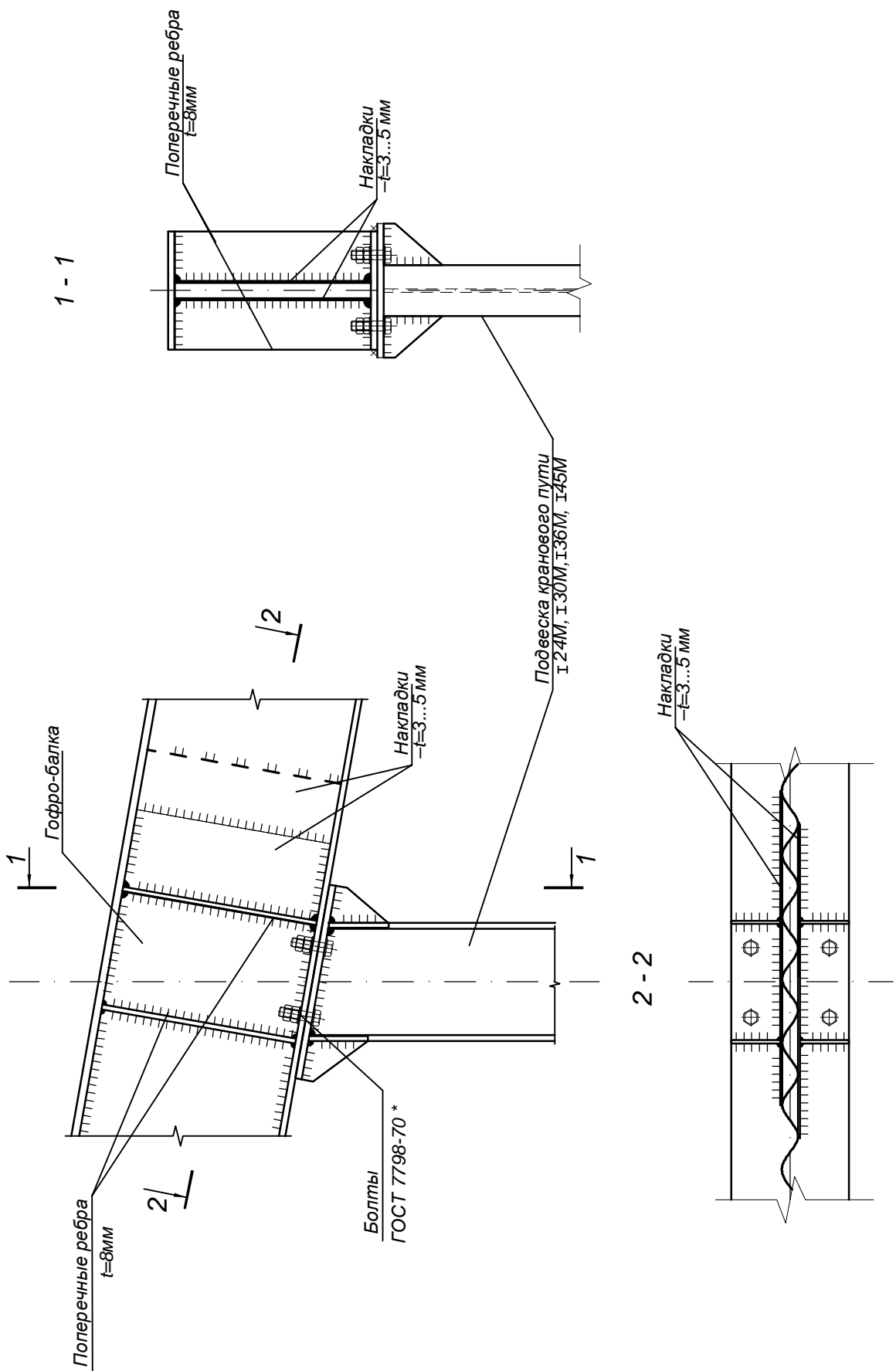


2 - 2

Болты  
ГОСТ 22353-77

Болты  
ГОСТ 7798-70 \*

Опорная шайба



1 - 1

Гофро-балка

Поперечные ребра  
t=8мм

2 /

Болты  
ГОСТ 7798-70 \*

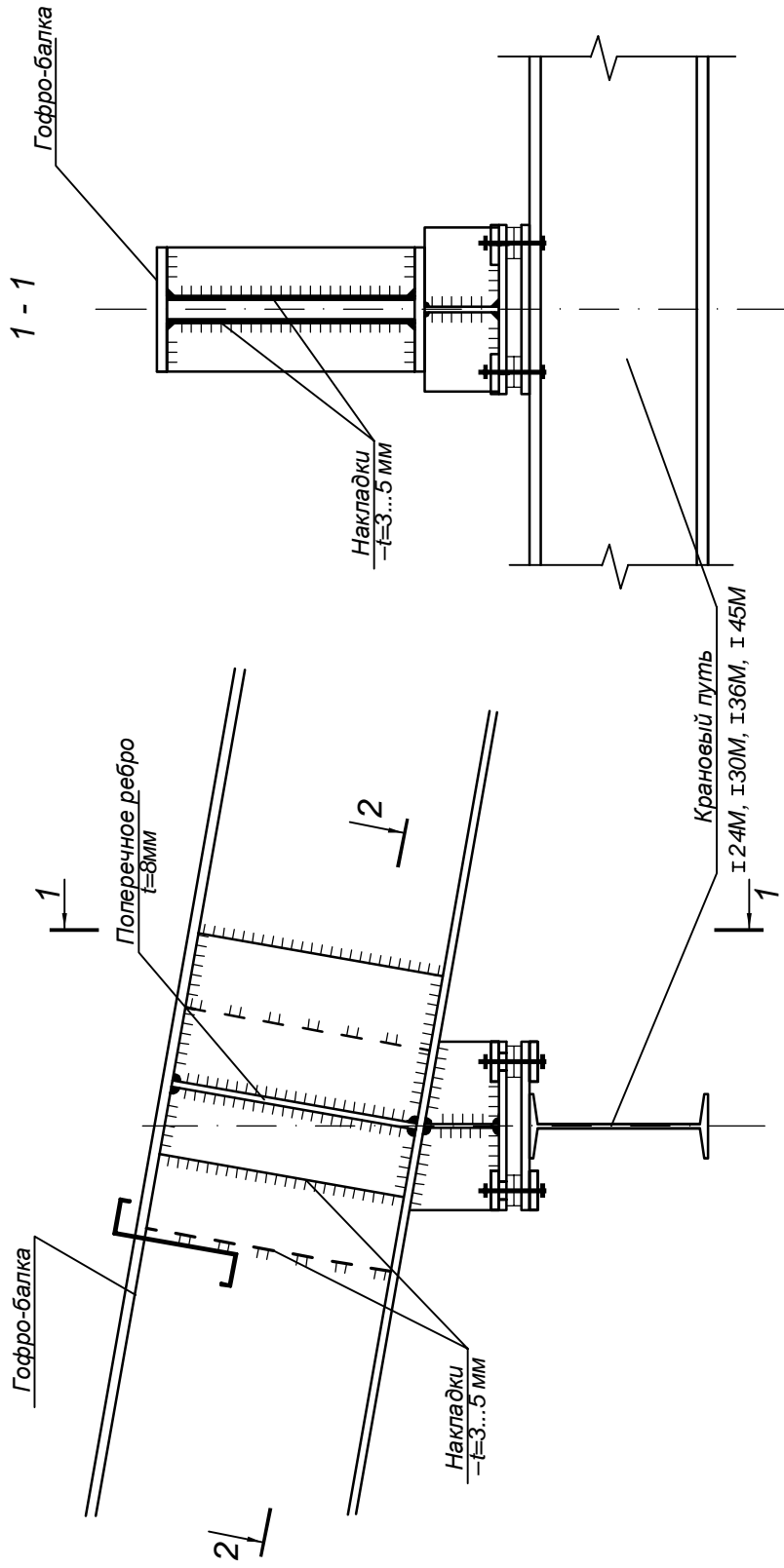
Накладки  
t=3...5 мм

2 /

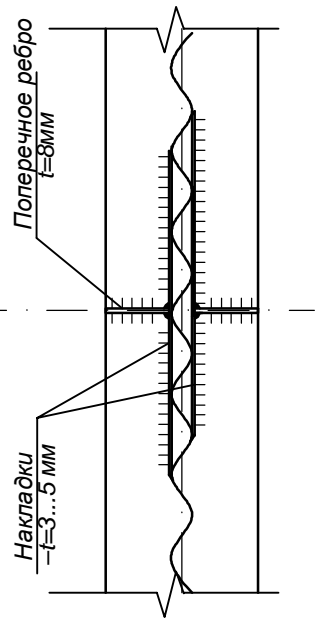
Подвеска кранового пути  
I 24M, I 30M, I 36M, I 45M

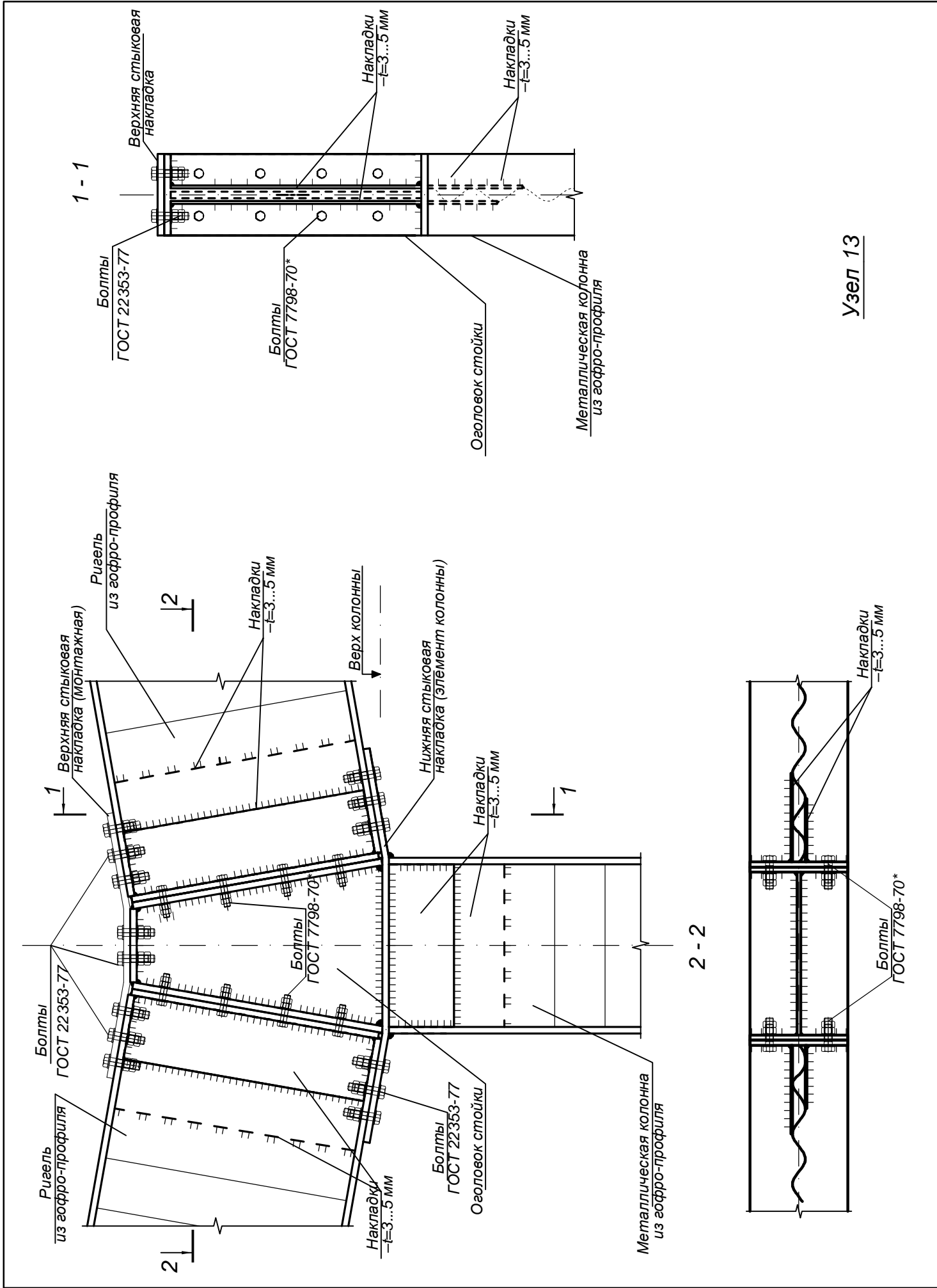
2 - 2

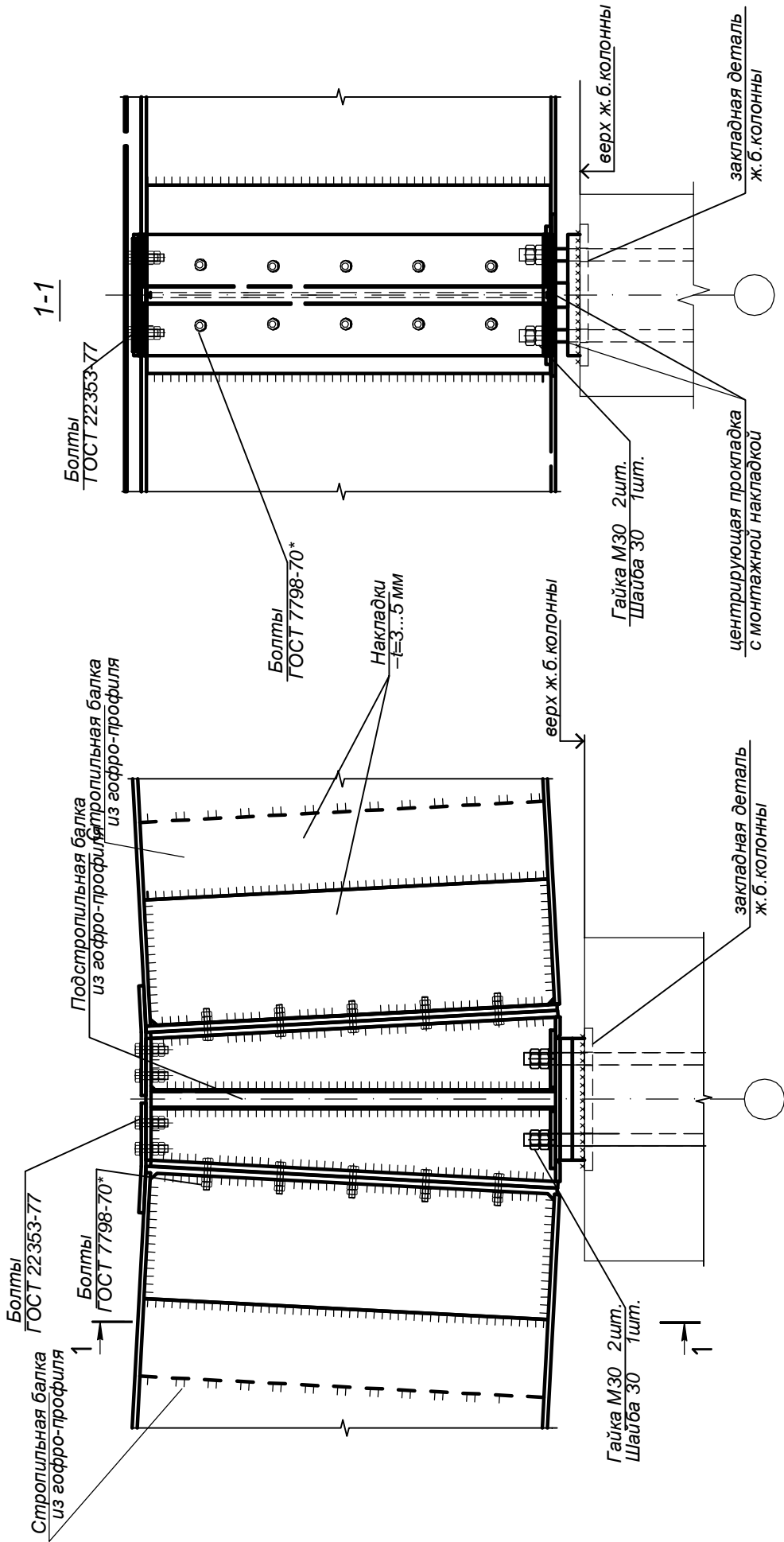
Накладки  
t=3...5 мм



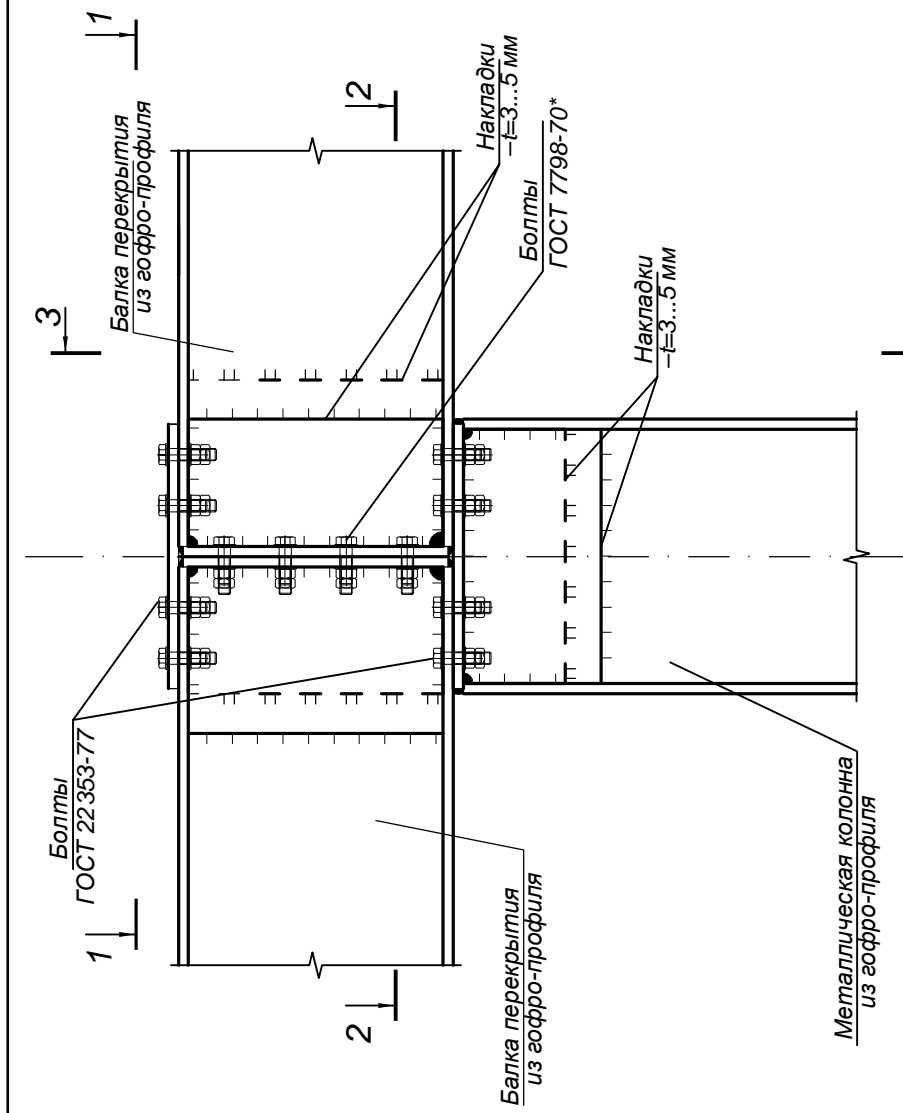
2 - 2



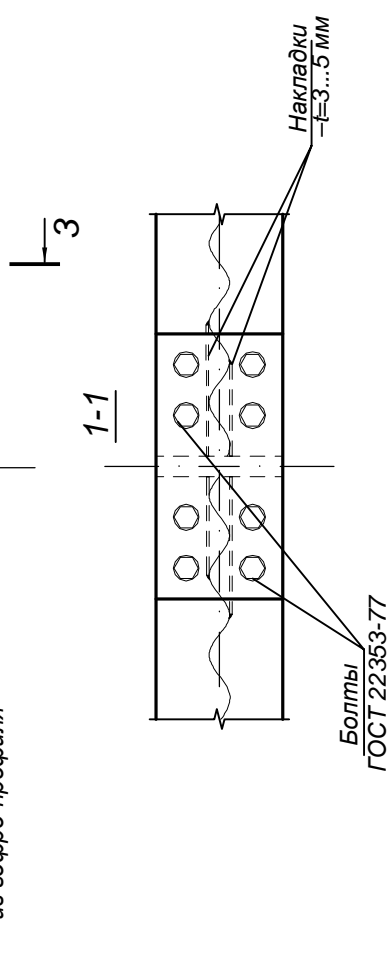
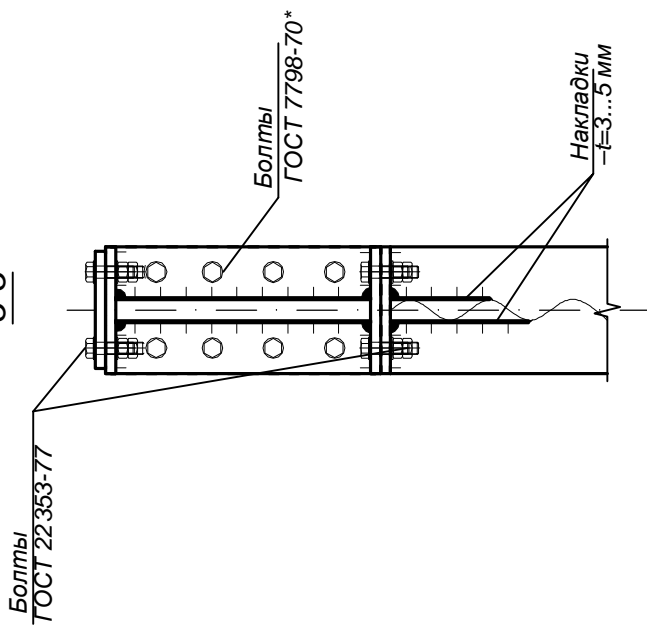




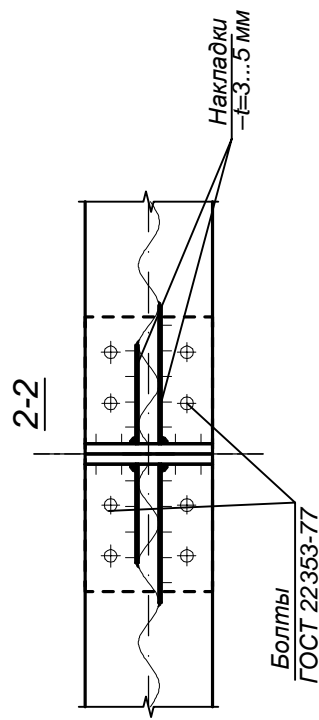
Узел 13а



3-3

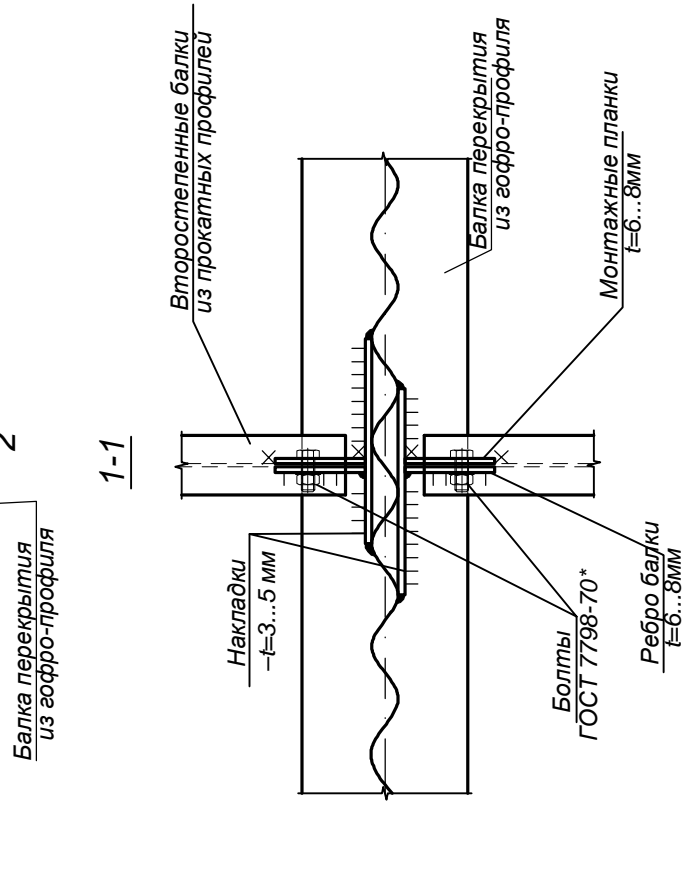
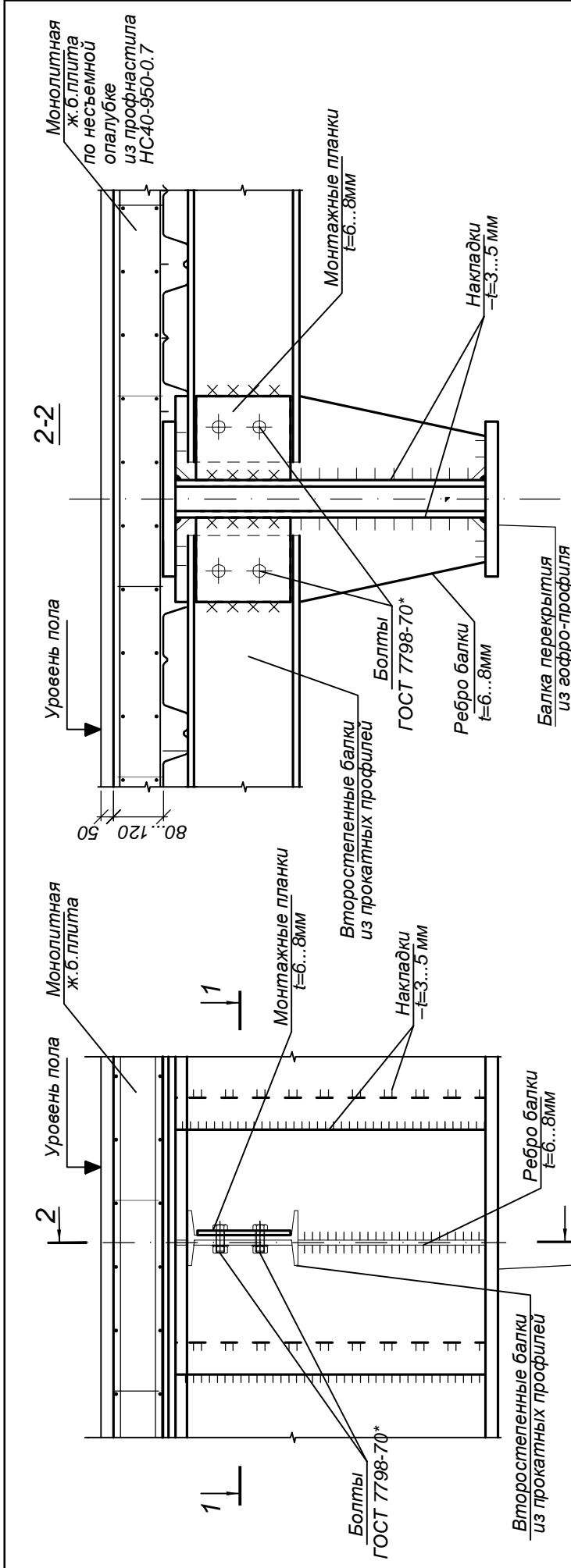


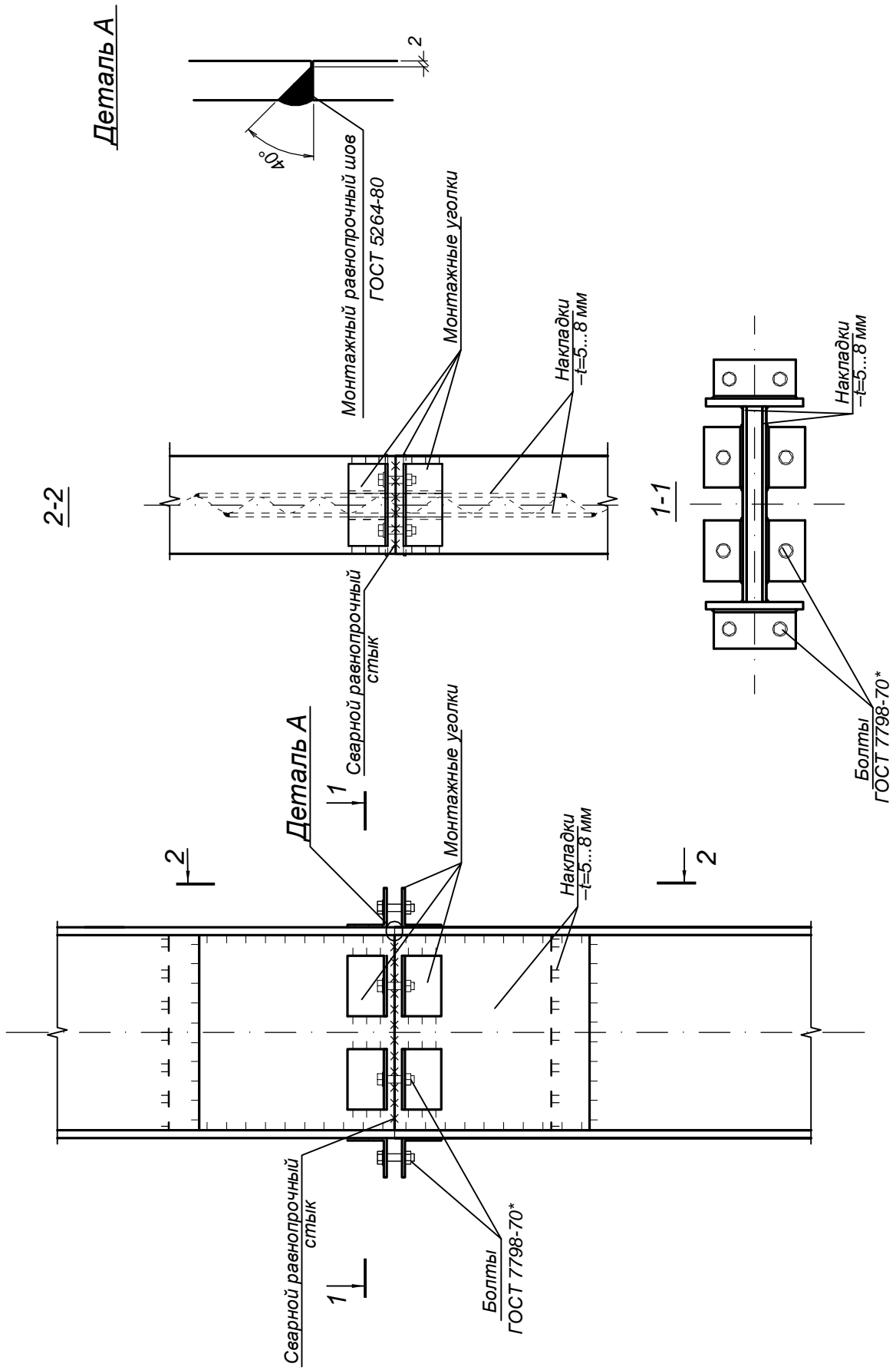
1-1

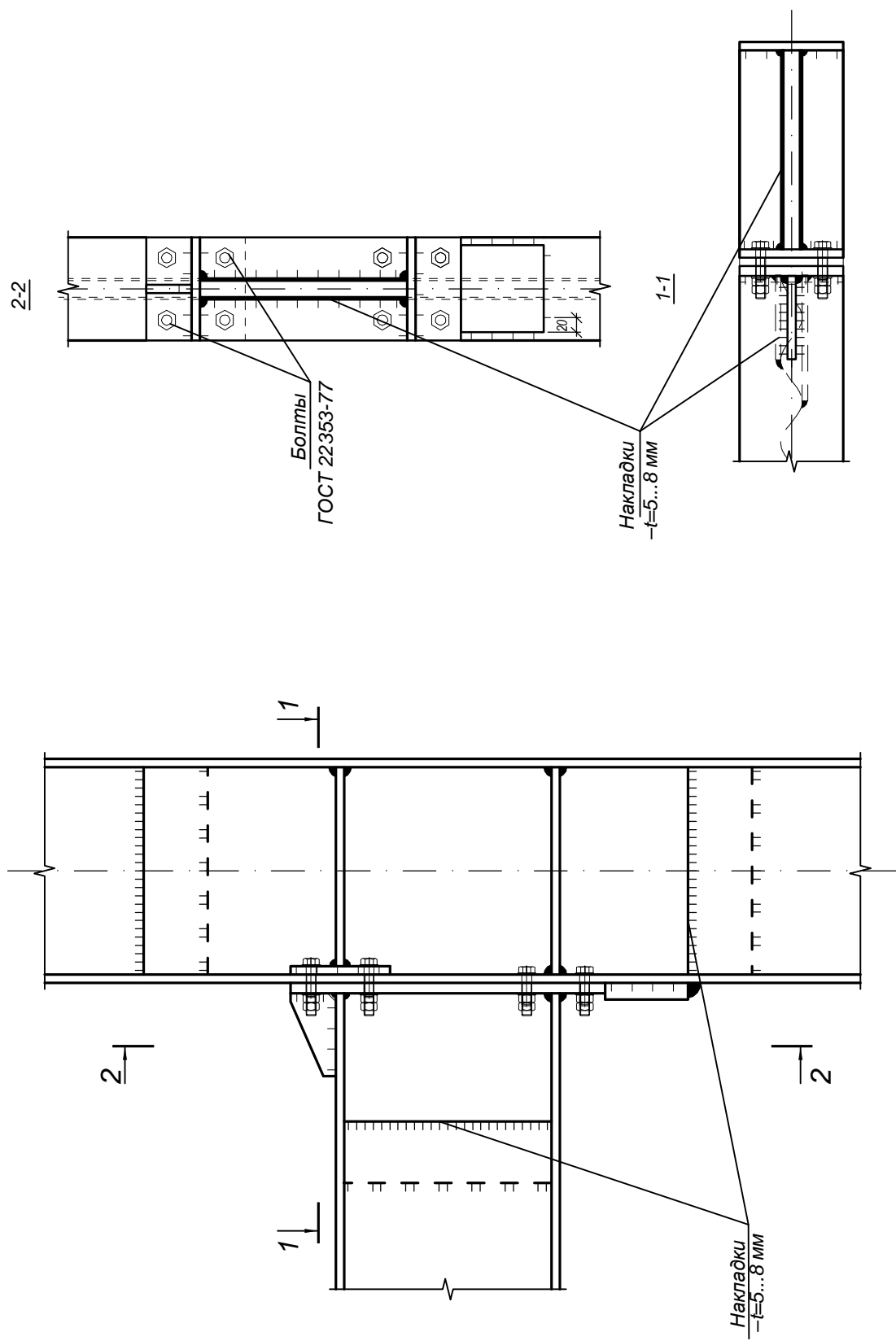


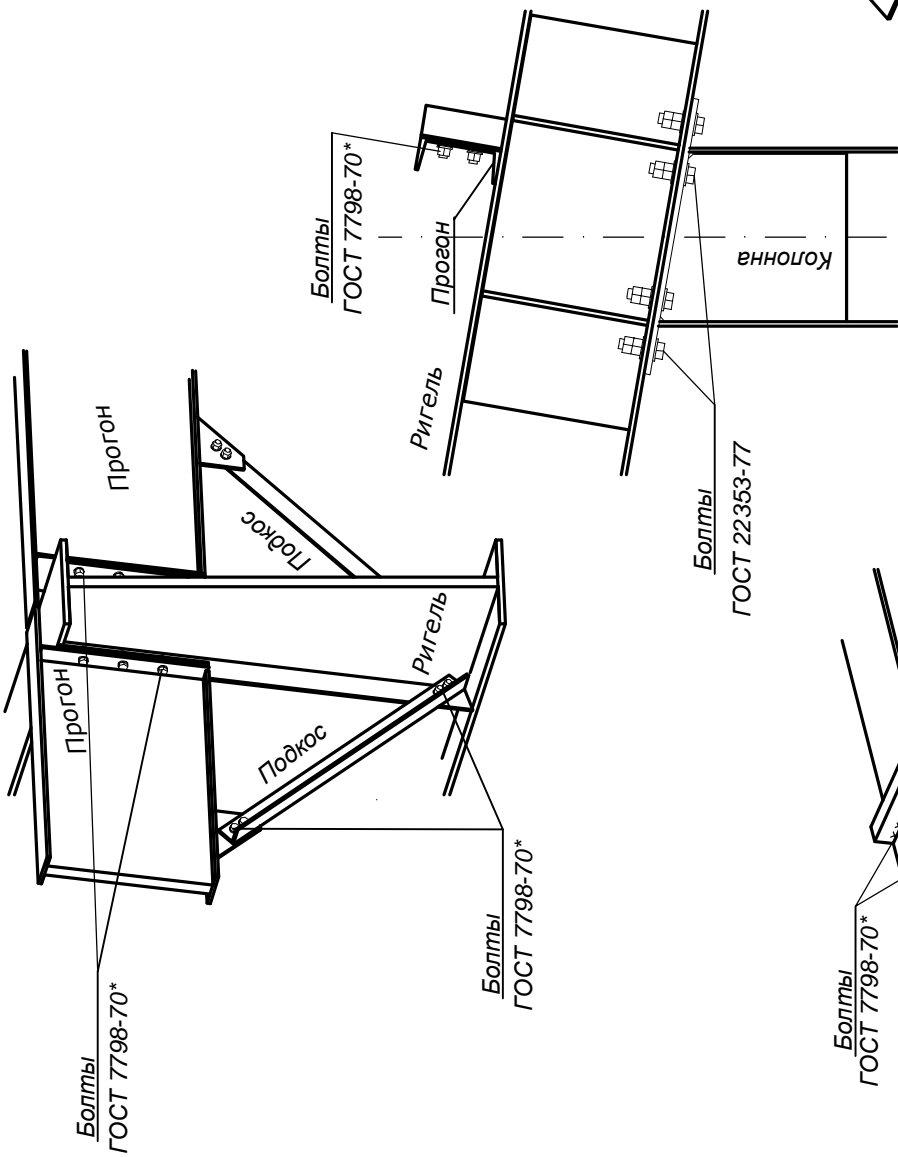
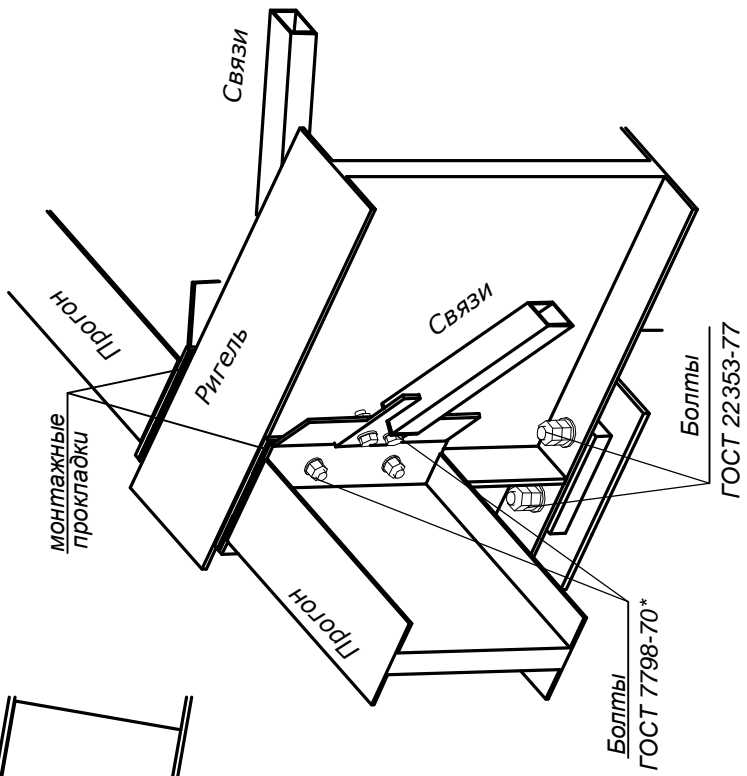
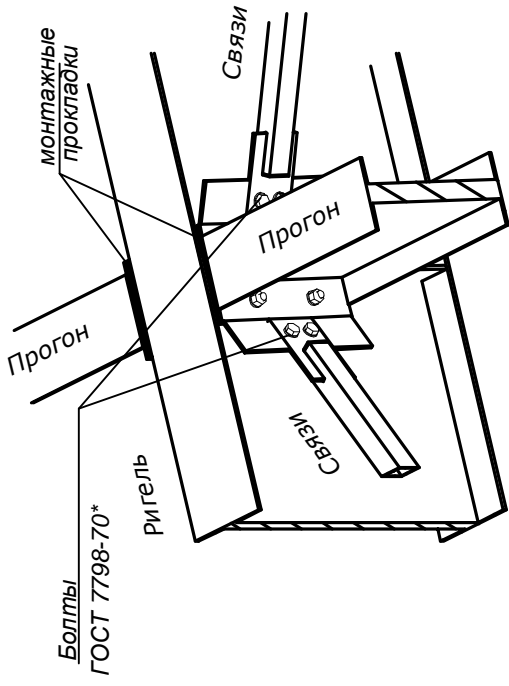
2-2



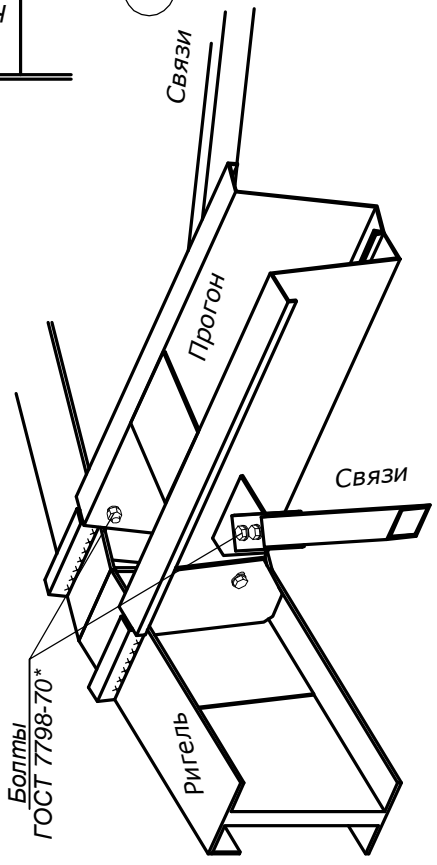


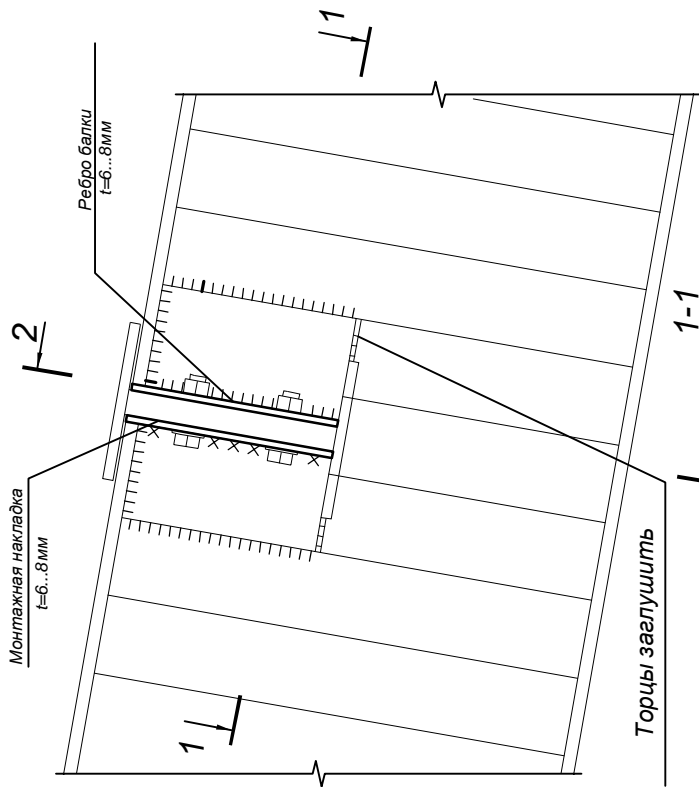




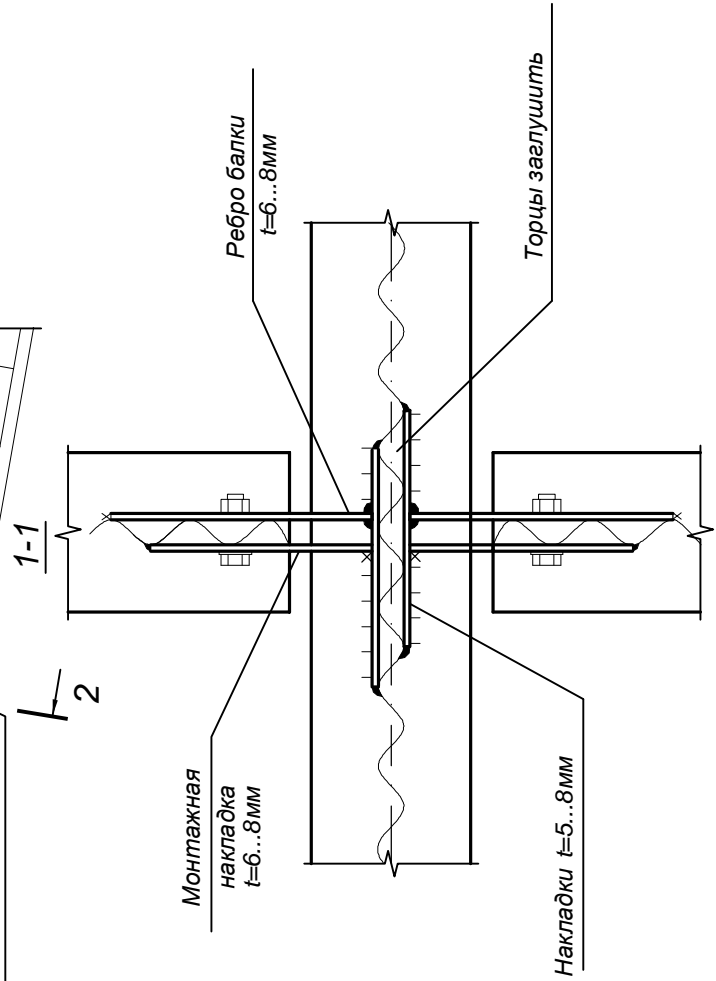
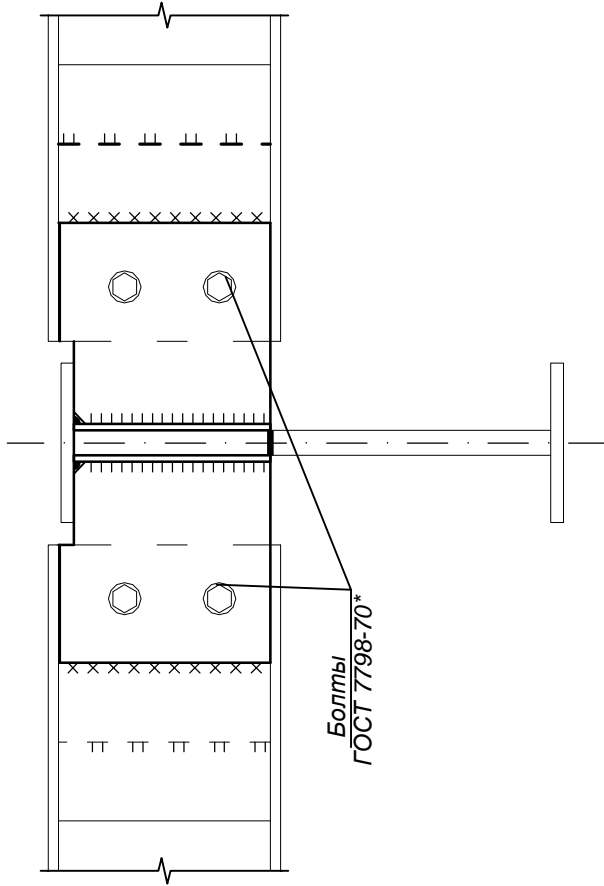


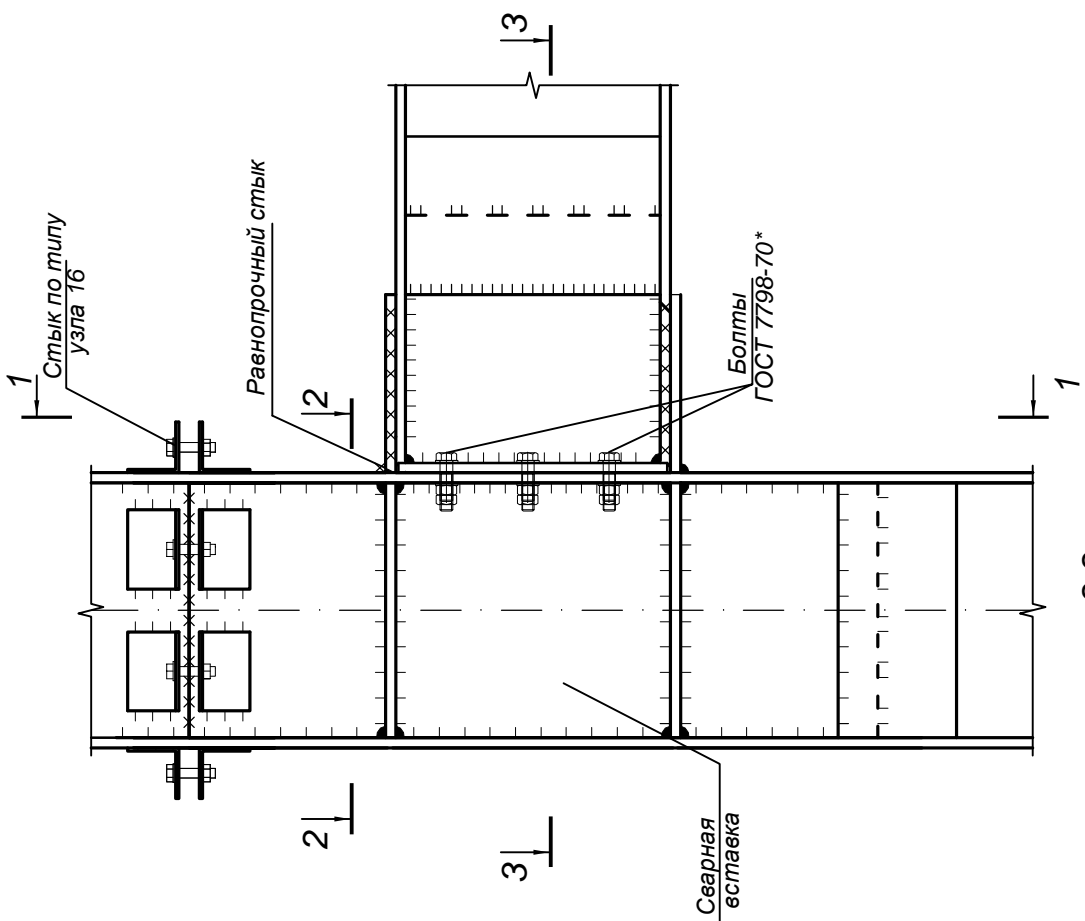
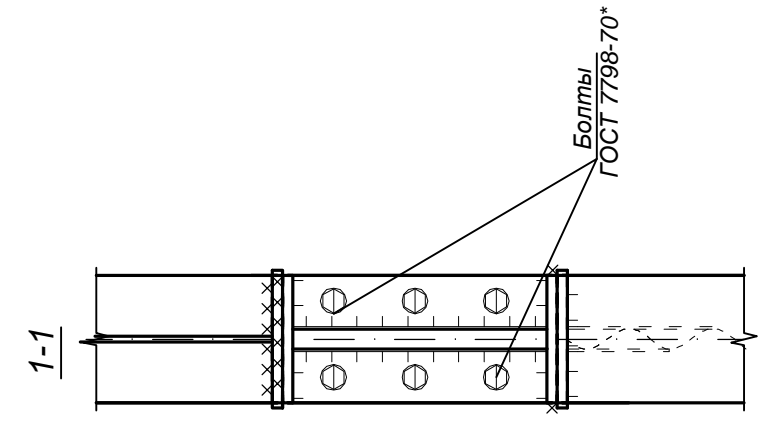
Болты ГОСТ 22353-77



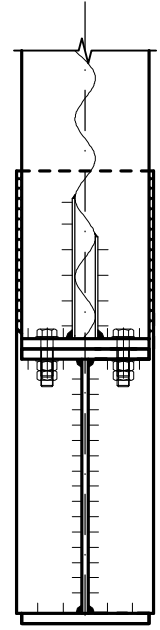


2-2

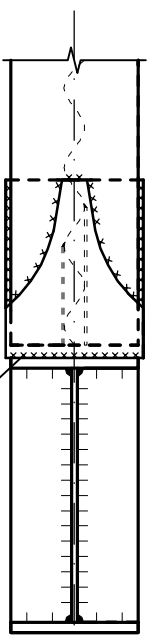


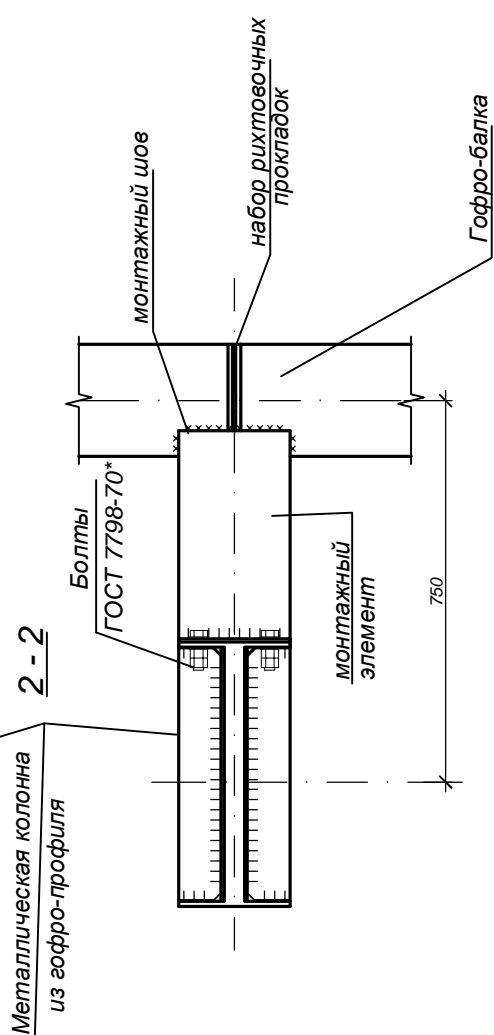
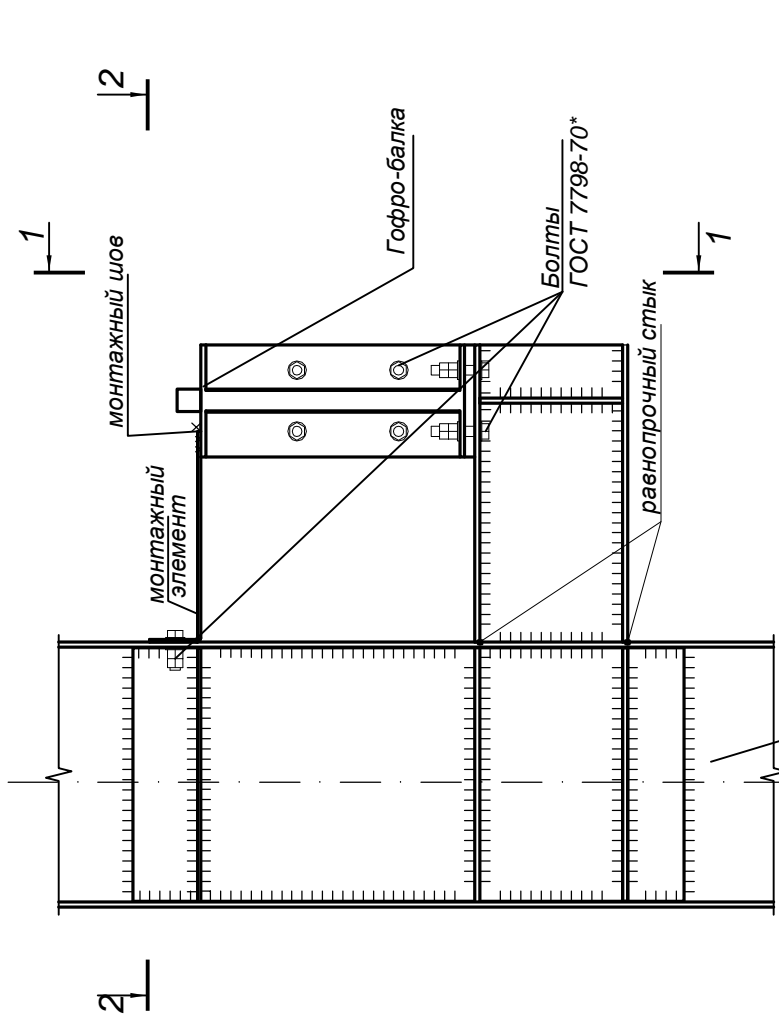
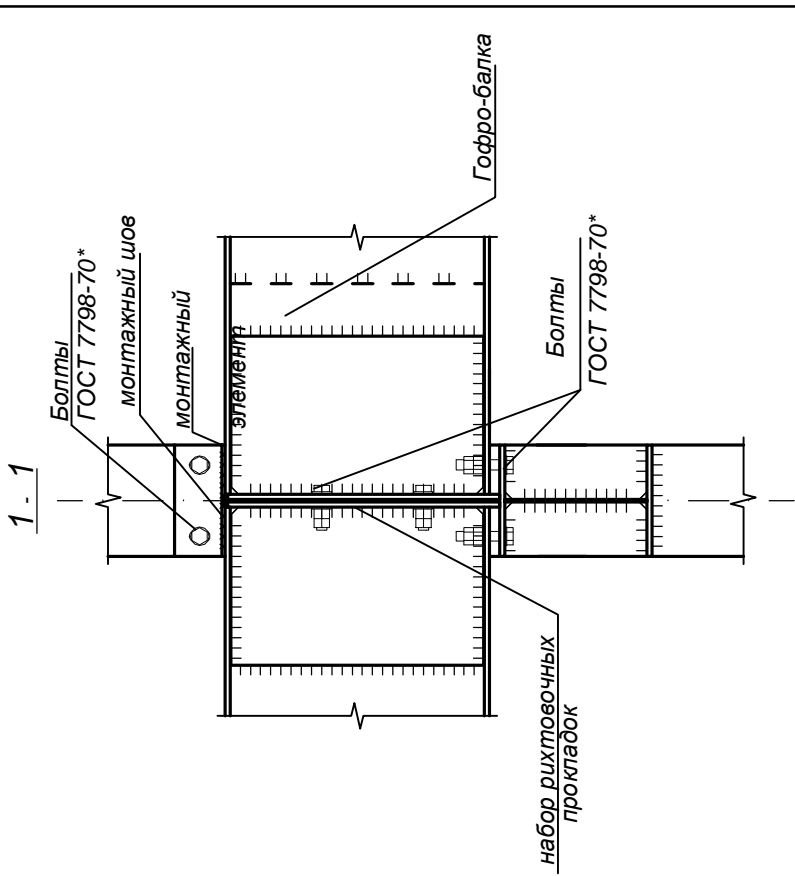


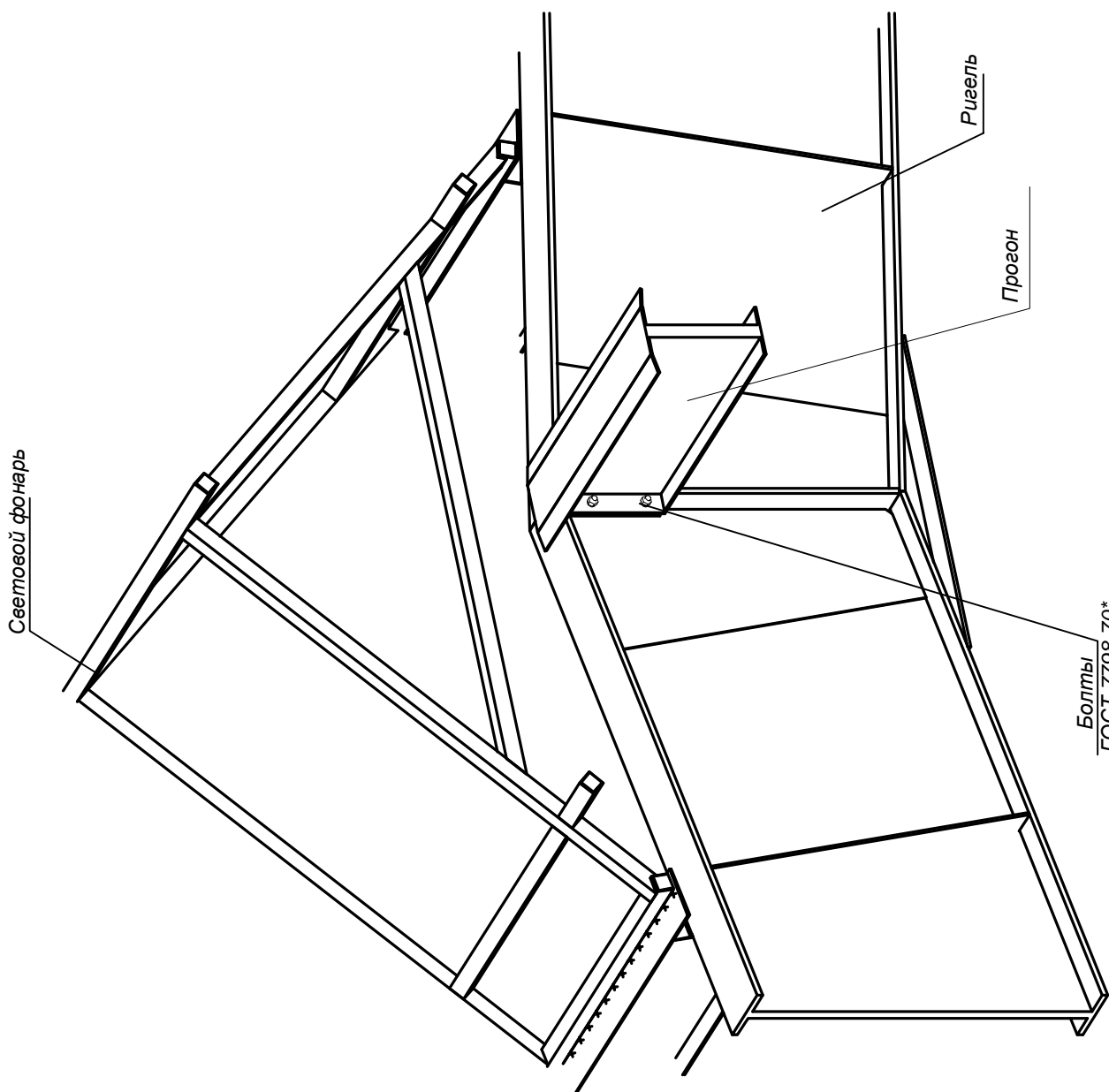
3-3



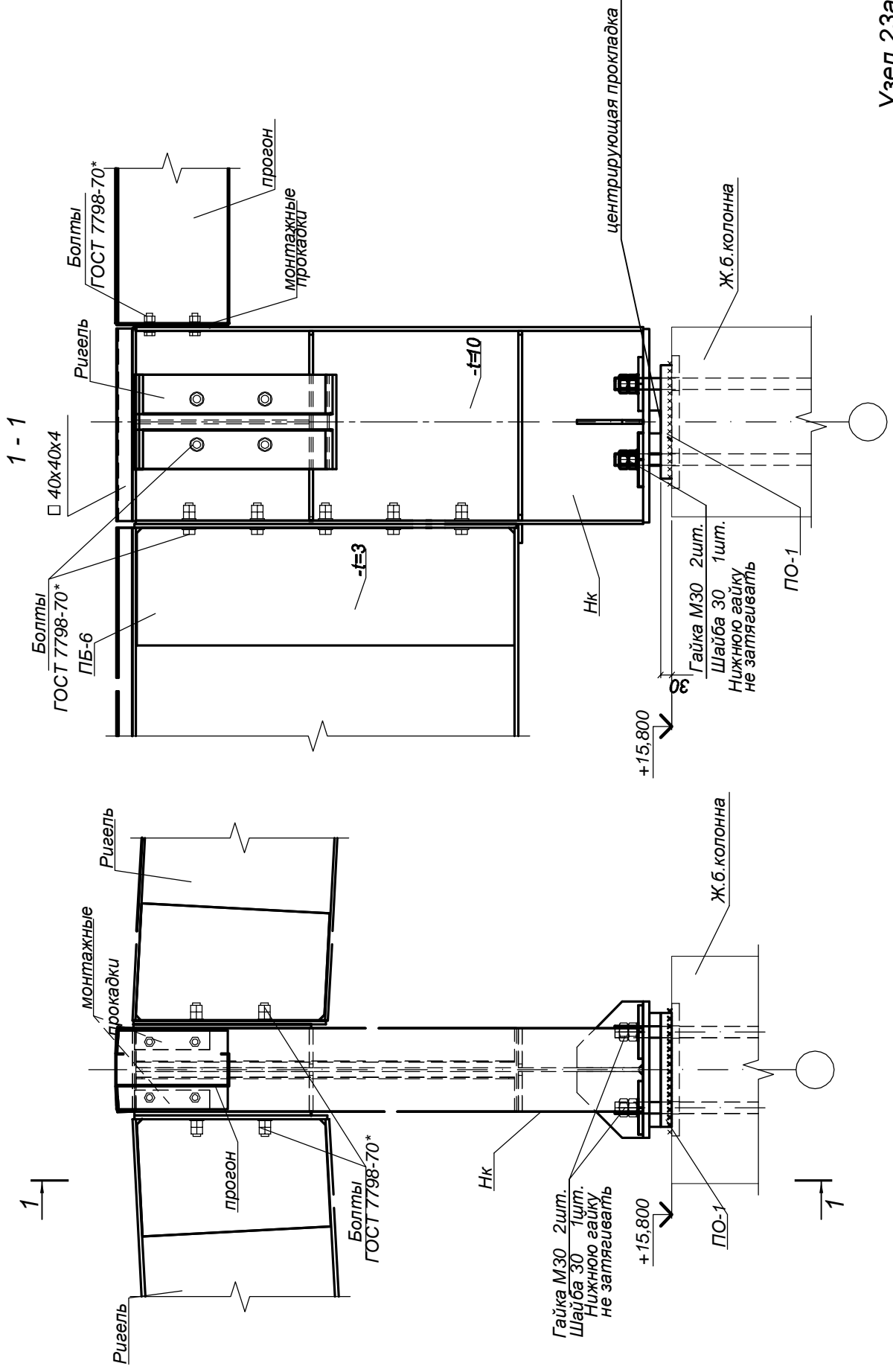
2-2

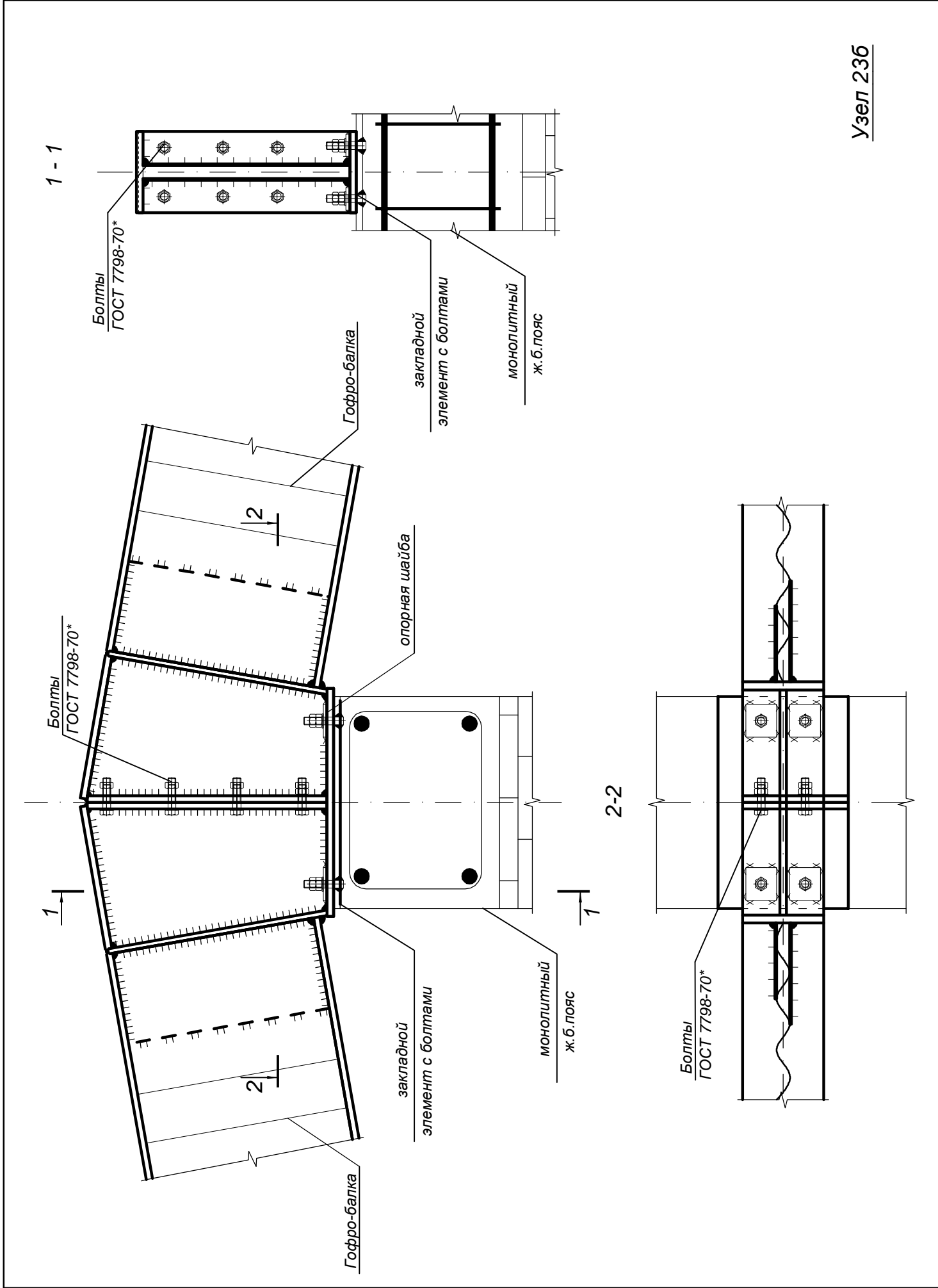


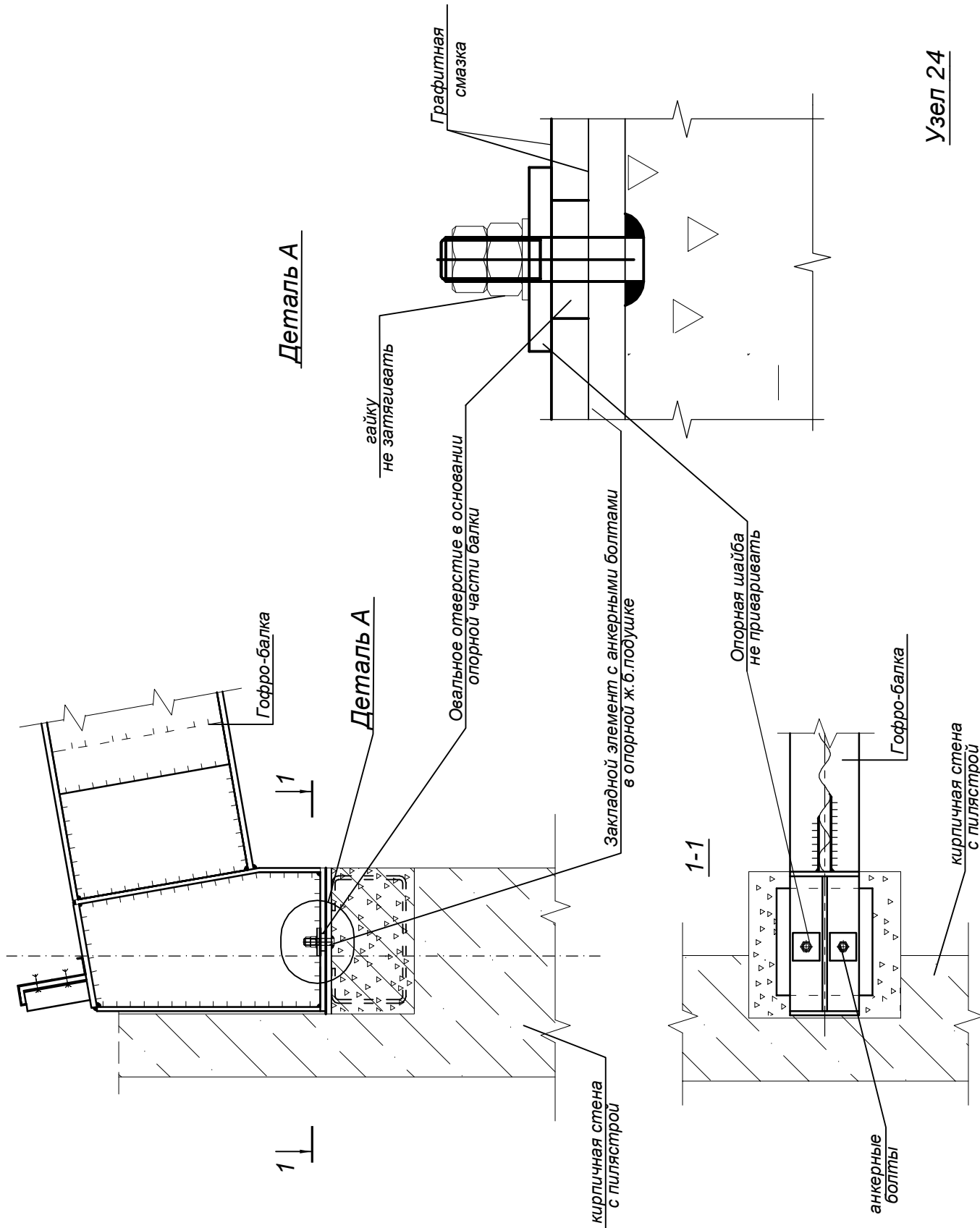




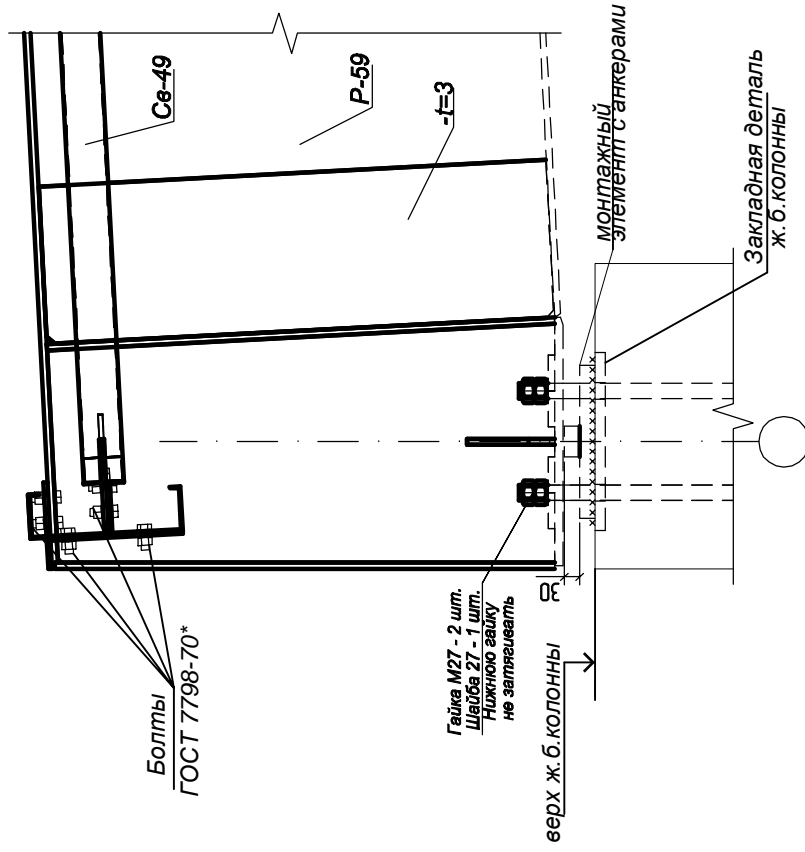






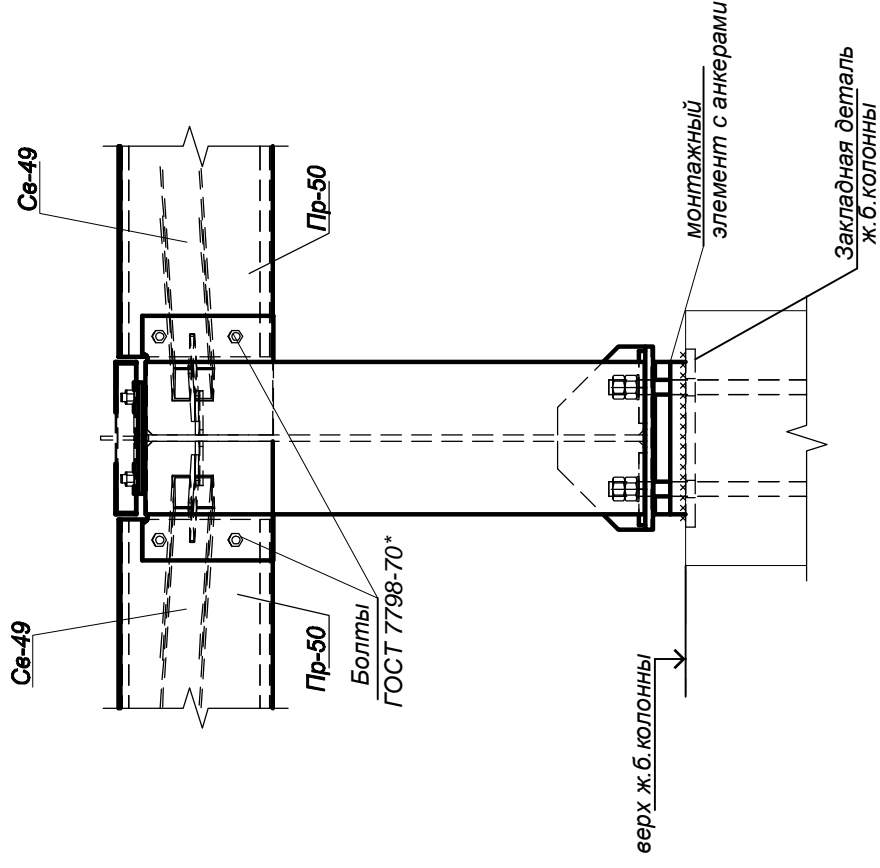


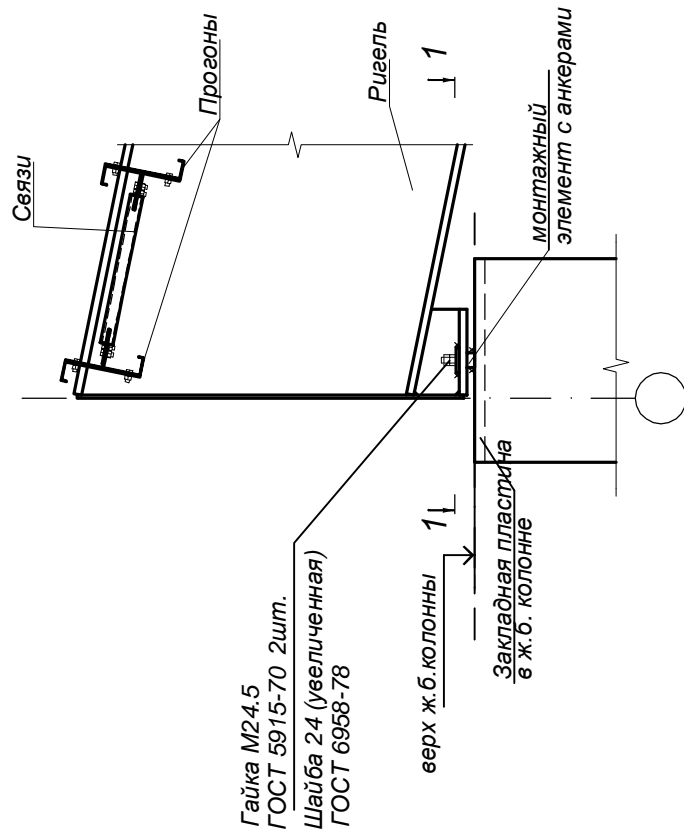
1-1



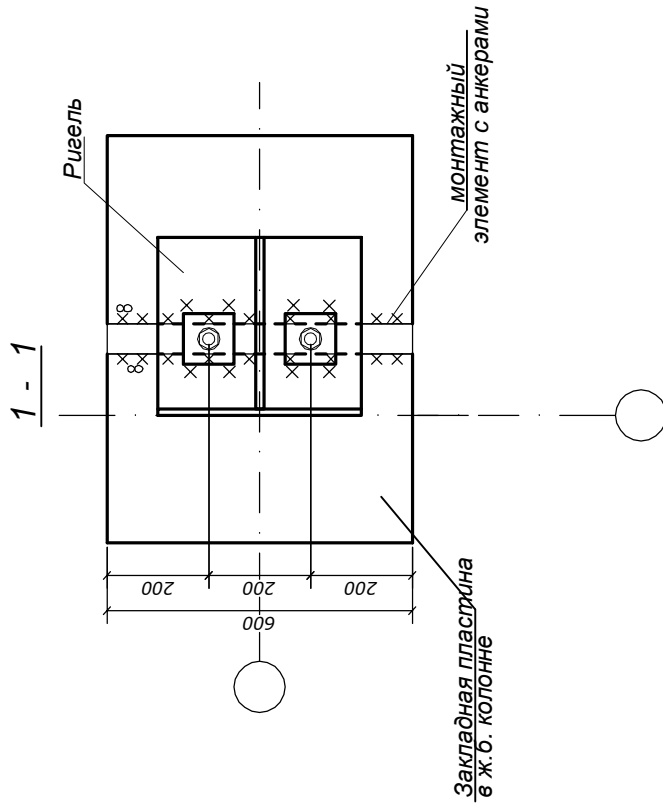
1-1

1-1

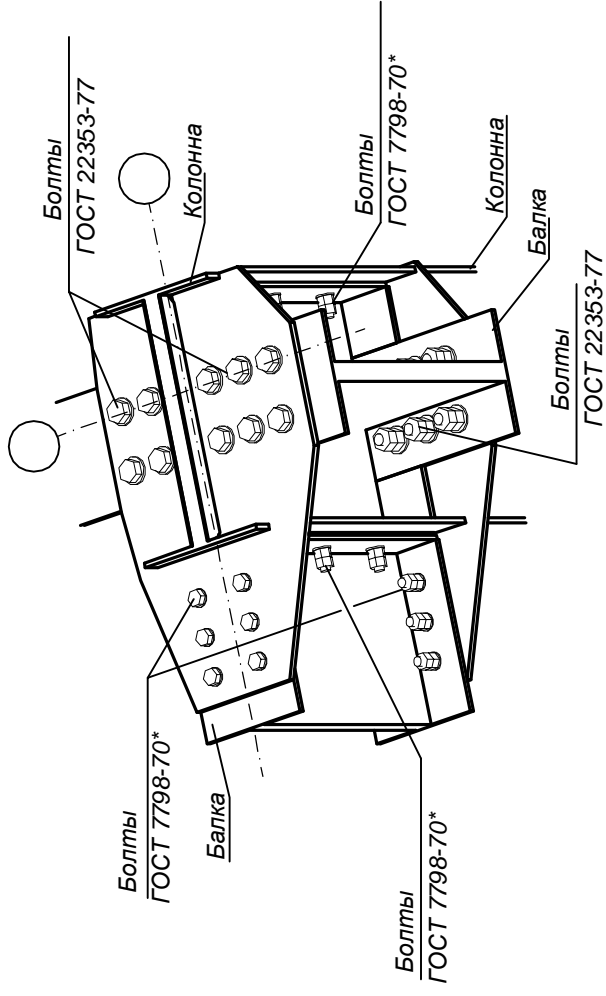




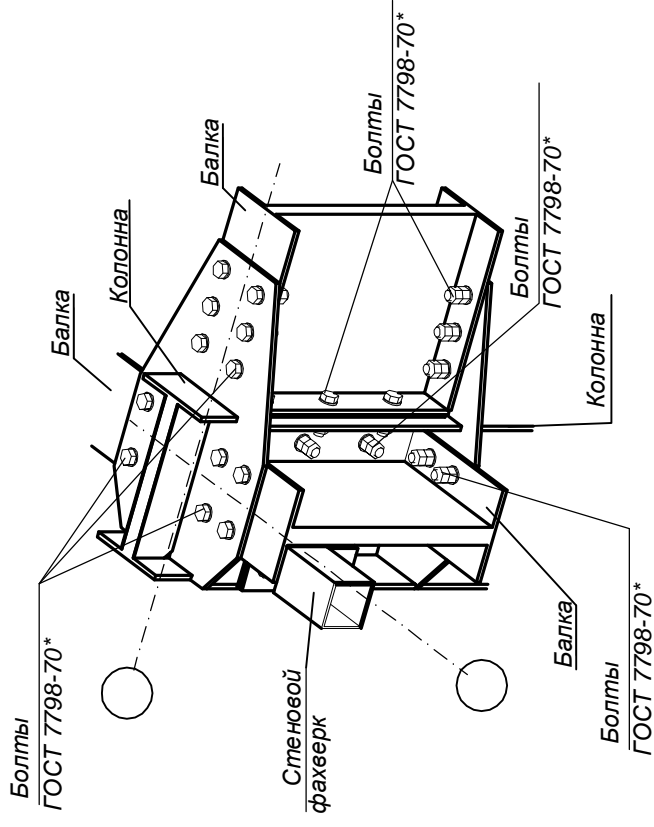
Гайка М24.5  
ГОСТ 5915-70 2шт.  
Шайба 24 (увеличенная)  
ГОСТ 6958-78



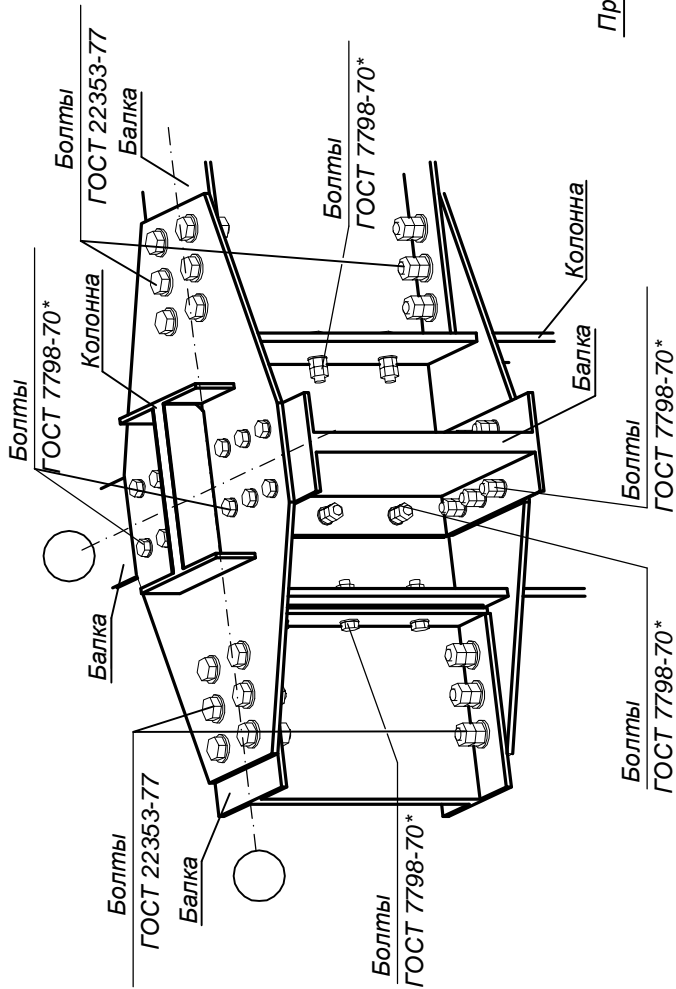
26



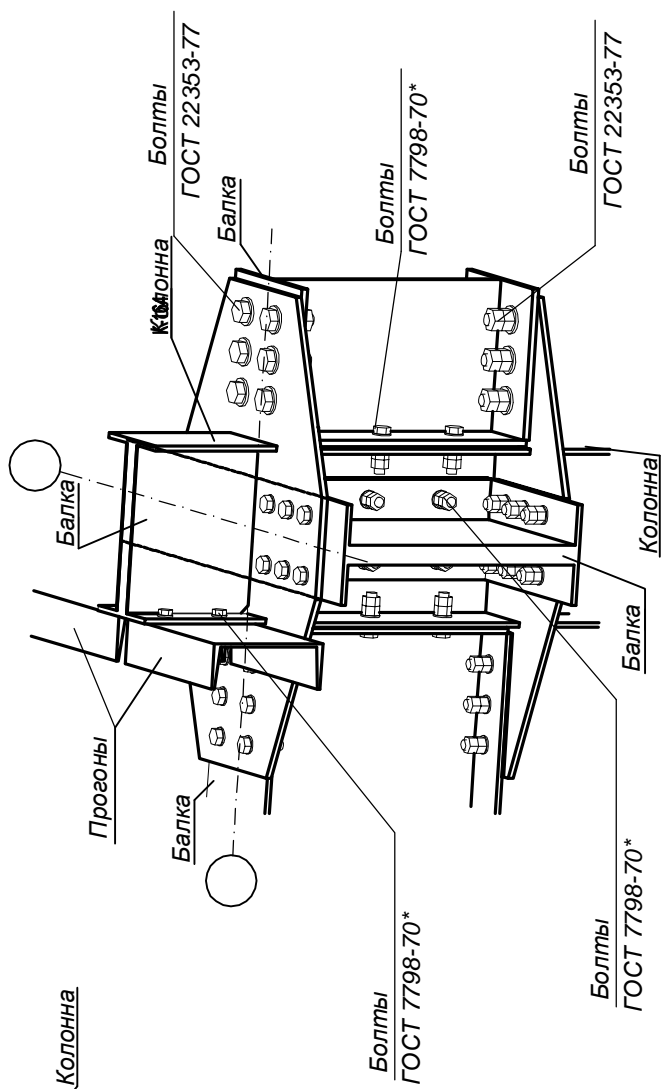
27



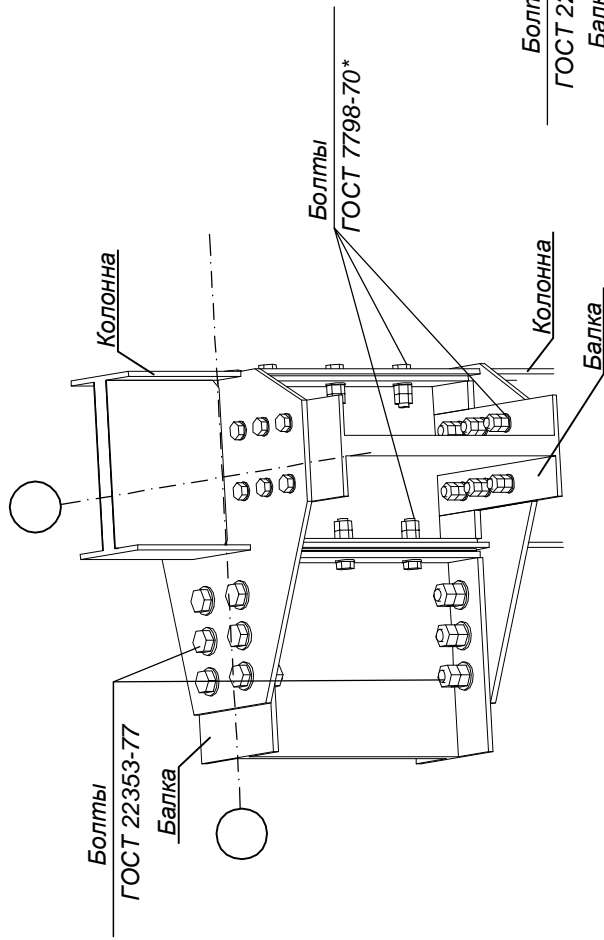
28



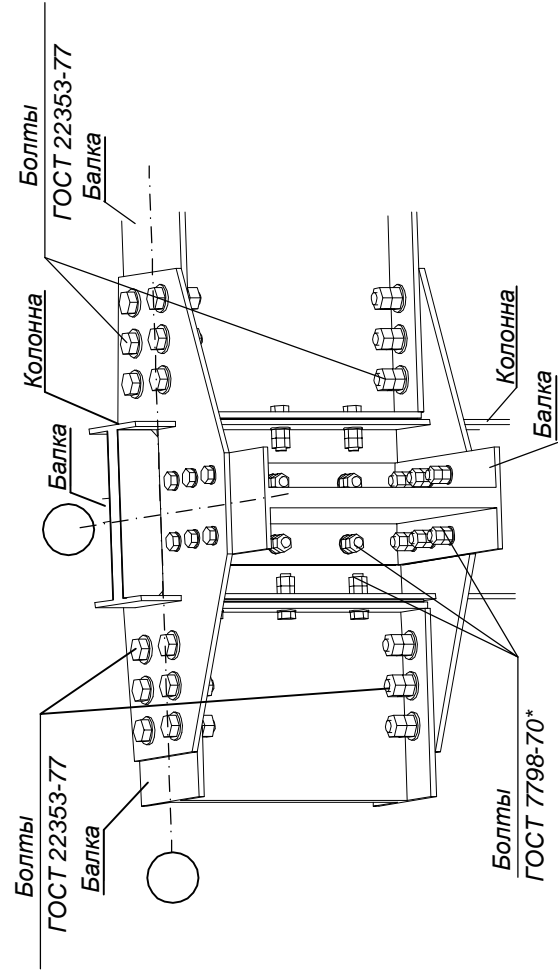
29



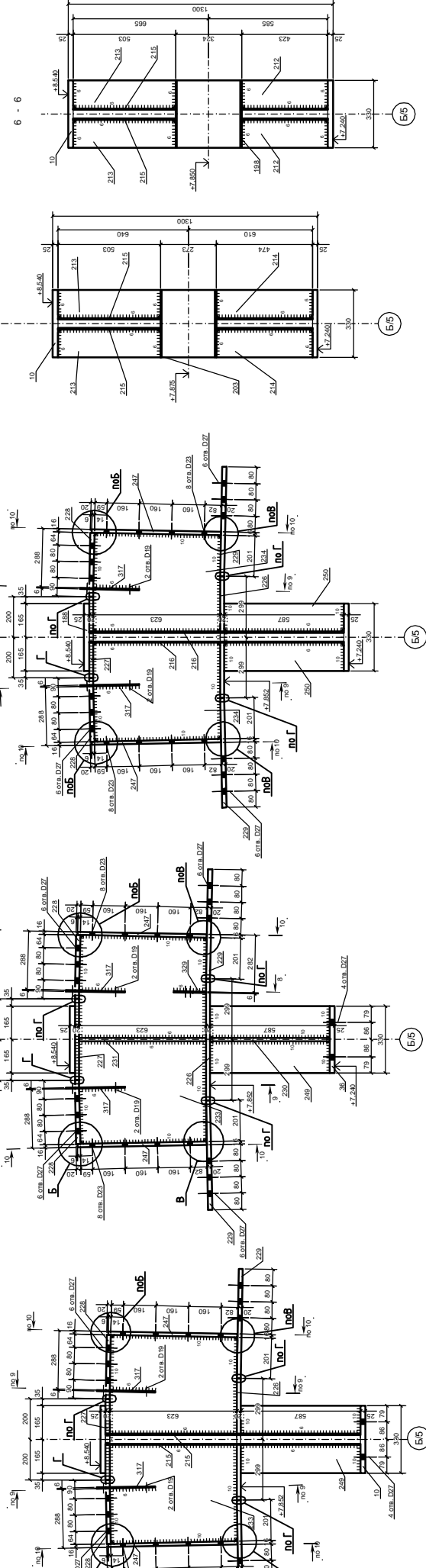
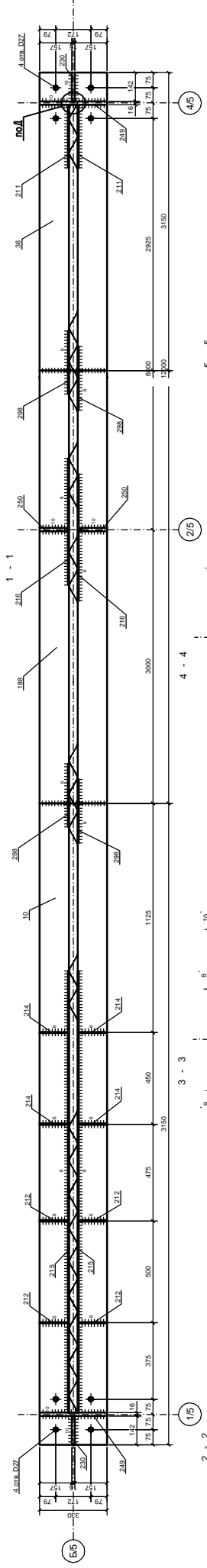
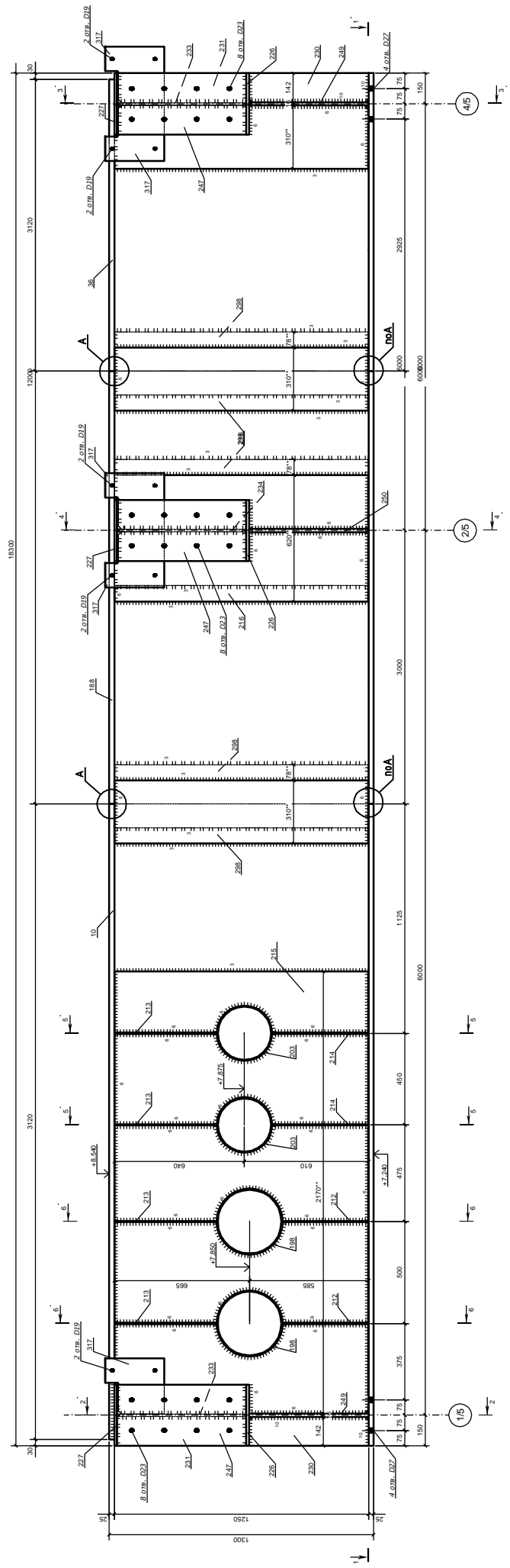
30



31







**ПРИЛОЖЕНИЕ Г**  
**(справочное)**

**ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА**

## Расчет СМК-09149

### Производственно-складской корпус 48.0x108.0x9.0(н)

г. Липецк, Российская Федерация

#### 1. Исходные данные расчета.

Район строительства – г. Липецк, Российская Федерация.

Климатический район – II В.

Класс ответственности здания – II. Установленный срок эксплуатации здания – 60 лет. Степень огнестойкости зданий – IIIА. По степени пожаро- и взрывоопасности технологических процессов здание относится к категории В. Степень агрессивного воздействия газообразной среды на конструкции из металла – слабоагрессивная.

Корпус – трехпролетный (7.5+16.5+24.0=48.0м), двухскатный, со встроенными офисными помещениями, без подъемно-транспортного оборудования, утепленный, с наружным организованным водостоком. Размер здания в осях 48.0x108.0м, высота до низа стропильных конструкций (в низкой части) – 9.0м.

Шаг рам – 9.0м, шаг фахверковых стоек – 4.5м.

Покрытие из сэндвич-панелей толщиной 120мм, уклон скатов – 10° (18%).

Привязка крайних колонн поперечника к продольным осям здания принята 300мм, привязка торцевых рам – 150мм. Торцевые рамы опираются на фахверковые стойки.

Вдоль корпуса предусмотрена трехэтажнаястройка шириной 7.5м. Шаг средних колонн – 9.0м, крайних – 4.5м. Отметки этажей: +3.900 и +6.900. Перекрытия – монолитные железобетонные.

Главные балки перекрытий расположены вдоль корпуса (L=9.0м). Низ главных балок – в одном уровне с второстепенными балками (отметка низа +3.190, +6.190). По главным балкам с уровня второго этажа устраиваются противопожарные перегородки со стороны цеха.

Расчетная схема рамы: соединение колонн с фундаментами – шарнирное, соединение средних колонн с ригелями рамы – шарнирное, соединение крайних колонн с ригелями рамы – жесткое.

Пространственная устойчивость здания обеспечивается жестким диском покрытия: системой прогонов и горизонтальных связей; креплением сэндвич-панелей к прогонам покрытия самосверлящими болтами и между собой комбинированными заклепками по гребню замка стыков; жесткими узлами поперечной рамы; вертикальными связями по колоннам; жестким устоемстройки с монолитными ж.б. перекрытиями; конструкцией колонн каркаса и стеновыми фахверками; разносом анкерных болтов фундаментов.

Колонны каркаса, фахверковые стойки, ригели покрытия, прогоны покрытия (шагом 2,7м), вертикальные связи по колоннам – из гофро-профилей. Горизонтальные связи покрытия, распорки – из гнутосварных квадратных труб. Другие конструктивные элементы – из прокатных, гнутых и гнутосварных профилей номенклатуры металлургических предприятий Украины.

Прогоны покрытия – в уровне верхнего пояса ригелей рам (пониженное расположение).

#### 2. Сбор нагрузок

Сбор нагрузок выполняется по СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия».

В корпусе приняты следующие расчетные нагрузки:

- собственная масса металлоконструкций – 35кг/м<sup>2</sup>;
- сэндвич-панели покрытия б=120мм – 27кг/м<sup>2</sup>;
- нагрузки от подвесных инженерных коммуникаций – 20кг/м<sup>2</sup>;
- снеговой р-н – III (расчетная нагрузка – 180кг/м<sup>2</sup>);
- ветровой р-н – II (нормативная нагрузка – 30кг/м<sup>2</sup>), тип местности – В.
- постоянная нагрузка конструкций перекрытия – 590кг/м<sup>2</sup>;
- полезная нагрузка на перекрытия – 300кг/м<sup>2</sup>.

### 2.1. Собственный вес рамы

Загрузка L1 – нагрузка от собственного веса рамы, прогонов, связей (постоянная).  
Коэффициент надежности по предельному значению нагрузки  $\gamma_f = 1,05$ .

Расчетное значение нагрузки формируется в расчетном комплексе по принятым сечениям элементов рамы, с коэффициентом включения собственного веса 1,3 (учитывающий вес подкосов, связей, узлов, болтов и т.п.).

### 2.2. Собственный вес покрытия

Загрузка L2 – нагрузка от собственного веса покрытия (постоянная).

В загрузку L2 вошли:

– вес сэндвич-панелей покрытия –  $27 \text{ кг/м}^2$ ;

– нагрузки от подвесных инженерных коммуникаций –  $20 \text{ кг/м}^2$ ;

Суммарный вес –  $47 \text{ кг/м}^2$ .

### 2.3. Снеговая нагрузка

Загрузка L3 – снеговая нагрузка (кратковременная).

Расчетное значение снеговой нагрузки –  $S = 180 \text{ кг/м}^2$ .

Коэффициент надежности по предельному значению нагрузки  $\gamma_f = 1,4$ .

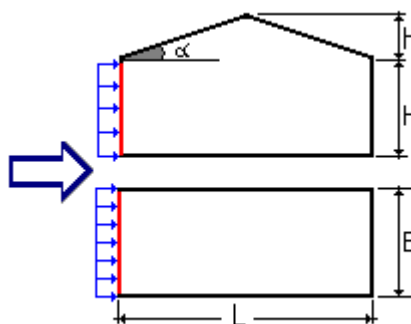
### 2.4. Ветровая нагрузка

Загрузки L4, L5, L6 – ветровая нагрузка (кратковременная).

## ВЕТЕР

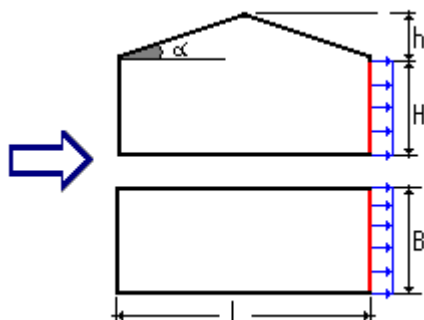
Расчет выполнен по нормам проектирования "СНиП 2.01.07-85\* с изменением №2"

Исходные данные	
Ветровой район	II
Нормативное значение ветрового давления	$0,03 \text{ Т/м}^2$
Тип местности	B - городские территории, лесные массивы и другие местности, равномерно покрытые препятствиями высотой более 10 м
Тип сооружения	Однопролетные здания без фонарей



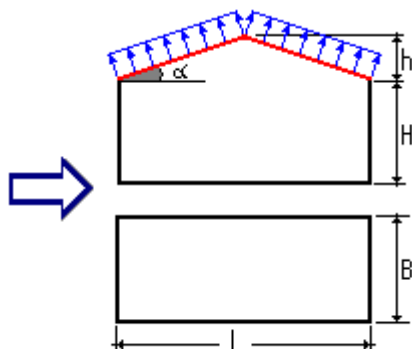
Параметры		
Поверхность	Левая стена	
Шаг сканирования	1 м	
Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	1,4	
H	10	м
B	108	м
$\alpha$	10	град
L	48	м

Высота (м)	Нормативное значение (Т/м <sup>2</sup> )	Расчетное значение (Т/м <sup>2</sup> )
0	0,012	0,017
1	0,012	0,017
2	0,012	0,017
3	0,012	0,017
4	0,012	0,017
5	0,012	0,017
6	0,013	0,018
7	0,013	0,019
8	0,014	0,02
9	0,015	0,021
10	0,016	0,022



Параметры		
Поверхность	Правая стена	
Шаг сканирования	1 м	
Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	1,4	
H	10	м
B	108	м
$\alpha$	10	град
L	48	м

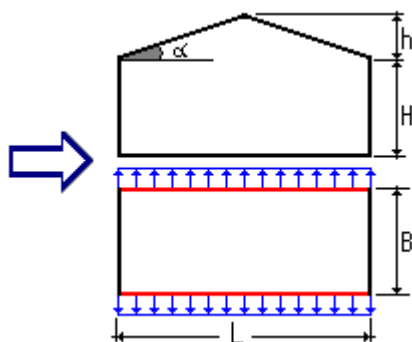
Высота (м)	Нормативное значение (Т/м <sup>2</sup> )	Расчетное значение (Т/м <sup>2</sup> )
0	-0,008	-0,01
1	-0,008	-0,01
2	-0,008	-0,01
3	-0,008	-0,01
4	-0,008	-0,01
5	-0,008	-0,01
6	-0,008	-0,011
7	-0,008	-0,012
8	-0,009	-0,012
9	-0,009	-0,013
10	-0,01	-0,014



Параметры		
Поверхность	Кровля	
Шаг сканирования	1 м	

Параметры		
Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	1,4	
H	10	м
B	108	м
$\alpha$	10	град
L	48	м

Расстояние от края кровли (м)	Нормативное значение (Т/м <sup>2</sup> )	Расчетное значение (Т/м <sup>2</sup> )
0	-0,003	-0,004
1	-0,003	-0,004
2	-0,003	-0,004
3	-0,003	-0,004
4	-0,003	-0,004
5	-0,003	-0,004
6	-0,003	-0,004
7	-0,003	-0,004
8	-0,003	-0,004
9	-0,003	-0,004
10	-0,003	-0,004
11	-0,003	-0,004
12	-0,003	-0,004
13	-0,003	-0,004
14	-0,003	-0,004
15	-0,003	-0,004
16	-0,003	-0,004
17	-0,003	-0,004
18	-0,003	-0,004
19	-0,003	-0,004
20	-0,003	-0,004
21	-0,003	-0,004
22	-0,003	-0,004
23	-0,003	-0,004
24	-0,008	-0,012
25	-0,008	-0,012
26	-0,008	-0,012
27	-0,008	-0,012
28	-0,008	-0,012
29	-0,008	-0,012
30	-0,008	-0,012
31	-0,008	-0,012
32	-0,008	-0,012
33	-0,008	-0,012
34	-0,008	-0,012
35	-0,008	-0,012
36	-0,008	-0,012
37	-0,008	-0,012
38	-0,008	-0,012
39	-0,008	-0,012
40	-0,008	-0,012
41	-0,008	-0,012
42	-0,008	-0,012
43	-0,008	-0,012
44	-0,008	-0,012
45	-0,008	-0,012
46	-0,008	-0,012
47	-0,008	-0,012
48	-0,008	-0,012



Параметры		
Поверхность	Боковые стены	
Шаг сканирования	1 м	
Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	1,4	
H	10	м
B	108	м
$\alpha$	10	град
L	48	м

Высота (м)	Нормативное значение (Т/м <sup>2</sup> )	Расчетное значение (Т/м <sup>2</sup> )
0	-0,008	-0,01
1	-0,008	-0,01
2	-0,008	-0,01
3	-0,008	-0,01
4	-0,008	-0,01
5	-0,008	-0,01
6	-0,008	-0,011
7	-0,008	-0,012
8	-0,009	-0,012
9	-0,009	-0,013
10	-0,01	-0,014

При ветре перпендикулярном торцу здания, для всей поверхности покрытия  $s_e = -0,7$

## 2.5. Вес перекрытия

Загружение L7 – нагрузка от собственного веса перекрытия (постоянная).

В загружение L7 вошли:

- конструкция пола –  $80 \cdot 1,3 = 105 \text{ кг/м}^2$ ;
  - ж.б. плита перекрытия –  $250 \cdot 1,2 = 300 \text{ кг/м}^2$ ;
  - перегородки –  $100 \cdot 1,3 = 130 \text{ кг/м}^2$ ;
  - металлоконструкции –  $50 \cdot 1,1 = 55 \text{ кг/м}^2$ ;
- Суммарный вес –  $590 \text{ кг/м}^2$ .

## 2.6. Полезная нагрузка на перекрытия

Загружение L8 – полезная нагрузка на перекрытия (длительная).

Расчетное значение нагрузки –  $300 \text{ кг/м}^2$ .

Коэффициент надежности по предельному значению нагрузки  $\gamma_f = 1,2$ .

## 2.7. Нагрузка на перекрытия от противопожарной стены (по оси Б)

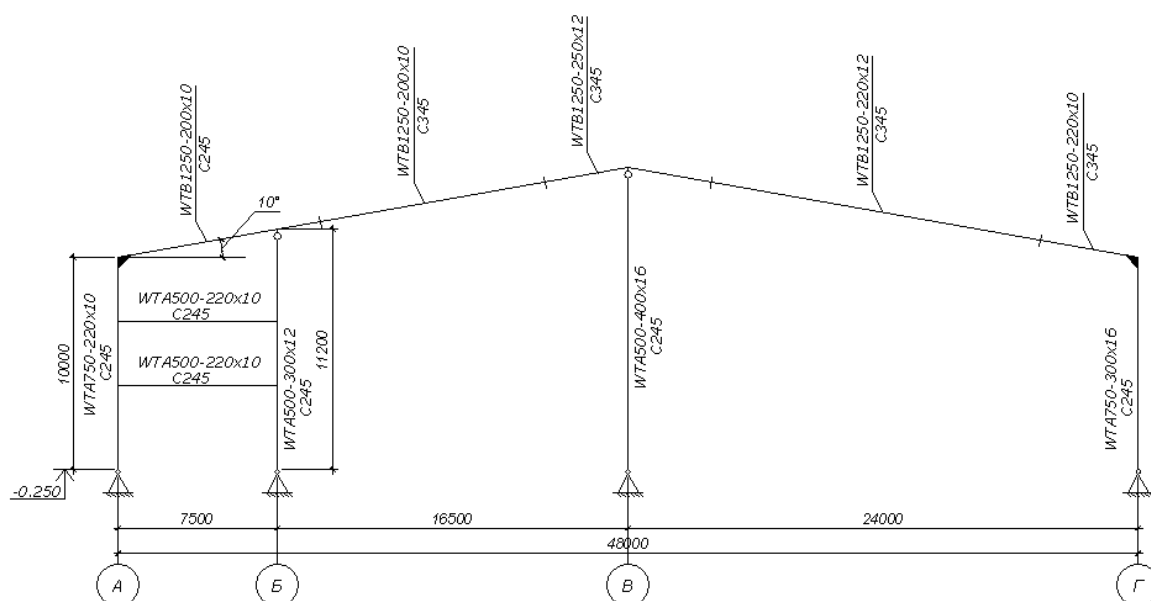
Загружение L9 – нагрузка на перекрытия от противопожарной стены (постоянная).

Расчетное значение нагрузки –  $600 \text{ кг/м}$ .

Коэффициент надежности по предельному значению нагрузки  $\gamma_f = 1,1$ .

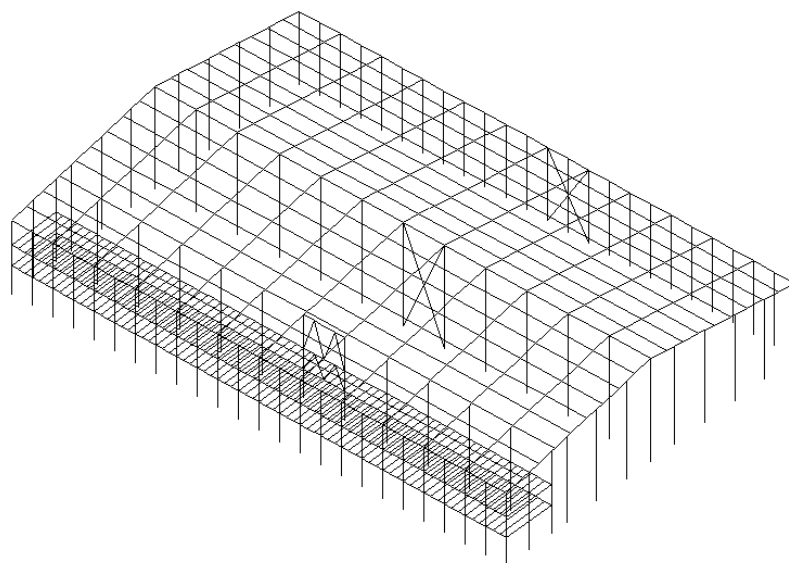
### 3. Расчетная схема

Схема рамы



Расчетная пространственная схема состоит из тринадцати рам, включая связевой блок. На схеме включен в работу жесткий диск покрытия, который перераспределяет усилия в отдельной раме на соседние (от торцевых ветровых нагрузок).

Пространственная расчетная схема



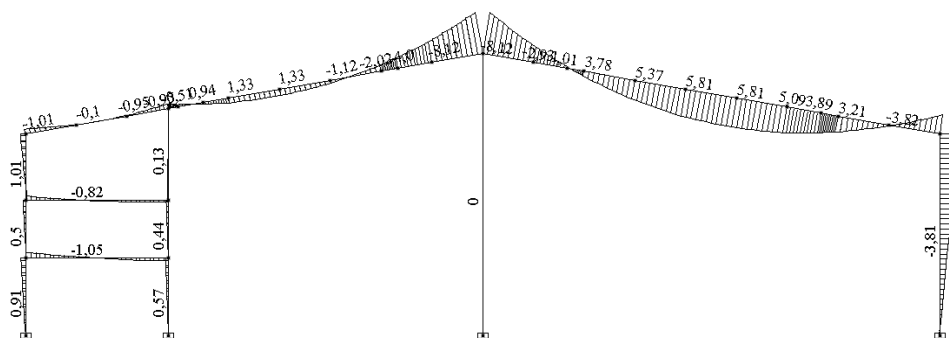
Горизонтальные связи условно не показаны



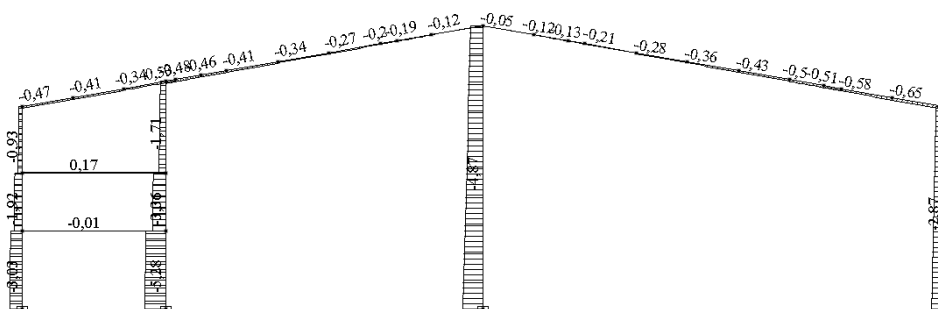
#### 4. Определение усилий в элементах рамы

Эпюры от предельных расчетных значений нагрузок

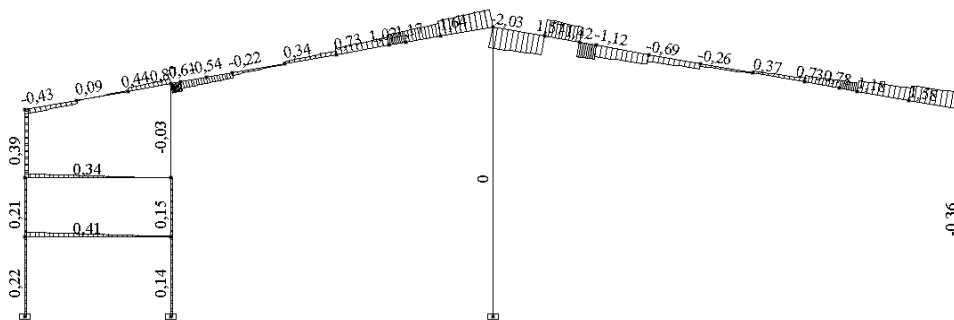
Загрузка L1. Эпюра  $M_y$ , тс · м



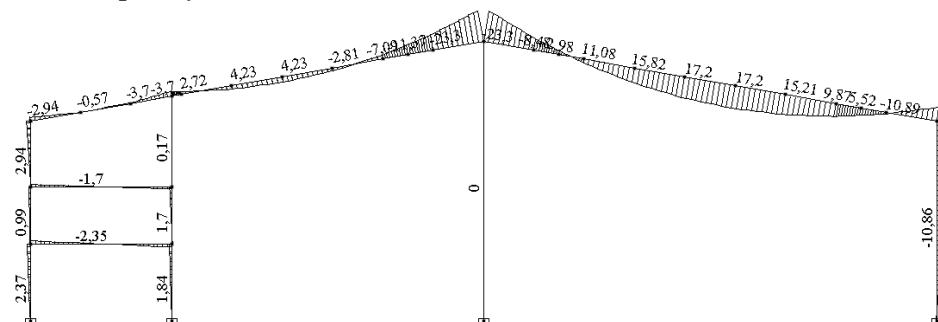
Загрузка L1. Эпюра  $N_x$ , тс



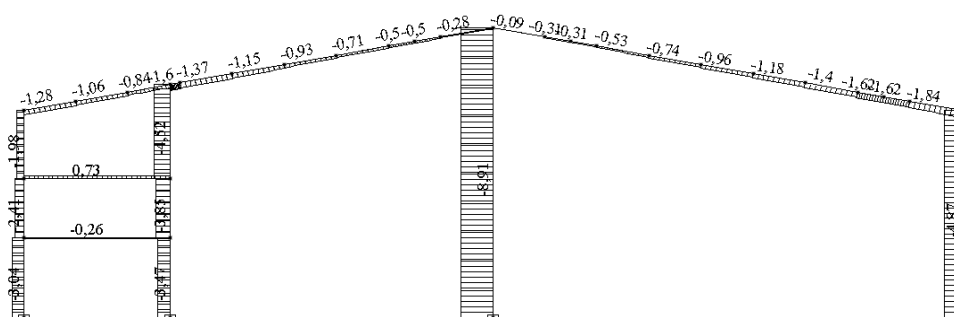
Загрузка L1. Эпюра  $Q_z$ , тс



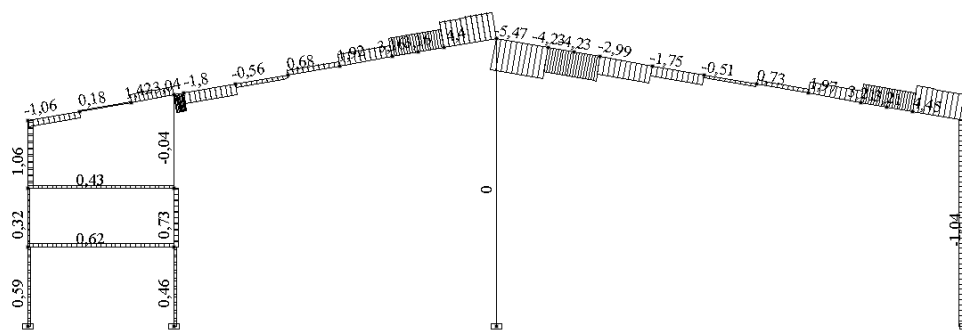
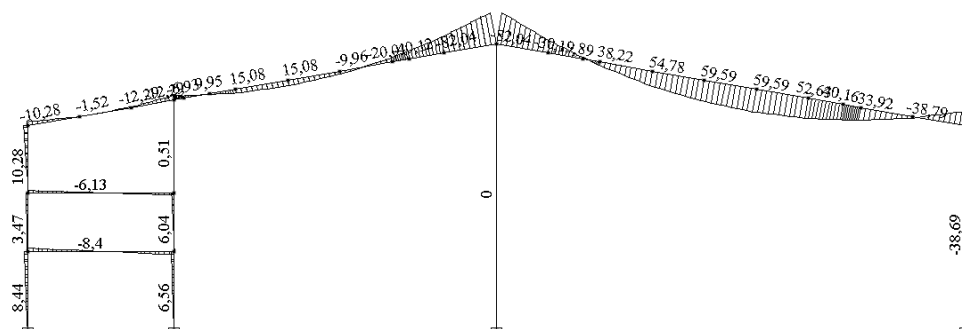
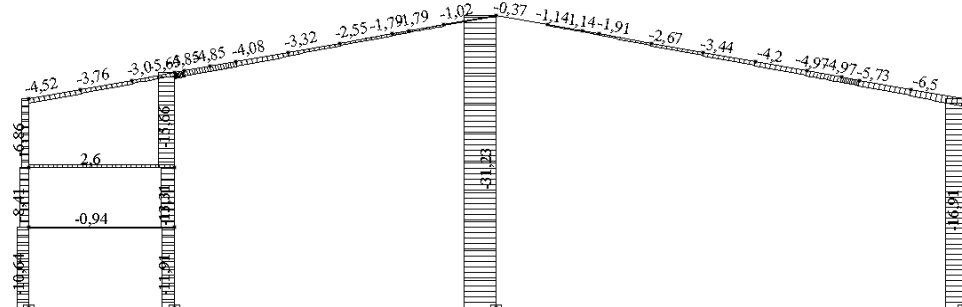
Загрузка L2. Эпюра  $M_y$ , тс · м



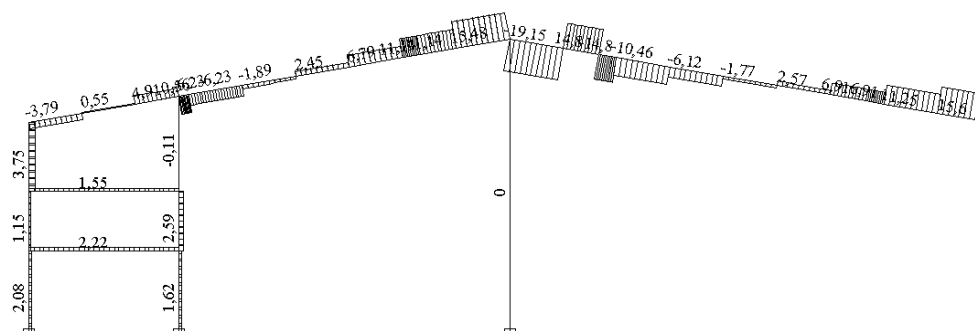
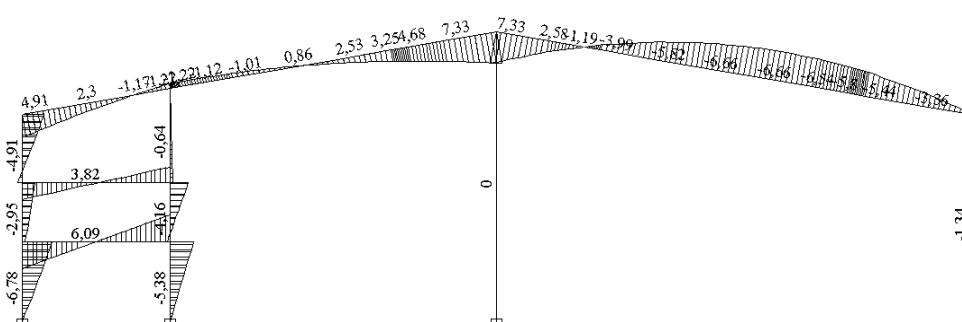
Загрузка L2. Эпюра  $N_x$ , тс



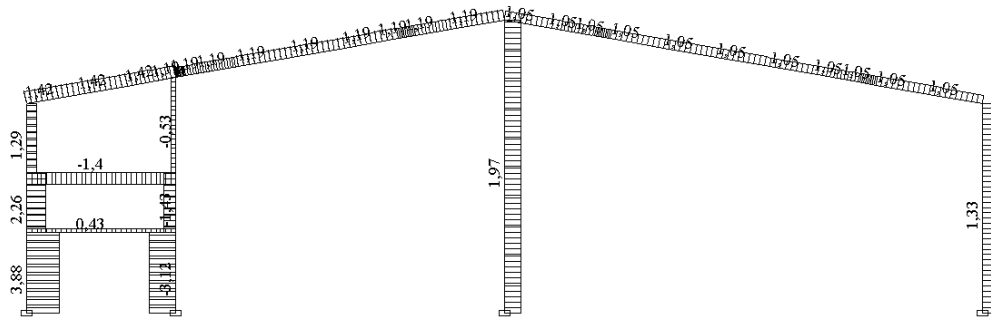
Загрузка L2. Эпюра Qz, тс

Загрузка L3. Эпюра M<sub>y</sub>, тс · мЗагрузка L3. Эпюра N<sub>x</sub>, тс

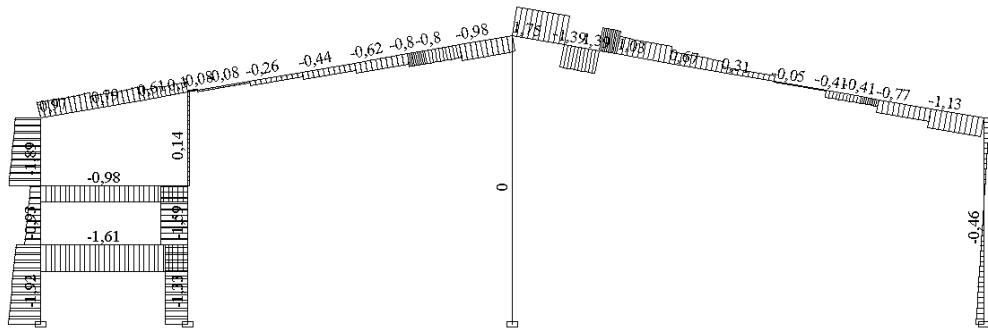
Загрузка L3. Эпюра Qz, тс

Загрузка L4. Эпюра M<sub>y</sub>, тс · м

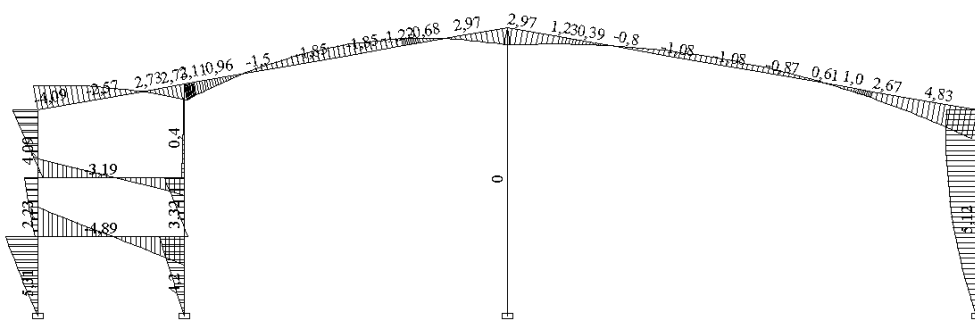
Загрузка L4. Эпюра N<sub>x</sub>, тс



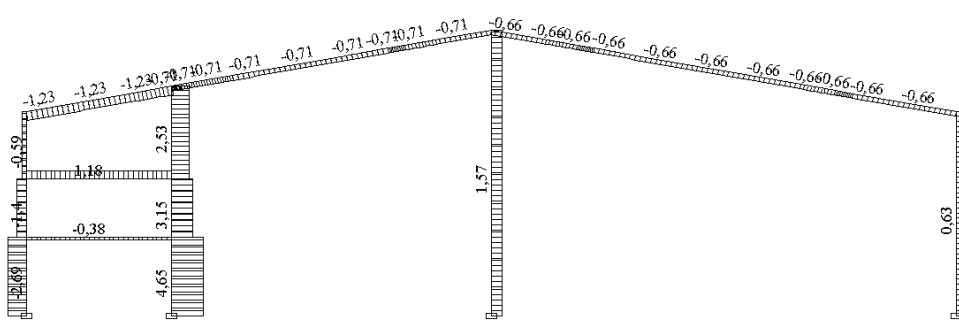
Загрузка L4. Эпюра Q<sub>z</sub>, тс



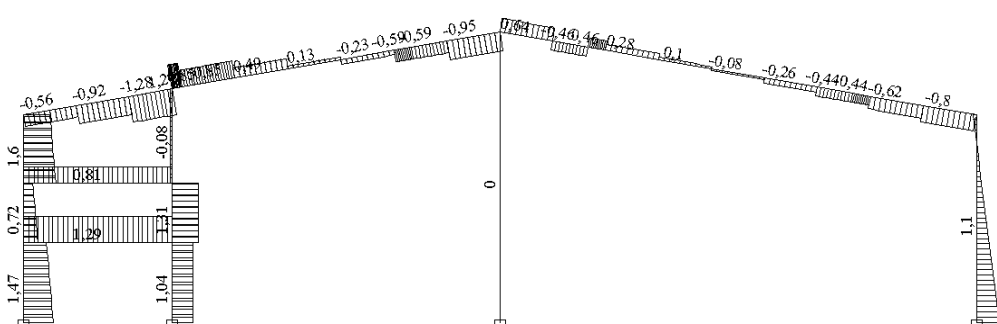
Загрузка L5. Эпюра M<sub>y</sub>, тс · м

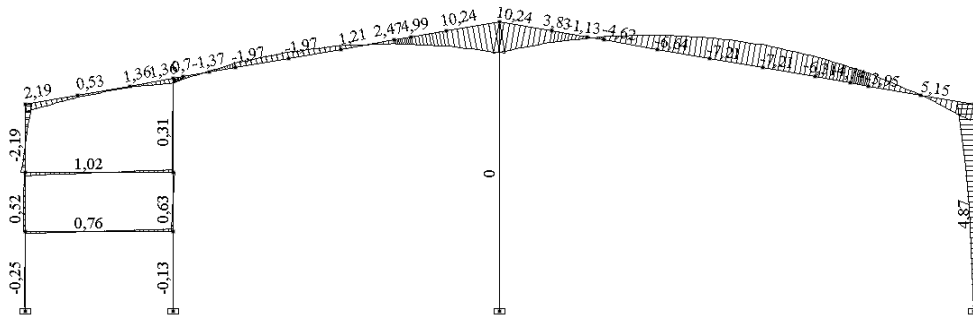
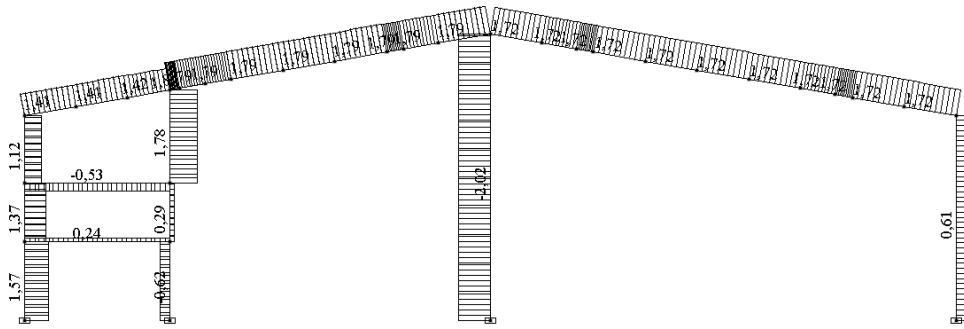
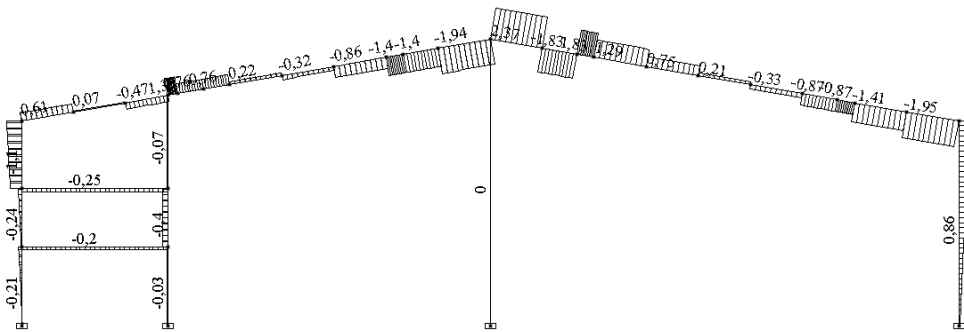
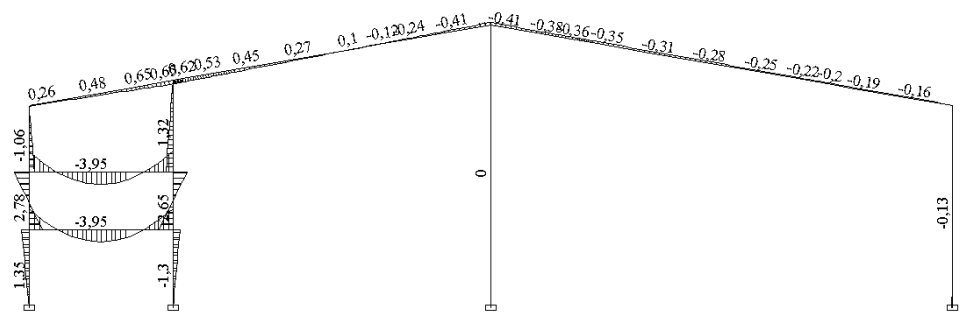
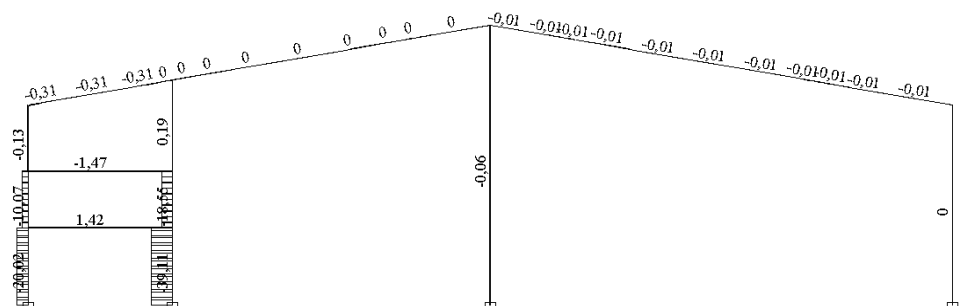


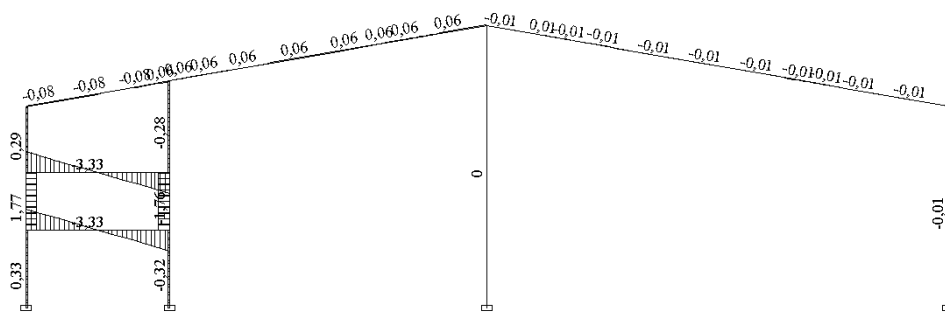
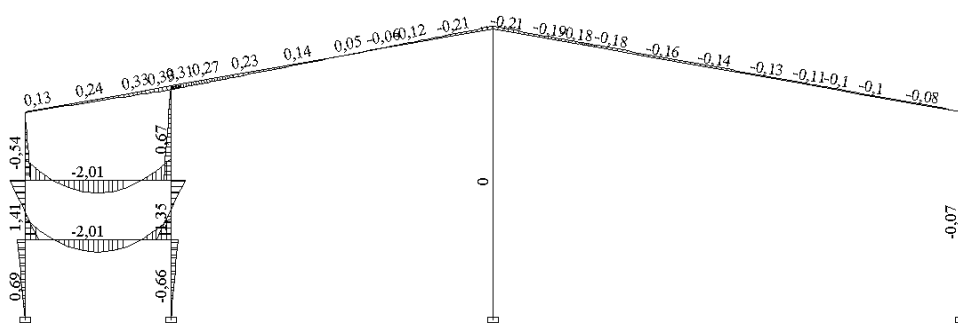
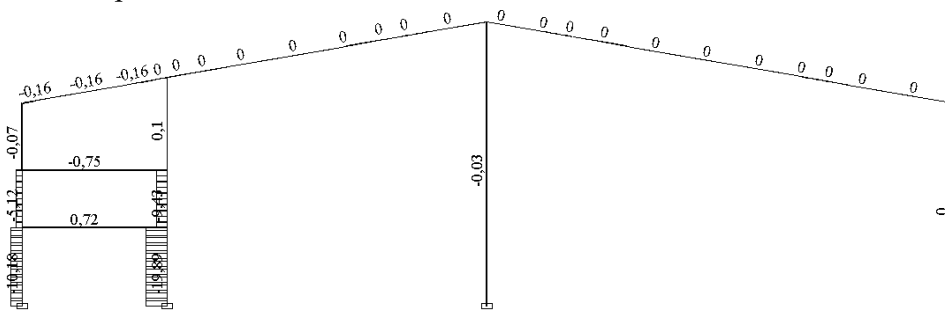
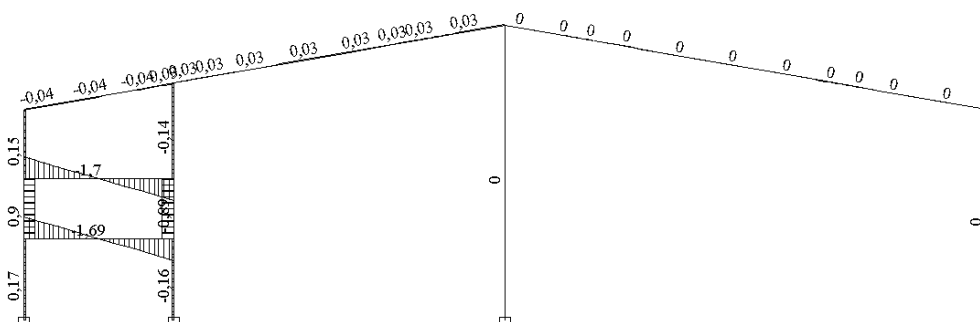
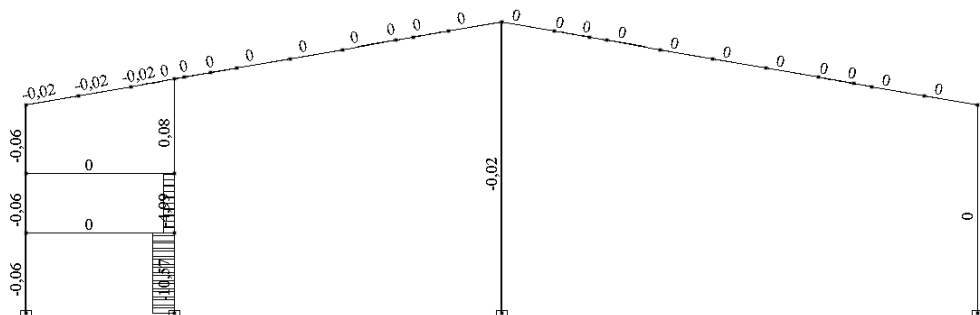
Загрузка L5. Эпюра N<sub>x</sub>, тс



Загрузка L5. Эпюра Q<sub>z</sub>, тс

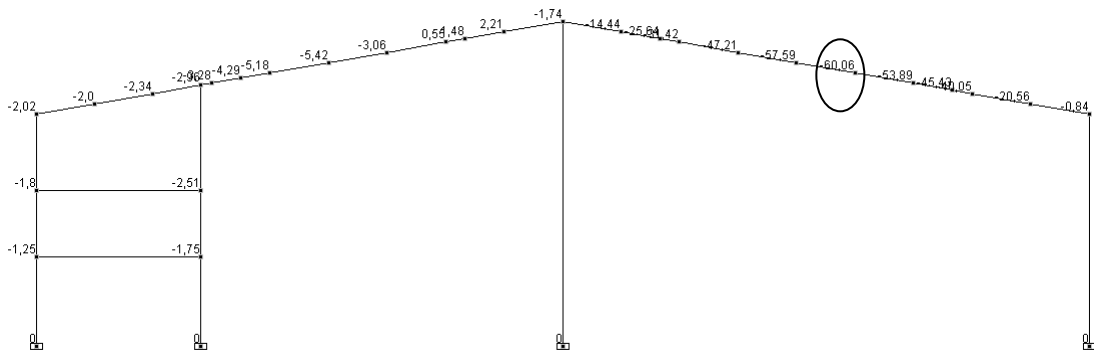


Загрузка L6. Эпюра  $M_y$ , тс · мЗагрузка L6. Эпюра  $N_x$ , тсЗагрузка L6. Эпюра  $Q_z$ , тсЗагрузка L7. Эпюра  $M_y$ , тс · мЗагрузка L7. Эпюра  $N_x$ , тсЗагрузка L7. Эпюра  $Q_z$ , тс

Загрузка L8. Эпюра  $M_u$ , тс · мЗагрузка L8. Эпюра  $N_x$ , тсЗагрузка L8. Эпюра  $Q_z$ , тсЗагрузка L9. Эпюра  $N_x$ , тс

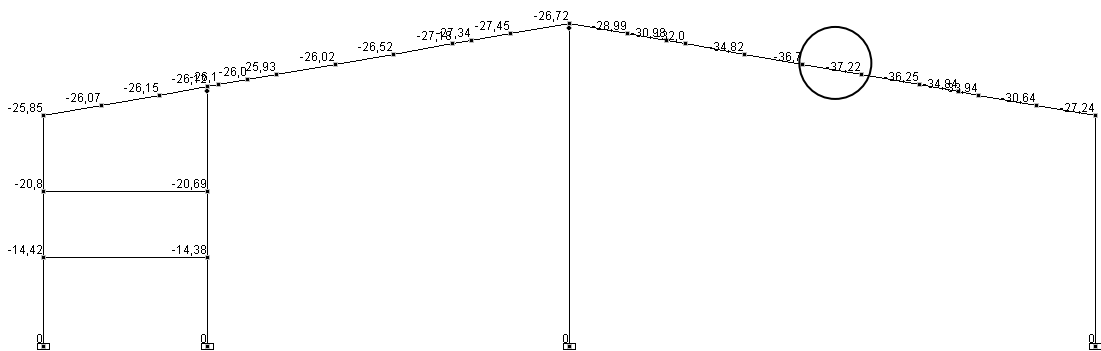
### 5. Нахождение максимального вертикального прогиба ригеля рамы.

Максимальный вертикальный прогиб ригеля рамы от нормативной нагрузки происходит в крайнем пролете, при сочетании:  $0,95 \cdot L1 + 0,95 \cdot L2 + 0,7 \cdot L3 + 0,82 \cdot L7 + 0,83 \cdot L8 + 0,9 \cdot L9$   
 $Z_{\max} (0,95 \cdot L1 + 0,95 \cdot L2 + 0,7 \cdot L3 + 0,82 \cdot L7 + 0,83 \cdot L8 + 0,9 \cdot L9) = 60 \text{ мм} < 24000/300 = 80 \text{ мм}$



### 6. Нахождение максимального горизонтального смещения ригеля рамы.

Максимальное горизонтальное смещение рамы от нормативной нагрузки происходит при сочетании:  $0,95 \cdot L1 + 0,95 \cdot L2 + 0,7 \cdot L3 + 0,7 \cdot L5 + 0,82 \cdot L7 + 0,83 \cdot L8 + 0,9 \cdot L9$   
 $X_{\max} (0,95 \cdot L1 + 0,95 \cdot L2 + 0,7 \cdot L3 + 0,7 \cdot L5 + 0,82 \cdot L7 + 0,83 \cdot L8 + 0,9 \cdot L9) = 37 \text{ мм} < 10500/200 = 52.5 \text{ мм}$



Учитывая, что фактические узлы в схеме только условно шарнирные (ригели закреплены к колонне с разнесом болтов, анкерные болты также разнесены), в узлах имеются защемления, уменьшающие деформативность схемы, такие перемещения считаем допустимыми.

## 7. Расчетные сочетания усилий и конструктивный расчет элементов каркаса здания.

Наиболее неблагоприятные сочетания усилий.

Колонна по оси «А»	Ригель в пролете 24,0м
$M_{\max} = 17,9 \text{ тс}\cdot\text{м}$	$M_{\max} = 88,4 \text{ тс}\cdot\text{м}$
$N_{\max} = -44,1 \text{ тс}$	$N_{\max} = -6,3 \text{ тс}$
$Q_{\max} = 7,1 \text{ тс}$	$Q_{\max} = 19,4 \text{ тс}$
Колонна по оси «Б»	Ригель у колонны по оси «Г»
$M_{\max} = 10,0 \text{ тс}\cdot\text{м}$	$M_{\max} = 58,5 \text{ тс}\cdot\text{м}$
$N_{\max} = -83,7 \text{ тс}$	$N_{\max} = -4,6 \text{ тс}$
$Q_{\max} = 3,4 \text{ тс}$	$Q_{\max} = 22,7 \text{ тс}$
Колонна по оси «В»	Главная балка перекрытия по оси «Б»
$M_{\max} = 0,5 \text{ тс}\cdot\text{м}$	$M_{\max} = 31,8 \text{ тс}\cdot\text{м}$
$N_{\max} = -58,6 \text{ тс}$	$N_{\max} = 4,5 \text{ тс}$
$Q_{\max} = 0,5 \text{ тс}$	$Q_{\max} = 17,8 \text{ тс}$
Колонна по оси «Г»	Главная балка перекрытия по оси «А»
$M_{\max} = 58,1 \text{ тс}\cdot\text{м}$	$M_{\max} = 7,9 \text{ тс}\cdot\text{м}$
$N_{\max} = -24,2 \text{ тс}$	$N_{\max} = 0,2 \text{ тс}$
$Q_{\max} = 5,6 \text{ тс}$	$Q_{\max} = 5,3 \text{ тс}$
Ригель в пролете 7,5м	Второстепенная балка перекрытия (в раме)
$M_{\max} = 37,0 \text{ тс}\cdot\text{м}$	$M_{\max} = 20,6 \text{ тс}\cdot\text{м}$
$N_{\max} = -2,8 \text{ тс}$	$N_{\max} = 0,8 \text{ тс}$
$Q_{\max} = 19,2 \text{ тс}$	$Q_{\max} = 9,0 \text{ тс}$
Ригель в пролете 16,5м	Второстепенная балка перекрытия (не в раме)
$M_{\max} = 46,5 \text{ тс}\cdot\text{м}$	$M_{\max} = 9,7 \text{ тс}\cdot\text{м}$
$N_{\max} = -3,4 \text{ тс}$	$N_{\max} = 0,2 \text{ тс}$
$Q_{\max} = 15,4 \text{ тс}$	$Q_{\max} = 5,1 \text{ тс}$
Ригель коньковый	
$M_{\max} = 106,0 \text{ тс}\cdot\text{м}$	
$N_{\max} = -1,1 \text{ тс}$	
$Q_{\max} = 24,7 \text{ тс}$	

## Расчет колонны по оси А

1

Внецентренно сжатая сплошная колонна постоянного двутаврового сечения с гофрированной стенкой, изгиб в плоскости наибольшей жесткости

Наибольшая продольная (сжимающая) сила в стержне колонны:  $N := 44.1 \cdot 10^3 \cdot \text{kgf}$

Наибольший изгибающий момент в стержне колонны:  $M_x := 17.9 \cdot 10^3 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$ ;  $M_y := 0.0 \cdot 10^3 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$

Наибольшая поперечная сила в стержне колонны:  $Q := 7.1 \cdot 10^3 \cdot \text{kgf}$

Характеристики стали: Модуль упругости  $E := 2.06 \cdot 10^5 \cdot \text{MPa}$

Расчетное сопротивление полки  $R_y := 240 \cdot \text{MPa}$

Расчетное сопротивление стенки  $R_{y,ст} := 215 \text{MPa}$

Расчетное сопротивление стенки (сдвиг)  $R_s := 0.58 \cdot R_{y,ст}$   $R_s = 124.7 \cdot \text{MPa}$

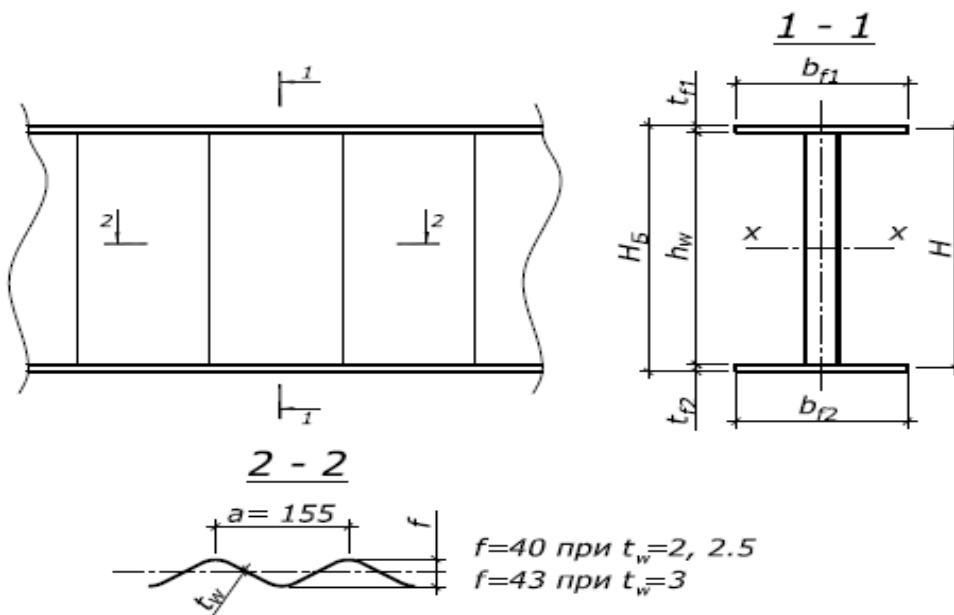
1. Геометрические характеристики сечения профиля WTA 750-220x10:

толщина стенки -  $t_w := 2 \cdot \text{mm}$

высота стенки -  $h_w := 750 \cdot \text{mm}$

ширина полки -  $b_f := 220 \cdot \text{mm}$

толщина полки -  $t_f := 10 \cdot \text{mm}$



Площадь сечения полки:  $A_f = 44 \cdot \text{cm}^2$

Масса погонного метра профиля:  $\rho_{\Pi} = 48.06 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

Момент инерции сечения:  $I_x = 63540 \cdot \text{cm}^4$   $I_y = 1775 \cdot \text{cm}^4$

Момент сопротивления сечения:  $W_x = 1650 \cdot \text{cm}^3$   $W_y = 161 \cdot \text{cm}^3$

Радиус инерции сечения:  $i_x = 38 \cdot \text{cm}$   $i_y = 6.4 \cdot \text{cm}$

Высота колонны:  $L_k := 10.0 \cdot \text{m}$

Коэффициент расчетной длины колонны в плоскости действия момента:  $\mu_x := 0.37$

Коэффициент расчетной длины колонны в плоскости, перпендикулярной плоскости



действия момента (колонна передита):  $\mu_y := 0.37$

Расчетные длины колонны:  $l_{x\text{ef}} := L_k \cdot \mu_x \quad l_{x\text{ef}} = 3.7 \text{ m}$

$l_{y\text{ef}} := L_k \cdot \mu_y \quad l_{y\text{ef}} = 3.7 \text{ m}$

Коэффициент условий работы:  $\gamma_c := 0.95$

2. Гибкость:  $\lambda_x := \frac{L_k \cdot \mu_x}{i_x} \quad \lambda_x = 9.737 < 120$

$\lambda_y := \frac{L_k \cdot \mu_y}{i_y} \quad \lambda_y = 58.26 < 120$

$\lambda_{\text{max}} := \max(\lambda_x, \lambda_y) \quad \lambda_{\text{max}} = 58.26$



3. Расчет на прочность (п.5.25) при одновременном действии продольной силы и изгибающих

моментов без учета пластики:  $\left( \frac{N}{A_f \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^{1.5} + \frac{M_x}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{W_y \cdot R_y \cdot \gamma_c} = 0.75 < 1$

Расчет на прочность по формуле Ясинского:  $\frac{1}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \left( \frac{N}{\phi(\lambda_{\text{max}}) \cdot A_f} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \right) = 0.996 < 1$

4. Расчет на устойчивость в плоскости действия изгибающего момента

Эксцентриситет:  $e := \frac{M_x}{N} \quad e = 0.406 \text{ m}$

Относительный эксцентриситет:  $m := \frac{e \cdot A_f}{W_x} \quad m = 1.082$

Условная гибкость:  $\lambda_{\text{усл}} := \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} \quad \lambda_{\text{усл}} = 0.332$

По табл. 73, коэффициент влияния формы сечения

при  $\frac{A_f}{h_w \cdot t_w} = 2.933 > 1$ ,

$\eta := \begin{cases} (1.90 - 0.1m) - 0.02(6 - m) \cdot \lambda_{\text{усл}} & \text{if } (0 \leq \lambda_{\text{усл}} \leq 5) \wedge (0 < m \leq 5) \\ 1.4 - 0.02 \cdot \lambda_{\text{усл}} & \text{if } (0 \leq \lambda_{\text{усл}} \leq 5) \wedge (5 < m \leq 20) \\ 1.3 & \text{if } \lambda_{\text{усл}} > 5 \end{cases} \quad \eta = 1.759$

Приведенный относительный эксцентриситет:  $m_{\text{ef}} := \eta \cdot m \quad m_{\text{ef}} = 1.904$

при  $m_{\text{ef}} < 20$  - требуется расчет устойчивости



По табл. 74, для  $\lambda_{\text{усл}} = 0.332$  и  $m_{\text{ef}} = 1.904$ , определяем коэффициент  $\phi_e$ ,

его значение следует принимать не выше  $\phi(\lambda_x) = 0.987$

$\phi_e := \min \left[ \phi_e \left( \left( \frac{\lambda_{\text{усл}}}{m_{\text{ef}}} \right) \right), \phi(\lambda_x) \right] \quad \phi_e = 0.572$

Расчет на устойчивость (п.5.27) в плоскости действия изгибающего момента:

$\alpha := \frac{N}{\phi_e \cdot A_f \cdot R_y \cdot \gamma_c} \quad \alpha = 0.753 < 1$

Предельная гибкость колонны  $\lambda_{\text{пред}} := 180 - 60 \max(\alpha, 0.5) \quad \lambda_{\text{пред}} = 135 > \lambda_{\text{max}} = 58.26$

5. Расчет на устойчивость (5.30) из плоскости действия

момента:

Для  $\lambda_y = 58.26$ , согласно п.5.3 коэффициент  $\phi(\lambda_y) = 0.815$

Принимаем  $M_x = 17.9 \times 10^3 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$

Относительный эксцентриситет:  $m_x := \frac{M_x \cdot A_f}{N \cdot W}$   $m_x = 1.082$

Определение коэффициента  $\phi_b$ :

Для сварных двутавров:

расчетная длина, согласно требованиям п.5.15:  $l_{yef} = 3.7 \text{ m}$

толщина стенки -  $t_w = 2 \cdot \text{mm}$

ширина пояса -  $b_f = 220 \cdot \text{mm}$ , толщина пояса -  $t_f = 10 \cdot \text{mm}$

расстояние между осями поясов -  $h := h_w + t_f = 760 \cdot \text{mm}$   $a := 0.5 \cdot h = 380.0 \cdot \text{mm}$

коэффициент  $\alpha' := 8 \cdot \left( \frac{l_{yef} \cdot t_f}{h \cdot b_f} \right)^2 \cdot \left( 1 + \frac{a \cdot t_w^3}{b_f \cdot t_f^3} \right)$   $\alpha' = 0.397$

По табл. 77 приложения 7, для двух и более закреплений делящих пролет на равные части при любом виде нагрузки и любом нагруженном поясе

коэффициент  $\psi := \begin{cases} 2.25 + 0.07 \cdot \alpha' & \text{if } 0.1 \leq \alpha' \leq 40 \\ 3.6 + 0.04 \cdot \alpha' - 3.5 \cdot 10^{-5} \cdot \alpha'^2 & \text{if } 40 < \alpha' \leq 400 \end{cases}$   $\psi = 2.278$

коэффициент  $\phi_1 := \psi \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \left( \frac{h}{l_{yef}} \right)^2 \cdot \frac{E}{R_y}$   $\phi_1 = 2.304$

коэффициент  $\phi_b := \begin{cases} \phi_1 & \text{if } \phi_1 \leq 0.85 \\ \min(0.68 + 0.21 \cdot \phi_1, 1) & \text{if } \phi_1 > 0.85 \end{cases}$   $\phi_b = 1$

Определение коэффициента  $c$ :

$\lambda_y = 58.26$   $\lambda_c := 3.14 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$   $\lambda_c = 91.994$

Коэффициент  $\beta := \begin{cases} 1 & \text{if } \lambda_y \leq \lambda_c \\ \sqrt{\frac{\phi(\lambda_c)}{\phi(\lambda_y)}} & \text{if } \lambda_y > \lambda_c \end{cases}$   $\beta = 1$

Коэффициент  $c_5 := \frac{\beta}{1 + 5 \cdot (0.65 + 0.05 \cdot \beta)}$   $c_5 = 0.182$

Коэффициент  $c_{10} := \frac{1}{1 + 10 \cdot \frac{\phi(\lambda_y)}{\phi_b}}$   $c_{10} = 0.109$

$m_x = 1.082$

Коэффициент  $c := \begin{cases} \text{if } m_x \leq 5 & c = 0.568 \\ \begin{cases} \alpha = \begin{cases} 0.7 & \text{if } m_x \leq 1 \\ 0.65 + 0.05 \cdot m_x & \text{if } 1 < m_x \leq 5 \end{cases} \\ \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_x} \end{cases} & \\ c_5 \cdot (2 - 0.2 \cdot m_x) + c_{10} \cdot (0.2 \cdot m_x - 1) & \text{if } 5 < m_x < 10 \\ \frac{1}{1 + m_x \cdot \frac{\phi(\lambda_y)}{\phi_b}} & \text{if } m_x \geq 10 \end{cases}$

Проверка устойчивости из плоскости действия момента  $\frac{1}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \frac{N}{c \cdot \phi(\lambda_y) \cdot A_f} = 0.932 < 1$

6. Расчет на поперечную силу:

$$K_T := 1$$

Предельно допустимая поперечная сила (по данным каталога Zeman):  $V_{RK} := K_T \cdot R_s \cdot t_w \cdot h_w$

$$V_{RK} = 187 \cdot \text{kN} \quad \frac{Q}{\gamma_c \cdot V_{RK}} = 0.392 < 1$$

Литература:

1. СНиП II-23-81\* Стальные конструкции. Нормы проектирования
2. ТУ Ч В.2.6-28.1-30653953-007:2007 Балки двутавровые гофрированные облегченные. Рекомендации по проектированию.
3. Техническая документация "Sin profile z falistym srodnikiem" фирмы "Zeman & Co Gesellschaft mbH.", 2004

## Расчет колонны по оси Б

1

Внецентренно сжатая сплошная колонна постоянного двутаврового сечения с гофрированной стенкой, изгиб в плоскости наибольшей жесткости

Наибольшая продольная (сжимающая) сила в стержне колонны:  $N := 83.7 \cdot 10^3 \cdot \text{kgf}$

Наибольший изгибающий момент в стержне колонны:  $M_x := 10.0 \cdot 10^3 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$ ;  $M_y := 0.5 \cdot 10^3 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$

Наибольшая поперечная сила в стержне колонны:  $Q := 3.4 \cdot 10^3 \cdot \text{kgf}$

Характеристики стали: Модуль упругости  $E := 2.06 \cdot 10^5 \cdot \text{MPa}$

Расчетное сопротивление полки  $R_y := 240 \cdot \text{MPa}$

Расчетное сопротивление стенки  $R_{y,ст} := 215 \cdot \text{MPa}$

Расчетное сопротивление стенки (сдвиг)  $R_s := 0.58 \cdot R_{y,ст}$   $R_s = 124.7 \cdot \text{MPa}$

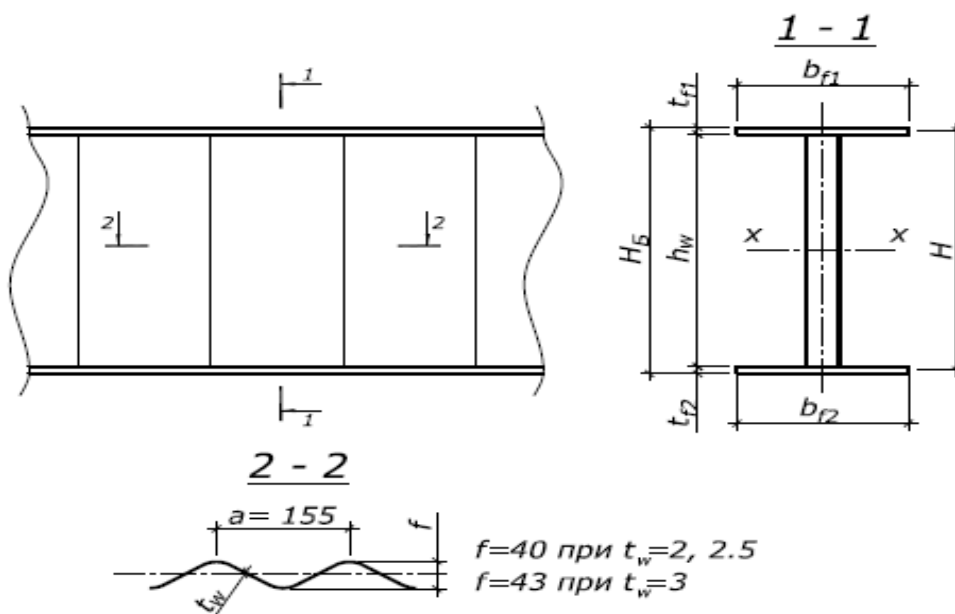
1. Геометрические характеристики сечения профиля WTA 500-300x12:

толщина стенки -  $t_w := 2 \cdot \text{mm}$

высота стенки -  $h_w := 500 \cdot \text{mm}$

ширина полки -  $b_f := 300 \cdot \text{mm}$

толщина полки -  $t_f := 12 \cdot \text{mm}$



Площадь сечения полок:  $A_f = 72 \cdot \text{cm}^2$

Масса погонного метра профиля:  $\rho_{\Pi} = 65.53 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

Момент инерции сечения:  $I_x = 47195 \cdot \text{cm}^4$   $I_y = 5400 \cdot \text{cm}^4$

Момент сопротивления сечения:  $W_x = 1801 \cdot \text{cm}^3$   $W_y = 360 \cdot \text{cm}^3$

Радиус инерции сечения:  $i_x = 25.6 \cdot \text{cm}$   $i_y = 8.7 \cdot \text{cm}$

Высота колонны:  $L_k := 11.2 \cdot \text{m}$

Коэффициент расчетной длины колонны в плоскости действия момента:  $\mu_x := 0.35$

Коэффициент расчетной длины колонны в плоскости, перпендикулярной плоскости

действия момента (колонна передита):  $\mu_y := 0.35$

Расчетные длины колонны:  $l_{x\text{ef}} := L_k \cdot \mu_x$   $l_{x\text{ef}} = 3.92 \text{ m}$

$l_{y\text{ef}} := L_k \cdot \mu_y$   $l_{y\text{ef}} = 3.92 \text{ m}$

Коэффициент условий работы:  $\gamma_c := 0.95$

2. Гибкость:  $\lambda_x := \frac{L_k \cdot \mu_x}{i_x}$   $\lambda_x = 15.311 < 120$

$\lambda_y := \frac{L_k \cdot \mu_y}{i_y}$   $\lambda_y = 45.264 < 120$

$\lambda_{\text{max}} := \max(\lambda_x, \lambda_y)$   $\lambda_{\text{max}} = 45.264$



3. Расчет на прочность (п.5.25) при одновременном действии продольной силы и изгибающих

моментов без учета пластики:  $\left( \frac{N}{A_f \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^{1.5} + \frac{M_x}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{W_y \cdot R_y \cdot \gamma_c} = 0.652 < 1$

Расчет на прочность по формуле Ясинского:  $\frac{1}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \left( \frac{N}{\phi(\lambda_{\text{max}}) \cdot A_f} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \right) = 0.871 < 1$

4. Расчет на устойчивость в плоскости действия изгибающего момента

Эксцентриситет:  $e := \frac{M_x}{N}$   $e = 0.119 \text{ m}$

Относительный эксцентриситет:  $m := \frac{e \cdot A_f}{W_x}$   $m = 0.478$

Условная гибкость:  $\lambda_{\text{усл}} := \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$   $\lambda_{\text{усл}} = 0.523$

По табл. 73, коэффициент влияния формы сечения

при  $\frac{A_f}{h_w \cdot t_w} = 7.2 > 1$ ,

$\eta := \begin{cases} (1.90 - 0.1m) - 0.02(6 - m) \cdot \lambda_{\text{усл}} & \text{if } (0 \leq \lambda_{\text{усл}} \leq 5) \wedge (0 < m \leq 5) \\ 1.4 - 0.02 \cdot \lambda_{\text{усл}} & \text{if } (0 \leq \lambda_{\text{усл}} \leq 5) \wedge (5 < m \leq 20) \\ 1.3 & \text{if } \lambda_{\text{усл}} > 5 \end{cases}$   $\eta = 1.795$

Приведенный относительный эксцентриситет:  $m_{\text{ef}} := \eta \cdot m$   $m_{\text{ef}} = 0.857$

при  $m_{\text{ef}} < 20$  - требуется расчет устойчивости



По табл. 74, для  $\lambda_{\text{усл}} = 0.523$  и  $m_{\text{ef}} = 0.857$ , определяем коэффициент  $\phi_e$ ,

его значение следует принимать не выше  $\phi(\lambda_x) = 0.975$

$\phi_e := \min \left[ \phi_e \left( \left( \frac{\lambda_{\text{усл}}}{m_{\text{ef}}} \right) \right), \phi(\lambda_x) \right]$   $\phi_e = 0.752$

Расчет на устойчивость (п.5.27) в плоскости действия изгибающего момента:

$\alpha := \frac{N}{\phi_e \cdot A_f \cdot R_y \cdot \gamma_c}$   $\alpha = 0.665 < 1$

Предельная гибкость колонны  $\lambda_{\text{пред}} := 180 - 60 \max(\alpha, 0.5)$   $\lambda_{\text{пред}} = 140 > \lambda_{\text{max}} = 45.264$

5. Расчет на устойчивость (5.30) из плоскости действия

момента:

Для  $\lambda_y = 45.264$ , согласно п.5.3 коэффициент  $\phi(\lambda_y) = 0.873$

Принимаем  $M_x = 10 \times 10^3 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$

Относительный эксцентриситет:  $m_x := \frac{M_x \cdot A_f}{N \cdot W}$   $m_x = 0.478$

Определение коэффициента  $\phi_b$ :

Для сварных двутавров:

расчетная длина, согласно требованиям п.5.15:  $l_{yef} = 3.92 \text{ m}$

толщина стенки -  $t_w = 2 \cdot \text{mm}$

ширина пояса -  $b_f = 300 \cdot \text{mm}$ , толщина пояса -  $t_f = 12 \cdot \text{mm}$

расстояние между осями поясов -  $h := h_w + t_f = 512 \cdot \text{mm}$   $a := 0.5 \cdot h = 256.0 \cdot \text{mm}$

коэффициент  $\alpha' := 8 \cdot \left( \frac{l_{yef} \cdot t_f}{h \cdot b_f} \right)^2 \cdot \left( 1 + \frac{a \cdot t_w^3}{b_f \cdot t_f^3} \right)$   $\alpha' = 0.753$

По табл. 77 приложения 7, для двух и более закреплений делящих пролет на равные части при любом виде нагрузки и любом нагруженном поясе

коэффициент  $\psi := \begin{cases} 2.25 + 0.07 \cdot \alpha' & \text{if } 0.1 \leq \alpha' \leq 40 \\ 3.6 + 0.04 \cdot \alpha' - 3.5 \cdot 10^{-5} \cdot \alpha'^2 & \text{if } 40 < \alpha' \leq 400 \end{cases}$   $\psi = 2.303$

коэффициент  $\phi_1 := \psi \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \left( \frac{h}{l_{yef}} \right)^2 \cdot \frac{E}{R_y}$   $\phi_1 = 3.858$

коэффициент  $\phi_b := \begin{cases} \phi_1 & \text{if } \phi_1 \leq 0.85 \\ \min(0.68 + 0.21 \cdot \phi_1, 1) & \text{if } \phi_1 > 0.85 \end{cases}$   $\phi_b = 1$

Определение коэффициента  $c$ :

$\lambda_y = 45.264$   $\lambda_c := 3.14 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$   $\lambda_c = 91.994$

Коэффициент  $\beta := \begin{cases} 1 & \text{if } \lambda_y \leq \lambda_c \\ \sqrt{\frac{\phi(\lambda_c)}{\phi(\lambda_y)}} & \text{if } \lambda_y > \lambda_c \end{cases}$   $\beta = 1$

Коэффициент  $c_5 := \frac{\beta}{1 + 5 \cdot (0.65 + 0.05 \cdot \beta)}$   $c_5 = 0.182$

Коэффициент  $c_{10} := \frac{1}{1 + 10 \cdot \frac{\phi(\lambda_y)}{\phi_b}}$   $c_{10} = 0.103$

$m_x = 0.478$

Коэффициент  $c := \begin{cases} \text{if } m_x \leq 5 & c = 0.749 \\ \left| \begin{array}{l} \alpha = \begin{cases} 0.7 & \text{if } m_x \leq 1 \\ 0.65 + 0.05 \cdot m_x & \text{if } 1 < m_x \leq 5 \end{cases} \\ \beta \\ \hline 1 + \alpha \cdot m_x \end{array} \right. \\ c_5 \cdot (2 - 0.2 \cdot m_x) + c_{10} \cdot (0.2 \cdot m_x - 1) & \text{if } 5 < m_x < 10 \\ \frac{1}{1 + m_x \cdot \frac{\phi(\lambda_y)}{\phi_b}} & \text{if } m_x \geq 10 \end{cases}$

Проверка устойчивости из плоскости действия момента  $\frac{1}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \frac{N}{c \cdot \phi(\lambda_y) \cdot A_f} = 0.764 < 1$

6. Расчет на поперечную силу:

$$K_T := 1$$

Предельно допустимая поперечная сила (по данным каталога Zeman):  $V_{RK} := K_T \cdot R_s \cdot t_w \cdot h_w$

$$V_{RK} = 124.7 \cdot \text{kN} \quad \frac{Q}{\gamma_c \cdot V_{RK}} = 0.281 < 1$$

Литература:

1. СНиП II-23-81\* Стальные конструкции. Нормы проектирования
2. ТУ Ч В.2.6-28.1-30653953-007:2007 Балки двутавровые гофрированные облегченные. Рекомендации по проектированию.
3. Техническая документация "Sin profile z falistym srodnikiem" фирмы "Zeman & Co Gesellschaft mbH.", 2004

## Расчет колонны по оси В

1

Внецентренно сжатая сплошная колонна постоянного двутаврового сечения с гофрированной стенкой, изгиб в плоскости наибольшей жесткости

Наибольшая продольная (сжимающая) сила в стержне колонны:  $N := 58.7 \cdot 10^3 \cdot \text{kgf}$

Наибольший изгибающий момент в стержне колонны:  $M_x := 0.5 \cdot 10^3 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$ ;  $M_y := 0 \cdot 10^3 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$

Наибольшая поперечная сила в стержне колонны:  $Q := 0.5 \cdot 10^3 \cdot \text{kgf}$

Характеристики стали: Модуль упругости  $E := 2.06 \cdot 10^5 \cdot \text{MPa}$

Расчетное сопротивление полки  $R_y := 240 \cdot \text{MPa}$

Расчетное сопротивление стенки  $R_{y,ст} := 215 \cdot \text{MPa}$

Расчетное сопротивление стенки (сдвиг)  $R_s := 0.58 \cdot R_{y,ст}$   $R_s = 124.7 \cdot \text{MPa}$

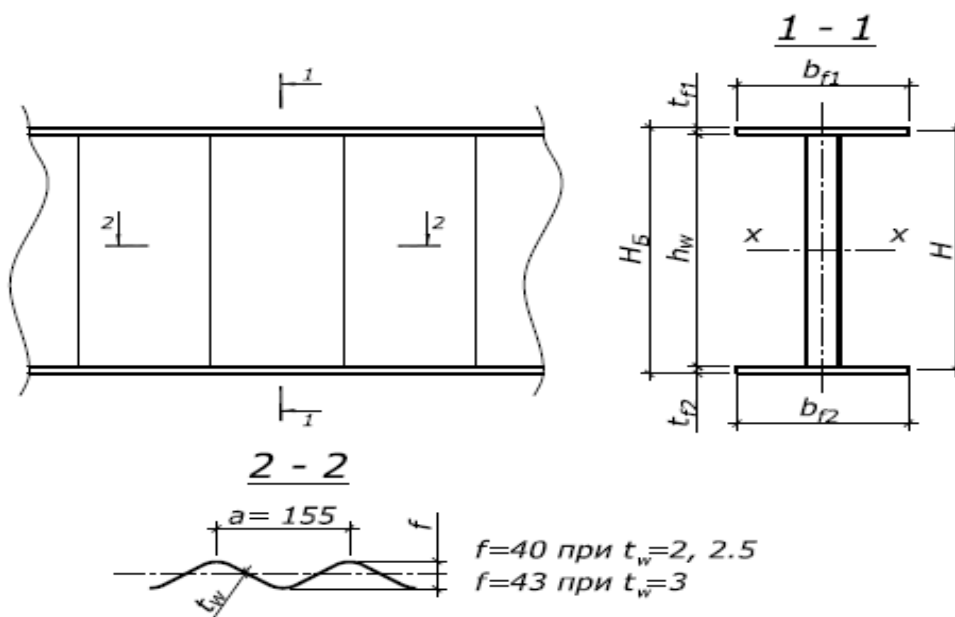
1. Геометрические характеристики сечения профиля WTA 500-400x16:

толщина стенки -  $t_w := 2 \cdot \text{mm}$

высота стенки -  $h_w := 500 \cdot \text{mm}$

ширина полки -  $b_f := 400 \cdot \text{mm}$

толщина полки -  $t_f := 16 \cdot \text{mm}$



Площадь сечения полки:  $A_f = 128 \cdot \text{cm}^2$

Масса погонного метра профиля:  $\rho_{\Pi} = 109.49 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

Момент инерции сечения:  $I_x = 85229 \cdot \text{cm}^4$   $I_y = 17067 \cdot \text{cm}^4$

Момент сопротивления сечения:  $W_x = 3204 \cdot \text{cm}^3$   $W_y = 853 \cdot \text{cm}^3$

Радиус инерции сечения:  $i_x = 25.8 \cdot \text{cm}$   $i_y = 11.5 \cdot \text{cm}$

Высота колонны:  $L_k := 13.8 \cdot \text{m}$

Коэффициент расчетной длины колонны в плоскости действия момента:  $\mu_x := 1.0$

Коэффициент расчетной длины колонны в плоскости, перпендикулярной плоскости



действия момента (колонна передита):  $\mu_y := 1.0$

Расчетные длины колонны:  $l_{x\text{ef}} := L_k \cdot \mu_x$   $l_{x\text{ef}} = 13.8 \text{ m}$

$l_{y\text{ef}} := L_k \cdot \mu_y$   $l_{y\text{ef}} = 13.8 \text{ m}$

Коэффициент условий работы:  $\gamma_c := 0.95$

2. Гибкость:  $\lambda_x := \frac{L_k \cdot \mu_x}{i_x}$   $\lambda_x = 53.48 < 120$

$\lambda_y := \frac{L_k \cdot \mu_y}{i_y}$   $\lambda_y = 119.512 < 120$

$\lambda_{\text{max}} := \max(\lambda_x, \lambda_y)$   $\lambda_{\text{max}} = 119.512$



3. Расчет на прочность (п.5.25) при одновременном действии продольной силы и изгибающих

моментов без учета пластики:  $\left( \frac{N}{A_f \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^{1.5} + \frac{M_x}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{W_y \cdot R_y \cdot \gamma_c} = 0.094 < 1$

Расчет на прочность по формуле Ясинского:  $\frac{1}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \left( \frac{N}{\phi(\lambda_{\text{max}}) \cdot A_f} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \right) = 0.474 < 1$

4. Расчет на устойчивость в плоскости действия изгибающего момента

Эксцентриситет:  $e := \frac{M_x}{N}$   $e = 8.518 \times 10^{-3} \text{ m}$

Относительный эксцентриситет:  $m := \frac{e \cdot A_f}{W_x}$   $m = 0.034$

Условная гибкость:  $\lambda_{\text{усл}} := \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$   $\lambda_{\text{усл}} = 1.825$

По табл. 73, коэффициент влияния формы сечения

при  $\frac{A_f}{h_w \cdot t_w} = 12.8 > 1$ ,

$\eta := \begin{cases} (1.90 - 0.1m) - 0.02(6 - m) \cdot \lambda_{\text{усл}} & \text{if } (0 \leq \lambda_{\text{усл}} \leq 5) \wedge (0 < m \leq 5) \\ 1.4 - 0.02 \cdot \lambda_{\text{усл}} & \text{if } (0 \leq \lambda_{\text{усл}} \leq 5) \wedge (5 < m \leq 20) \\ 1.3 & \text{if } \lambda_{\text{усл}} > 5 \end{cases}$   $\eta = 1.679$

Приведенный относительный эксцентриситет:  $m_{\text{ef}} := \eta \cdot m$   $m_{\text{ef}} = 0.057$

при  $m_{\text{ef}} < 20$  - требуется расчет устойчивости



По табл. 74, для  $\lambda_{\text{усл}} = 1.825$  и  $m_{\text{ef}} = 0.057$ , определяем коэффициент  $\phi_e$ ,

его значение следует принимать не выше  $\phi(\lambda_x) = 0.837$

$\phi_e := \min \left[ \phi_e \left( \left( \frac{\lambda_{\text{усл}}}{m_{\text{ef}}} \right) \right), \phi(\lambda_x) \right]$   $\phi_e = 0.837$

Расчет на устойчивость (п.5.27) в плоскости действия изгибающего момента:

$\alpha := \frac{N}{\phi_e \cdot A_f \cdot R_y \cdot \gamma_c}$   $\alpha = 0.236 < 1$

Предельная гибкость колонны  $\lambda_{\text{пред}} := 180 - 60 \max(\alpha, 0.5)$   $\lambda_{\text{пред}} = 150 > \lambda_{\text{max}} = 119.512$

5. Расчет на устойчивость (5.30) из плоскости действия

момента:

Для  $\lambda_y = 119.512$ , согласно п.5.3 коэффициент  $\phi(\lambda_y) = 0.422$

Принимаем  $M_x = 500 \times 10^0 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$

Относительный эксцентриситет:  $m_x := \frac{M_x \cdot A_f}{N \cdot W}$   $m_x = 0.034$

Определение коэффициента  $\phi_b$ :

Для сварных двутавров:

расчетная длина, согласно требованиям п.5.15:  $l_{yef} = 13.8 \text{ m}$

толщина стенки -  $t_w = 2 \cdot \text{mm}$

ширина пояса -  $b_f = 400 \cdot \text{mm}$ , толщина пояса -  $t_f = 16 \cdot \text{mm}$

расстояние между осями поясов -  $h := h_w + t_f = 516 \cdot \text{mm}$   $a := 0.5 \cdot h = 258.0 \cdot \text{mm}$

коэффициент  $\alpha' := 8 \cdot \left( \frac{l_{yef} \cdot t_f}{h \cdot b_f} \right)^2 \cdot \left( 1 + \frac{a \cdot t_w^3}{b_f \cdot t_f^3} \right)$   $\alpha' = 9.167$

По табл. 77 приложения 7, для двух и более закреплений делящих пролет на равные части при любом виде нагрузки и любом нагруженном поясе

коэффициент  $\psi := \begin{cases} 2.25 + 0.07 \cdot \alpha' & \text{if } 0.1 \leq \alpha' \leq 40 \\ 3.6 + 0.04 \cdot \alpha' - 3.5 \cdot 10^{-5} \cdot \alpha'^2 & \text{if } 40 < \alpha' \leq 400 \end{cases}$   $\psi = 2.892$

коэффициент  $\phi_1 := \psi \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \left( \frac{h}{l_{yef}} \right)^2 \cdot \frac{E}{R_y}$   $\phi_1 = 0.695$

коэффициент  $\phi_b := \begin{cases} \phi_1 & \text{if } \phi_1 \leq 0.85 \\ \min(0.68 + 0.21 \cdot \phi_1, 1) & \text{if } \phi_1 > 0.85 \end{cases}$   $\phi_b = 0.695$

Определение коэффициента  $c$ :

$\lambda_y = 119.512$   $\lambda_c := 3.14 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$   $\lambda_c = 91.994$

Коэффициент  $\beta := \begin{cases} 1 & \text{if } \lambda_y \leq \lambda_c \\ \sqrt{\frac{\phi(\lambda_c)}{\phi(\lambda_y)}} & \text{if } \lambda_y > \lambda_c \end{cases}$   $\beta = 1.191$

Коэффициент  $c_5 := \frac{\beta}{1 + 5 \cdot (0.65 + 0.05 \cdot \beta)}$   $c_5 = 0.217$

Коэффициент  $c_{10} := \frac{1}{1 + 10 \cdot \frac{\phi(\lambda_y)}{\phi_b}}$   $c_{10} = 0.141$

$m_x = 0.034$

Коэффициент  $c := \begin{cases} \text{if } m_x \leq 5 & c = 1.163 \\ \left| \begin{array}{l} \alpha = \begin{cases} 0.7 & \text{if } m_x \leq 1 \\ 0.65 + 0.05 \cdot m_x & \text{if } 1 < m_x \leq 5 \end{cases} \\ \beta \\ \hline 1 + \alpha \cdot m_x \end{array} \right. \\ c_5 \cdot (2 - 0.2 \cdot m_x) + c_{10} \cdot (0.2 \cdot m_x - 1) & \text{if } 5 < m_x < 10 \\ \frac{1}{1 + m_x \cdot \frac{\phi(\lambda_y)}{\phi_b}} & \text{if } m_x \geq 10 \end{cases}$

Проверка устойчивости из плоскости действия момента  $\frac{1}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \frac{N}{c \cdot \phi(\lambda_y) \cdot A_f} = 0.401 < 1$

6. Расчет на поперечную силу:

$$K_T := 1$$

Предельно допустимая поперечная сила (по данным каталога Zeman):  $V_{RK} := K_T \cdot R_s \cdot t_w \cdot h_w$

$$V_{RK} = 124.7 \cdot \text{kN} \quad \frac{Q}{\gamma_c \cdot V_{RK}} = 0.041 < 1$$

Литература:

1. СНиП II-23-81\* Стальные конструкции. Нормы проектирования
2. ТУ Ч В.2.6-28.1-30653953-007:2007 Балки двутавровые гофрированные облегченные. Рекомендации по проектированию.
3. Техническая документация "Sin profile z falistym srodnikiem" фирмы "Zeman & Co Gesellschaft mbH.", 2004

## Расчет колонны по оси Г

1

Внецентренно сжатая сплошная колонна постоянного двутаврового сечения с гофрированной стенкой, изгиб в плоскости наибольшей жесткости

Наибольшая продольная (сжимающая) сила в стержне колонны:  $N := 24.2 \cdot 10^3 \cdot \text{kgf}$

Наибольший изгибающий момент в стержне колонны:  $M_x := 58.1 \cdot 10^3 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$ ;  $M_y := 0 \cdot 10^3 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$

Наибольшая поперечная сила в стержне колонны:  $Q := 5.6 \cdot 10^3 \cdot \text{kgf}$

Характеристики стали: Модуль упругости  $E := 2.06 \cdot 10^5 \cdot \text{MPa}$

Расчетное сопротивление полки  $R_y := 240 \cdot \text{MPa}$

Расчетное сопротивление стенки  $R_{y,ст} := 215 \cdot \text{MPa}$

Расчетное сопротивление стенки (сдвиг)  $R_s := 0.58 \cdot R_{y,ст}$   $R_s = 124.7 \cdot \text{MPa}$

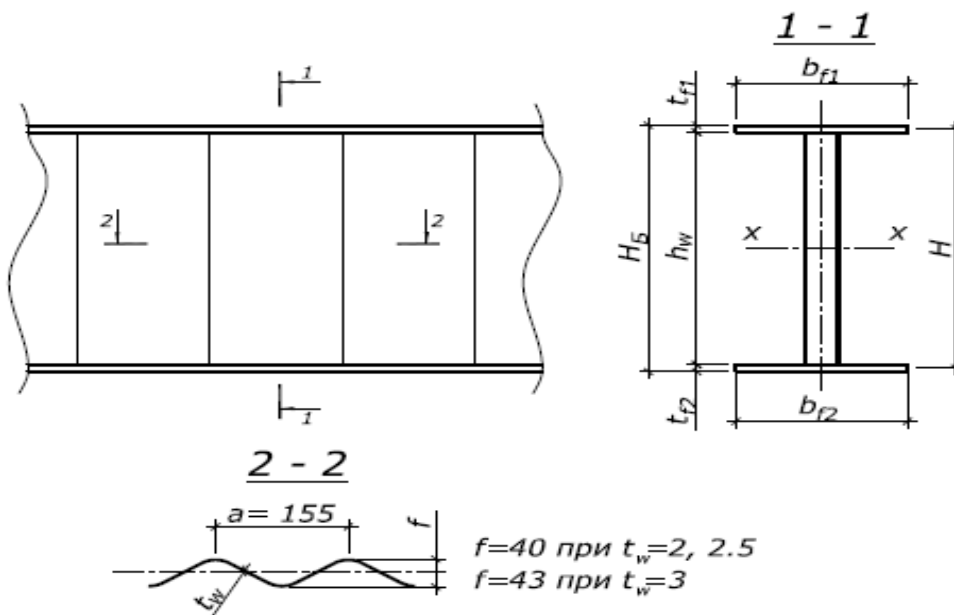
1. Геометрические характеристики сечения профиля WTA 750-300x16:

толщина стенки -  $t_w := 2 \cdot \text{mm}$

высота стенки -  $h_w := 750 \cdot \text{mm}$

ширина полки -  $b_f := 300 \cdot \text{mm}$

толщина полки -  $t_f := 16 \cdot \text{mm}$



Площадь сечения полок:  $A_f = 96 \cdot \text{cm}^2$

Масса погонного метра профиля:  $\rho_{\Pi} = 88.88 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

Момент инерции сечения:  $I_x = 140842 \cdot \text{cm}^4$   $I_y = 7200 \cdot \text{cm}^4$

Момент сопротивления сечения:  $W_x = 3602 \cdot \text{cm}^3$   $W_y = 480 \cdot \text{cm}^3$

Радиус инерции сечения:  $i_x = 38.3 \cdot \text{cm}$   $i_y = 8.7 \cdot \text{cm}$

Высота колонны:  $L_k := 10.0 \cdot \text{m}$

Коэффициент расчетной длины колонны в плоскости действия момента:  $\mu_x := 2.0$

Коэффициент расчетной длины колонны в плоскости, перпендикулярной плоскости

действия момента (колонна передита):  $\mu_y := 0.5$

Расчетные длины колонны:  $l_{x\text{ef}} := L_k \cdot \mu_x$   $l_{x\text{ef}} = 20 \text{ m}$

$l_{y\text{ef}} := L_k \cdot \mu_y$   $l_{y\text{ef}} = 5 \text{ m}$

Коэффициент условий работы:  $\gamma_c := 0.95$

2. Гибкость:  $\lambda_x := \frac{L_k \cdot \mu_x}{i_x}$   $\lambda_x = 52.216 < 120$

$\lambda_y := \frac{L_k \cdot \mu_y}{i_y}$   $\lambda_y = 57.735 < 120$

$\lambda_{\text{max}} := \max(\lambda_x, \lambda_y)$   $\lambda_{\text{max}} = 57.735$

3. Расчет на прочность (п.5.25) при одновременном действии продольной силы и изгибающих

моментов без учета пластики:  $\left( \frac{N}{A_f \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^{1.5} + \frac{M_x}{W_x \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{W_y \cdot R_y \cdot \gamma_c} = 0.729 < 1$

Расчет на прочность по формуле Ясинского:  $\frac{1}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \left( \frac{N}{\phi(\lambda_{\text{max}}) \cdot A_f} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \right) = 0.826 < 1$

4. Расчет на устойчивость в плоскости действия изгибающего момента

Эксцентриситет:  $e := \frac{M_x}{N}$   $e = 2.401 \text{ m}$

Относительный эксцентриситет:  $m := \frac{e \cdot A_f}{W_x}$   $m = 6.398$

Условная гибкость:  $\lambda_{\text{усл}} := \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$   $\lambda_{\text{усл}} = 1.782$

По табл. 73, коэффициент влияния формы сечения

при  $\frac{A_f}{h_w \cdot t_w} = 6.4 > 1$ ,

$\eta := \begin{cases} (1.90 - 0.1m) - 0.02(6 - m) \cdot \lambda_{\text{усл}} & \text{if } (0 \leq \lambda_{\text{усл}} \leq 5) \wedge (0 < m \leq 5) \\ 1.4 - 0.02 \cdot \lambda_{\text{усл}} & \text{if } (0 \leq \lambda_{\text{усл}} \leq 5) \wedge (5 < m \leq 20) \\ 1.3 & \text{if } \lambda_{\text{усл}} > 5 \end{cases}$   $\eta = 1.364$

Приведенный относительный эксцентриситет:  $m_{\text{ef}} := \eta \cdot m$   $m_{\text{ef}} = 8.73$

при  $m_{\text{ef}} < 20$  - требуется расчет устойчивости

По табл. 74, для  $\lambda_{\text{усл}} = 1.782$  и  $m_{\text{ef}} = 8.73$ , определяем коэффициент  $\phi_e$ ,

его значение следует принимать не выше  $\phi(\lambda_x) = 0.843$

$\phi_e := \min \left[ \phi_e \left( \left( \frac{\lambda_{\text{усл}}}{m_{\text{ef}}} \right) \right), \phi(\lambda_x) \right]$   $\phi_e = 0.146$

Расчет на устойчивость (п.5.27) в плоскости действия изгибающего момента:

$\alpha := \frac{N}{\phi_e \cdot A_f \cdot R_y \cdot \gamma_c}$   $\alpha = 0.742 < 1$

Предельная гибкость колонны  $\lambda_{\text{пред}} := 180 - 60 \max(\alpha, 0.5)$   $\lambda_{\text{пред}} = 135 > \lambda_{\text{max}} = 57.735$

5. Расчет на устойчивость (5.30) из плоскости действия

момента:

Для  $\lambda_y = 57.735$ , согласно п.5.3 коэффициент  $\phi(\lambda_y) = 0.817$

Принимаем  $M_x = 58.1 \times 10^3 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$

Относительный эксцентриситет:  $m_x := \frac{M_x \cdot A_f}{N \cdot W}$   $m_x = 6.398$

Определение коэффициента  $\phi_b$ :

Для сварных двутавров:

расчетная длина, согласно требованиям п.5.15:  $l_{yef} = 5 \text{ m}$

толщина стенки -  $t_w = 2 \cdot \text{mm}$

ширина пояса -  $b_f = 300 \cdot \text{mm}$ , толщина пояса -  $t_f = 16 \cdot \text{mm}$

расстояние между осями поясов -  $h := h_w + t_f = 766 \cdot \text{mm}$   $a := 0.5 \cdot h = 383.0 \cdot \text{mm}$

коэффициент  $\alpha' := 8 \cdot \left( \frac{l_{yef} \cdot t_f}{h \cdot b_f} \right)^2 \cdot \left( 1 + \frac{a \cdot t_w^3}{b_f \cdot t_f^3} \right)$   $\alpha' = 0.972$

По табл. 77 приложения 7, для двух и более закреплений делящих пролет на равные части при любом виде нагрузки и любом нагруженном поясе

коэффициент  $\psi := \begin{cases} 2.25 + 0.07 \cdot \alpha' & \text{if } 0.1 \leq \alpha' \leq 40 \\ 3.6 + 0.04 \cdot \alpha' - 3.5 \cdot 10^{-5} \cdot \alpha'^2 & \text{if } 40 < \alpha' \leq 400 \end{cases}$   $\psi = 2.318$

коэффициент  $\phi_1 := \psi \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \left( \frac{h}{l_{yef}} \right)^2 \cdot \frac{E}{R_y}$   $\phi_1 = 2.387$

коэффициент  $\phi_b := \begin{cases} \phi_1 & \text{if } \phi_1 \leq 0.85 \\ \min(0.68 + 0.21 \cdot \phi_1, 1) & \text{if } \phi_1 > 0.85 \end{cases}$   $\phi_b = 1$

Определение коэффициента  $c$ :

$\lambda_y = 57.735$   $\lambda_c := 3.14 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$   $\lambda_c = 91.994$

Коэффициент  $\beta := \begin{cases} 1 & \text{if } \lambda_y \leq \lambda_c \\ \sqrt{\frac{\phi(\lambda_c)}{\phi(\lambda_y)}} & \text{if } \lambda_y > \lambda_c \end{cases}$   $\beta = 1$

Коэффициент  $c_5 := \frac{\beta}{1 + 5 \cdot (0.65 + 0.05 \cdot \beta)}$   $c_5 = 0.182$

Коэффициент  $c_{10} := \frac{1}{1 + 10 \cdot \frac{\phi(\lambda_y)}{\phi_b}}$   $c_{10} = 0.109$

$m_x = 6.398$

Коэффициент  $c := \begin{cases} \text{if } m_x \leq 5 & c = 0.161 \\ \begin{cases} \alpha = \begin{cases} 0.7 & \text{if } m_x \leq 1 \\ 0.65 + 0.05 \cdot m_x & \text{if } 1 < m_x \leq 5 \end{cases} \\ \beta \\ \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_x} \end{cases} & \\ c_5 \cdot (2 - 0.2 \cdot m_x) + c_{10} \cdot (0.2 \cdot m_x - 1) & \text{if } 5 < m_x < 10 \\ \frac{1}{1 + m_x \cdot \frac{\phi(\lambda_y)}{\phi_b}} & \text{if } m_x \geq 10 \end{cases}$

Проверка устойчивости из плоскости действия момента  $\frac{1}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \frac{N}{c \cdot \phi(\lambda_y) \cdot A_f} = 0.822 < 1$

6. Расчет на поперечную силу:

$$K_T := 1$$

Предельно допустимая поперечная сила (по данным каталога Zeman):  $V_{RK} := K_T \cdot R_s \cdot t_w \cdot h_w$

$$V_{RK} = 187 \cdot \text{kN} \quad \frac{Q}{\gamma_c \cdot V_{RK}} = 0.309 < 1$$

Литература:

1. СНиП II-23-81\* Стальные конструкции. Нормы проектирования
2. ТУ Ч В.2.6-28.1-30653953-007:2007 Балки двутавровые гофрированные облегченные. Рекомендации по проектированию.
3. Техническая документация "Sin profile z falistym srodnikiem" фирмы "Zeman & Co Gesellschaft mbH.", 2004

### Расчет ригеля в коньке

Изгибаемый ригель постоянного двутаврового сечения с гофрированной стенкой, изгиб в плоскости наибольшей жесткости

Наибольший изгибающий момент в стержне ригеля:  $M := 106.0 \cdot 10^3 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$

Наибольшая продольная (сжимающая) сила в стержне ригеля:  $N := 1.1 \cdot 10^3 \cdot \text{kgf}$

Наибольшая поперечная сила в стержне ригеля:  $Q := 24.7 \cdot 10^3 \cdot \text{kgf}$

Характеристики стали: Модуль упругости  $E := 2.06 \cdot 10^5 \cdot \text{MPa}$

Расчетное сопротивление полки  $R_Y := 340 \cdot \text{MPa}$

Расчетное сопротивление стенки  $R_{Y,CT} := 215 \text{MPa}$

Расчетное сопротивление стенки (сдвиг)  $R_S := 0.58 \cdot R_{Y,CT}$      $R_S = 124.7 \cdot \text{MPa}$

1. Геометрические характеристики сечения профиля WTB 1250-250x12:

толщина стенки -  $t_w := 2.5 \cdot \text{mm}$

высота стенки -  $h_w := 1250 \cdot \text{mm}$

ширина полки -  $b_f := 250 \cdot \text{mm}$

толщина полки -  $t_f := 12 \cdot \text{mm}$

-----



Площадь сечения полок:  $A_f = 60 \cdot \text{cm}^2$

Масса погонного метра профиля:  $\rho_{\Pi} = 75.26 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

Момент инерции сечения:  $I_x = 238904 \cdot \text{cm}^4$      $I_y = 3125 \cdot \text{cm}^4$

Момент сопротивления сечения:  $W_x = 3750 \cdot \text{cm}^3$      $W_y = 250 \cdot \text{cm}^3$

Радиус инерции сечения:  $i_x = 63.1 \cdot \text{cm}$      $i_y = 7.2 \cdot \text{cm}$

Длина пролета ригеля:  $L_p := 9.0 \cdot \text{m}$

Расчетная длина ригеля в плоскости изгибающего момента:  $L_{xef} := L_p$

Расчетная длина ригеля из плоскости изгибающего момента

- сжатого пояса (шаг прогонов):  $l_{y1ef} := 3.0 \text{m}$

- растянутого пояса:  $l_{y2ef} := 6.0 \text{m}$

Коэффициент условий работы:  $\gamma_c := 1$

2. Монтажная гибкость ригеля:  $\lambda_{\text{монт}} := \frac{L_p}{i_y}$      $\lambda_{\text{монт}} = 125 < 500$

Гибкость пояса ригеля из плоскости действия момента:

- сжатого:  $\lambda_{y1} := \frac{l_{y1ef}}{i_y}$      $\lambda_{y1} = 42 < 120$

-растянутого:  $\lambda_{y2} := \frac{l_{y2ef}}{i_y}$      $\lambda_{y2} = 83 < 400$





## 3. Расчет на прочность

Расчет на прочность по формуле Ясинского:  $\frac{1}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \left( \frac{N}{\phi(\lambda_{y1}) \cdot A_f} + \frac{M}{W_x} \right) = 0.821 < 1$

Согласно требованиям п.7.24 СНиП II-23-81\*:

Расчетная ширина свеса сжатого пояса:  $b_{ef} := \frac{b_f}{2} - 11\text{mm}$

Для элементов изгибаемых в пределах упругих деформаций с неокрепленным

свесом полки:  $\frac{b_{ef}}{t_f} = 9.5 < 0.5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 12.307$

## 4. Расчет на устойчивость в плоскости действия изгибающего момента

Эксцентриситет:  $e := \frac{M}{N} \quad e = 96.364\text{m}$

Относительный эксцентриситет:  $m := \frac{e \cdot A_f}{W_x} \quad m = 154.163$

*т. к.  $m > 20$ , расчет на устойчивость следует выполнять как для изгибаемых элементов*

Определение коэффициента  $\phi_b$ :

Для сварных двутавров:

расчетная длина, согласно требованиям п.5.15:  $l_{y1ef} = 3\text{m}$

толщина стенки -  $t_w = 2.5\text{mm}$

ширина пояса -  $b_f = 250\text{mm}$ , толщина пояса -  $t_f = 12\text{mm}$

расстояние между осями поясов -  $h := h_w + t_f = 1262\text{mm} \quad a := 0.5 \cdot h$

$$\text{коэффициент } \alpha' := 8 \cdot \left( \frac{l_{y1ef} \cdot t_f}{h \cdot b_f} \right)^2 \cdot \left( 1 + \frac{a \cdot t_w^3}{b_f \cdot t_f^3} \right) \quad \alpha' = 0.107$$

По табл. 77 приложения 7 СНиП II-23-81\*, для двух и более закреплений сжатого пояса, делящих пролет на равные части при любом виде нагрузки и любом нагруженном поясе

$$\text{коэффициент } \psi := \begin{cases} 2.25 + 0.07 \cdot \alpha' & \text{if } 0.1 \leq \alpha' \leq 40 \\ 3.6 + 0.04 \cdot \alpha' - 3.5 \cdot 10^{-5} \cdot \alpha'^2 & \text{if } 40 < \alpha' \leq 400 \end{cases} \quad \psi = 2.257$$

$$\text{коэффициент } \phi_1 := \psi \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \left( \frac{h}{l_{y1ef}} \right)^2 \cdot \frac{E}{R_y} \quad \phi_1 = 3.166$$

$$\text{коэффициент } \phi_b := \begin{cases} \phi_1 & \text{if } \phi_1 \leq 0.85 \\ \min(0.68 + 0.21 \cdot \phi_1, 1) & \text{if } \phi_1 > 0.85 \end{cases} \quad \phi_b = 1$$

Проверка устойчивости плоской формы изгиба  $\frac{1}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \frac{M}{\phi_b \cdot W_x} = 0.815 < 1$

5. Расчет на поперечную силу:

$$K_T := 1$$

Предельно допустимая поперечная сила (по данным каталога Zetap):  $V_{RK} := K_T \cdot R_s \cdot t_w \cdot h_w$

$$V_{RK} = 389.7 \cdot \text{kN} \quad \frac{Q}{\gamma_c \cdot V_{RK}} = 0.622 < 1$$

### Расчет ригеля в пролете 7.5м

Изгибаемый ригель постоянного двутаврового сечения с гофрированной стенкой, изгиб в плоскости наибольшей жесткости

Наибольший изгибающий момент в стержне ригеля:  $M := 37.0 \cdot 10^3 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$

Наибольшая продольная (сжимающая) сила в стержне ригеля:  $N := 2.8 \cdot 10^3 \cdot \text{kgf}$

Наибольшая поперечная сила в стержне ригеля:  $Q := 19.2 \cdot 10^3 \cdot \text{kgf}$

Характеристики стали: Модуль упругости  $E := 2.06 \cdot 10^5 \cdot \text{MPa}$

Расчетное сопротивление полки  $R_Y := 240 \cdot \text{MPa}$

Расчетное сопротивление стенки  $R_{Y,CT} := 215 \cdot \text{MPa}$

Расчетное сопротивление стенки (сдвиг)  $R_S := 0.58 \cdot R_{Y,CT}$      $R_S = 124.7 \cdot \text{MPa}$

1. Геометрические характеристики сечения профиля WTB 1250-200x10:

толщина стенки -  $t_w := 2.5 \cdot \text{mm}$

высота стенки -  $h_w := 1250 \cdot \text{mm}$

ширина полки -  $b_f := 200 \cdot \text{mm}$

толщина полки -  $t_f := 10 \cdot \text{mm}$

-----



Площадь сечения полок:  $A_f = 40 \cdot \text{cm}^2$

Масса погонного метра профиля:  $\rho_{\Pi} = 59.56 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

Момент инерции сечения:  $I_x = 158763 \cdot \text{cm}^4$      $I_y = 1333 \cdot \text{cm}^4$

Момент сопротивления сечения:  $W_x = 2500 \cdot \text{cm}^3$      $W_y = 133 \cdot \text{cm}^3$

Радиус инерции сечения:  $i_x = 63 \cdot \text{cm}$      $i_y = 5.8 \cdot \text{cm}$

Длина пролета ригеля:  $L_p := 7.5 \cdot \text{m}$

Расчетная длина ригеля в плоскости изгибающего момента:  $L_{x\text{ef}} := L_p$

Расчетная длина ригеля из плоскости изгибающего момента

- сжатого пояса (шаг прогонов):  $l_{y1\text{ef}} := 3.0 \cdot \text{m}$

- растянутого пояса:  $l_{y2\text{ef}} := 6.0 \cdot \text{m}$

Коэффициент условий работы:  $\gamma_c := 1$

2. Монтажная гибкость ригеля:  $\lambda_{\text{монт}} := \frac{L_p}{i_y}$      $\lambda_{\text{монт}} = 130 < 500$

Гибкость пояса ригеля из плоскости действия момента:

- сжатого:  $\lambda_{y1} := \frac{l_{y1\text{ef}}}{i_y}$      $\lambda_{y1} = 52 < 120$

-растянутого:  $\lambda_{y2} := \frac{l_{y2\text{ef}}}{i_y}$      $\lambda_{y2} = 104 < 400$



## 3. Расчет на прочность

Расчет на прочность по формуле Ясинского:  $\frac{1}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \left( \frac{N}{\phi(\lambda_{y1}) \cdot A_f} + \frac{M}{W_x} \right) = 0.639 < 1$

Согласно требованиям п.7.24 СНиП II-23-81\*:

Расчетная ширина свеса сжатого пояса:  $b_{ef} := \frac{b_f}{2} - 11\text{mm}$

Для элементов изгибаемых в пределах упругих деформаций с неокрепленным

свесом полки:  $\frac{b_{ef}}{t_f} = 8.9 < 0.5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 14.649$

## 4. Расчет на устойчивость в плоскости действия изгибающего момента

Эксцентриситет:  $e := \frac{M}{N} \quad e = 13.214\text{m}$

Относительный эксцентриситет:  $m := \frac{e \cdot A_f}{W_x} \quad m = 21.141$

*т. к.  $m > 20$ , расчет на устойчивость следует выполнять как для изгибаемых элементов*

Определение коэффициента  $\phi_b$ :

Для сварных двутавров:

расчетная длина, согласно требованиям п.5.15:  $l_{y1ef} = 3\text{m}$

толщина стенки -  $t_w = 2.5\text{mm}$

ширина пояса -  $b_f = 200\text{mm}$ , толщина пояса -  $t_f = 10\text{mm}$

расстояние между осями поясов -  $h := h_w + t_f = 1260\text{mm} \quad a := 0.5 \cdot h$

$$\text{коэффициент } \alpha' := 8 \cdot \left( \frac{l_{y1ef} \cdot t_f}{h \cdot b_f} \right)^2 \cdot \left( 1 + \frac{a \cdot t_w^3}{b_f \cdot t_f^3} \right) \quad \alpha' = 0.119$$

По табл. 77 приложения 7 СНиП II-23-81\*, для двух и более закреплений сжатого пояса, делящих пролет на равные части при любом виде нагрузки и любом нагруженном поясе

$$\text{коэффициент } \psi := \begin{cases} 2.25 + 0.07 \cdot \alpha' & \text{if } 0.1 \leq \alpha' \leq 40 \\ 3.6 + 0.04 \cdot \alpha' - 3.5 \cdot 10^{-5} \cdot \alpha'^2 & \text{if } 40 < \alpha' \leq 400 \end{cases} \quad \psi = 2.258$$

$$\text{коэффициент } \phi_1 := \psi \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \left( \frac{h}{l_{y1ef}} \right)^2 \cdot \frac{E}{R_y} \quad \phi_1 = 2.872$$

$$\text{коэффициент } \phi_b := \begin{cases} \phi_1 & \text{if } \phi_1 \leq 0.85 \\ \min(0.68 + 0.21 \cdot \phi_1, 1) & \text{if } \phi_1 > 0.85 \end{cases} \quad \phi_b = 1$$

Проверка устойчивости плоской формы изгиба  $\frac{1}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \frac{M}{\phi_b \cdot W_x} = 0.605 < 1$

5. Расчет на поперечную силу:

$$K_T := 1$$

Предельно допустимая поперечная сила (по данным каталога Zetap):  $V_{RK} := K_T \cdot R_s \cdot t_w \cdot h_w$

$$V_{RK} = 389.7 \cdot \text{kN} \quad \frac{Q}{\gamma_c \cdot V_{RK}} = 0.483 < 1$$

### Расчет ригеля в пролете 24.0м

Изгибаемый ригель постоянного двутаврового сечения с гофрированной стенкой, изгиб в плоскости наибольшей жесткости

Наибольший изгибающий момент в стержне ригеля:  $M := 86.4 \cdot 10^3 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$

Наибольшая продольная (сжимающая) сила в стержне ригеля:  $N := 6.3 \cdot 10^3 \cdot \text{kgf}$

Наибольшая поперечная сила в стержне ригеля:  $Q := 19.4 \cdot 10^3 \cdot \text{kgf}$

Характеристики стали: Модуль упругости  $E := 2.06 \cdot 10^5 \cdot \text{MPa}$

Расчетное сопротивление полки  $R_Y := 340 \cdot \text{MPa}$

Расчетное сопротивление стенки  $R_{Y,CT} := 215 \text{MPa}$

Расчетное сопротивление стенки (сдвиг)  $R_S := 0.58 \cdot R_{Y,CT}$      $R_S = 124.7 \cdot \text{MPa}$

1. Геометрические характеристики сечения профиля WTB 1250-220x12:

толщина стенки -  $t_w := 2.5 \cdot \text{mm}$

высота стенки -  $h_w := 1250 \cdot \text{mm}$

ширина полки -  $b_f := 220 \cdot \text{mm}$

толщина полки -  $t_f := 12 \cdot \text{mm}$

-----



Площадь сечения полок:  $A_f = 52.8 \cdot \text{cm}^2$

Масса погонного метра профиля:  $\rho_{\Pi} = 69.61 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

Момент инерции сечения:  $I_x = 210235 \cdot \text{cm}^4$      $I_y = 2130 \cdot \text{cm}^4$

Момент сопротивления сечения:  $W_x = 3300 \cdot \text{cm}^3$      $W_y = 194 \cdot \text{cm}^3$

Радиус инерции сечения:  $i_x = 63.1 \cdot \text{cm}$      $i_y = 6.4 \cdot \text{cm}$

Длина пролета ригеля:  $L_p := 24.0 \cdot \text{m}$

Расчетная длина ригеля в плоскости изгибающего момента:  $L_{xef} := L_p$

Расчетная длина ригеля из плоскости изгибающего момента

- сжатого пояса (шаг прогонов):  $l_{y1ef} := 3.0 \text{m}$

- растянутого пояса:  $l_{y2ef} := 6.0 \text{m}$

Коэффициент условий работы:  $\gamma_c := 1$

2. Монтажная гибкость ригеля:  $\lambda_{\text{монт}} := \frac{L_p}{i_y}$      $\lambda_{\text{монт}} = 378 < 500$

Гибкость пояса ригеля из плоскости действия момента:

- сжатого:  $\lambda_{y1} := \frac{l_{y1ef}}{i_y}$      $\lambda_{y1} = 47 < 120$

-растянутого:  $\lambda_{y2} := \frac{l_{y2ef}}{i_y}$      $\lambda_{y2} = 94 < 400$



## 3. Расчет на прочность

Расчет на прочность по формуле Ясинского: 
$$\frac{1}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \left( \frac{N}{\phi(\lambda_{y1}) \cdot A_f} + \frac{M}{W_x} \right) = 0.797 < 1$$

Согласно требованиям п.7.24 СНиП II-23-81\*:

Расчетная ширина свеса сжатого пояса: 
$$b_{ef} := \frac{b_f}{2} - 11 \text{ mm}$$

Для элементов изгибаемых в пределах упругих деформаций с неокрепленным

свесом полки: 
$$\frac{b_{ef}}{t_f} = 8.25 < 0.5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 12.307$$

## 4. Расчет на устойчивость в плоскости действия изгибающего момента

Эксцентриситет: 
$$e := \frac{M}{N} \quad e = 13.714 \text{ m}$$

Относительный эксцентриситет: 
$$m := \frac{e \cdot A_f}{W_x} \quad m = 21.94$$

*т. к.  $m > 20$ , расчет на устойчивость следует выполнять как для изгибаемых элементов*

Определение коэффициента  $\phi_b$ :

Для сварных двутавров:

расчетная длина, согласно требованиям п.5.15:  $l_{y1ef} = 3 \text{ m}$

толщина стенки -  $t_w = 2.5 \text{ mm}$

ширина пояса -  $b_f = 220 \text{ mm}$ , толщина пояса -  $t_f = 12 \text{ mm}$

расстояние между осями поясов -  $h := h_w + t_f = 1262 \text{ mm}$   $a := 0.5 \cdot h$

коэффициент 
$$\alpha' := 8 \cdot \left( \frac{l_{y1ef} \cdot t_f}{h \cdot b_f} \right)^2 \cdot \left( 1 + \frac{a \cdot t_w^3}{b_f \cdot t_f^3} \right) \quad \alpha' = 0.138$$

По табл. 77 приложения 7 СНиП II-23-81\*, для двух и более закреплений сжатого пояса, делящих пролет на равные части при любом виде нагрузки и любом нагруженном поясе

коэффициент 
$$\psi := \begin{cases} 2.25 + 0.07 \cdot \alpha' & \text{if } 0.1 \leq \alpha' \leq 40 \\ 3.6 + 0.04 \cdot \alpha' - 3.5 \cdot 10^{-5} \cdot \alpha'^2 & \text{if } 40 < \alpha' \leq 400 \end{cases} \quad \psi = 2.26$$

коэффициент 
$$\phi_1 := \psi \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \left( \frac{h}{l_{y1ef}} \right)^2 \cdot \frac{E}{R_y} \quad \phi_1 = 2.454$$

коэффициент 
$$\phi_b := \begin{cases} \phi_1 & \text{if } \phi_1 \leq 0.85 \\ \min(0.68 + 0.21 \cdot \phi_1, 1) & \text{if } \phi_1 > 0.85 \end{cases} \quad \phi_b = 1$$

Проверка устойчивости плоской формы изгиба  $\frac{1}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \frac{M}{\phi_b \cdot W_x} = 0.755 < 1$

5. Расчет на поперечную силу:

$$K_T := 1$$

Предельно допустимая поперечная сила (по данным каталога Zetap):  $V_{RK} := K_T \cdot R_s \cdot t_w \cdot h_w$

$$V_{RK} = 389.7 \cdot \text{kN} \quad \frac{Q}{\gamma_c \cdot V_{RK}} = 0.488 < 1$$



### Расчет ригеля ц колонны по оси Г

Изгибаемый ригель постоянного двутаврового сечения с гофрированной стенкой, изгиб в плоскости наибольшей жесткости

Наибольший изгибающий момент в стержне ригеля:  $M := 58.5 \cdot 10^3 \cdot \text{kgf} \cdot \text{m}$

Наибольшая продольная (сжимающая) сила в стержне ригеля:  $N := 4.6 \cdot 10^3 \cdot \text{kgf}$

Наибольшая поперечная сила в стержне ригеля:  $Q := 22.7 \cdot 10^3 \cdot \text{kgf}$

Характеристики стали: Модуль упругости  $E := 2.06 \cdot 10^5 \cdot \text{MPa}$

Расчетное сопротивление полки  $R_Y := 340 \cdot \text{MPa}$

Расчетное сопротивление стенки  $R_{Y,CT} := 215 \text{MPa}$

Расчетное сопротивление стенки (сдвиг)  $R_S := 0.58 \cdot R_{Y,CT}$      $R_S = 124.7 \cdot \text{MPa}$

1. Геометрические характеристики сечения профиля WTB 1250-200x10:

толщина стенки -  $t_w := 2.5 \cdot \text{mm}$

высота стенки -  $h_w := 1250 \cdot \text{mm}$

ширина полки -  $b_f := 200 \cdot \text{mm}$

толщина полки -  $t_f := 10 \cdot \text{mm}$

-----



Площадь сечения полок:  $A_f = 40 \cdot \text{cm}^2$

Масса погонного метра профиля:  $\rho_{\Pi} = 59.56 \cdot \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

Момент инерции сечения:  $I_x = 158763 \cdot \text{cm}^4$      $I_y = 1333 \cdot \text{cm}^4$

Момент сопротивления сечения:  $W_x = 2500 \cdot \text{cm}^3$      $W_y = 133 \cdot \text{cm}^3$

Радиус инерции сечения:  $i_x = 63 \cdot \text{cm}$      $i_y = 5.8 \cdot \text{cm}$

Длина пролета ригеля:  $L_p := 9.0 \cdot \text{m}$

Расчетная длина ригеля в плоскости изгибающего момента:  $L_{xef} := L_p$

Расчетная длина ригеля из плоскости изгибающего момента

- сжатого пояса (шаг прогонов):  $l_{y1ef} := 3.0 \text{m}$

- растянутого пояса:  $l_{y2ef} := 6.0 \text{m}$

Коэффициент условий работы:  $\gamma_c := 1$

2. Монтажная гибкость ригеля:  $\lambda_{\text{монт}} := \frac{L_p}{i_y}$      $\lambda_{\text{монт}} = 156 < 500$

Гибкость пояса ригеля из плоскости действия момента:

- сжатого:  $\lambda_{y1} := \frac{l_{y1ef}}{i_y}$      $\lambda_{y1} = 52 < 120$

-растянутого:  $\lambda_{y2} := \frac{l_{y2ef}}{i_y}$      $\lambda_{y2} = 104 < 400$



## 3. Расчет на прочность

Расчет на прочность по формуле Ясинского:  $\frac{1}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \left( \frac{N}{\phi(\lambda_{y1}) \cdot A_f} + \frac{M}{W_x} \right) = 0.716 < 1$

Согласно требованиям п.7.24 СНиП II-23-81\*:

Расчетная ширина свеса сжатого пояса:  $b_{ef} := \frac{b_f}{2} - 11\text{mm}$

Для элементов изгибаемых в пределах упругих деформаций с неокрепленным

свесом полки:  $\frac{b_{ef}}{t_f} = 8.9 < 0.5 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 12.307$

## 4. Расчет на устойчивость в плоскости действия изгибающего момента

Эксцентриситет:  $e := \frac{M}{N} \quad e = 12.717\text{m}$

Относительный эксцентриситет:  $m := \frac{e \cdot A_f}{W_x} \quad m = 20.346$

*т. к.  $m > 20$ , расчет на устойчивость следует выполнять как для изгибаемых элементов*

Определение коэффициента  $\phi_b$ :

Для сварных двутавров:

расчетная длина, согласно требованиям п.5.15:  $l_{y1ef} = 3\text{m}$

толщина стенки -  $t_w = 2.5\text{mm}$

ширина пояса -  $b_f = 200\text{mm}$ , толщина пояса -  $t_f = 10\text{mm}$

расстояние между осями поясов -  $h := h_w + t_f = 1260\text{mm} \quad a := 0.5 \cdot h$

$$\text{коэффициент } \alpha' := 8 \cdot \left( \frac{l_{y1ef} \cdot t_f}{h \cdot b_f} \right)^2 \cdot \left( 1 + \frac{a \cdot t_w^3}{b_f \cdot t_f^3} \right) \quad \alpha' = 0.119$$

По табл. 77 приложения 7 СНиП II-23-81\*, для двух и более закреплений сжатого пояса, делящих пролет на равные части при любом виде нагрузки и любом нагруженном поясе

$$\text{коэффициент } \psi := \begin{cases} 2.25 + 0.07 \cdot \alpha' & \text{if } 0.1 \leq \alpha' \leq 40 \\ 3.6 + 0.04 \cdot \alpha' - 3.5 \cdot 10^{-5} \cdot \alpha'^2 & \text{if } 40 < \alpha' \leq 400 \end{cases} \quad \psi = 2.258$$

$$\text{коэффициент } \phi_1 := \psi \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \left( \frac{h}{l_{y1ef}} \right)^2 \cdot \frac{E}{R_y} \quad \phi_1 = 2.027$$

$$\text{коэффициент } \phi_b := \begin{cases} \phi_1 & \text{if } \phi_1 \leq 0.85 \\ \min(0.68 + 0.21 \cdot \phi_1, 1) & \text{if } \phi_1 > 0.85 \end{cases} \quad \phi_b = 1$$

Проверка устойчивости плоской формы изгиба  $\frac{1}{R_y \cdot \gamma_c} \cdot \frac{M}{\phi_b \cdot W_x} = 0.675 < 1$

5. Расчет на поперечную силу:

$$K_T := 1$$

Предельно допустимая поперечная сила (по данным каталога Zetap):  $V_{RK} := K_T \cdot R_s \cdot t_w \cdot h_w$

$$V_{RK} = 389.7 \cdot \text{kN} \quad \frac{Q}{\gamma_c \cdot V_{RK}} = 0.571 < 1$$