

Владимирский государственный университет

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

**Компьютерное моделирование
металлических конструкций специальных сооружений**

Учебное пособие

Владимир 2026

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
«Владимирский государственный университет
имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых»

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

Компьютерное моделирование металлических конструкций специальных сооружений

Учебное пособие

Электронное издание



Владимир 2026

ISBN 978-5-9984-2139-6

© Попова М. В., Чибрикин Д. А.,
Тужилова М. В., Терентьев К. М., Мясников Д. О., 2026

УДК 004.94:624.014

ББК 38.54

Авторы: М. В. Попова, Д. А. Чибрикин, М. В. Тужилова, К. М. Терентьев,
Д. О. Мясников

Рецензенты:

Кандидат технических наук, профессор
профессор кафедры градостроительства, проектирования зданий
и сооружений Южно-Российского государственного политехнического
университета имени М. И. Платова

Н. А. Бузало

Кандидат технических наук, доцент
зав. кафедрой автомобильных дорог
Владимирского государственного университета
имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых

Г. В. Проваторова

Издается по решению редакционно-издательского совета ВлГУ

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ. Компьютерное моделирование металлических конструкций специальных сооружений [Электронный ресурс] : учеб. пособие / М. В. Попова [и др.] ; Владим. гос. ун-т им. А. Г. и Н. Г. Столетовых. – Владимир : Изд-во ВлГУ, 2026. – 164 с. – 978-5-9984-2139-6. – Электрон. дан. (6,40 Мб). – 1 электрон. опт. диск (DVD-ROM). – Систем. требования: Intel от 1,3 ГГц ; Windows XP/7/8/10 ; Adobe Reader ; дисковод DVD-ROM. – Загл. с титул. экрана.

Рассмотрены основы проектирования металлических конструкций. Изложены сведения о строении и свойствах металлов, строительных сталей и их работе под нагрузкой. Подробно описаны методы расчета и конструирования сварных, болтовых и заклепочных соединений. Приведены примеры проектирования основных несущих элементов: балок, колонн, ферм и листовых конструкций. Отдельное внимание уделено специальным сооружениям и компьютерному анализу напряженно-деформированного состояния в ПК «ЛИРА-САПР».

Предназначено для студентов высших учебных заведений направления подготовки 08.03.01, 08.04.01 «Строительство», а также может быть полезно при выполнении научно-исследовательской работы в условиях уровневой подготовки специалистов ПО.

Рекомендовано для формирования профессиональных компетенций в соответствии с ФГОС ВО.

Табл. 14. Ил. 129. Библиогр.: 21 назв.

ISBN 978-5-9984-2139-6

© Попова М. В., Чибрикин Д. А.,
Тужилова М. В., Терентьев К. М., Мясников Д. О., 2026

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
Глава 1. СТРОЕНИЕ, СВОЙСТВА МЕТАЛЛОВ И СПЛАВОВ	6
Глава 2. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ, ИХ СВОЙСТВА И РАБОТА	8
2.1. Строительные стали, их состав и свойства.....	8
2.2. Работа стали при различных видах силовых воздействий	11
Глава 3. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА СОЕДИНЕНИЙ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ	17
3.1. Сварные соединения	17
3.1.1. Виды сварных соединений и их характеристика	18
3.1.2. Расчет сварных соединений.....	29
3.1.3. Конструктивные требования к сварным соединениям	35
3.2. Болтовые и заклепочные соединения.....	38
3.2.1. Общая характеристика болтов и заклепок.....	39
3.2.2. Расчет болтовых и заклепочных соединений	40
Глава 4. БАЛКИ И БАЛОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ	43
4.1. Общая характеристика балок и балочных клеток.....	43
4.2. Подбор сечения прокатной балки.....	45
4.3. Подбор сечения разрезных составных балок	47
4.3.1. Изменение сечения по длине балки	50
4.3.2. Проверка и обеспечение общей устойчивости балки	52
4.3.3. Конструирование и расчёт поперечных ребер жестокости.....	53
4.3.4. Расчёт сварных поясных швов.....	56
4.3.5. Конструирование и расчёт опорного ребра балки.....	57
4.3.6. Конструирование и расчёт стыка балки	58
4.3.7. Расчёт сопряжения главной и второстепенной балки....	61

Глава 5. КОЛОННЫ	62
5.5. Расчет и конструирование деталей колонн	66
5.5.1. Подбор колонны сплошного сечения	66
5.5.2. Подбор колонны сквозного сечения	68
5.5.3. Конструирование и расчёт оголовка колонны	71
5.5.4. Расчёт и конструирование базы колонны	73
Глава 6. ФЕРМЫ	76
6.1. Характеристика, классификация, компоновка, типы сечений стержней	76
6.2. Схемы стропильных и подстропильных ферм для покрытий промышленных зданий	78
6.3. Расчет ферм	80
6.3.1. Расчет и конструирование стропильной фермы	81
6.3.2. Конструирование и расчет узлов	91
Глава 7. ЛИСТОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ	98
7.1. Общая характеристика, применение для промышленных сооружений	98
7.2. Особенности расчета элементов листовых конструкций	101
Глава 8. МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ СПЕЦИАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ	104
8.1. Большепролетные покрытия	105
8.2. Висячие покрытия	108
8.3. Конструкции башен и мачт	109
8.4. Исследование напряженно-деформированного состояния антенно-мачтовых сооружений в ПК «ЛИРА-САПР»	112
8.5. Расчеты узлов башенных конструкций	150
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	161
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	162

ВВЕДЕНИЕ

В пособии изложены теоретические основы расчета на прочность и устойчивость металлических конструкций, методические подходы к анализу балок, ферм, рам и соединений, а также практические рекомендации по использованию нормативов СП и ГОСТ. Особое внимание уделено примерам расчетов, таблицам сечений и моделям в специализированном ПО.

Учебная дисциплина «Металлические конструкции» занимает центральное место в подготовке инженеров-строителей, так как металлические каркасы являются основой промышленных и гражданских объектов. Последовательное изучение курса начинается с физико-механических свойств стали и ее работы под нагрузкой, что критически важно для грамотного выбора материалов. Подробно рассматриваются методы расчета и конструирования соединений – сварных, болтовых и заклепочных, обеспечивающих надежность узлов. Студенты осваивают алгоритмы подбора сечений балок, проверки их устойчивости, конструирования поперечных ребер жесткости и опорных частей. Особое внимание уделяется проектированию колонн сплошного и сквозного сечения, расчету ферм и их узлов, а также листовых конструкций.

Практические навыки закрепляются при выполнении ручных расчетов и компьютерного моделирования в разделе специальных сооружений. Такой подход формирует системное видение взаимодействия нагрузок, материалов и геометрии, развивая инженерную интуицию и умение работать с нормативной базой и расчетными программами.

Глава 1. СТРОЕНИЕ, СВОЙСТВА МЕТАЛЛОВ И СПЛАВОВ

Металлы – это вещества, обладающие характерными свойствами: металлическим блеском, высокой тепло- и электропроводностью, пластичностью (способностью изменять форму без разрушения), непрозрачностью и способностью к термоэлектронной эмиссии. Сплавы представляют собой материалы, получаемые путём сплавления или спекания двух и более компонентов. Эти компоненты могут быть только металлами (например, латунь – сплав меди и цинка) либо металлами и неметаллами (как стали и чугуны – сплавы железа и углерода).

Металлы делятся на две основные группы. Первая – чёрные металлы, к которым относятся железо и его сплавы, а также марганец, хром и т. д. Они составляют около 95 % всей металлопродукции. Вторая группа – цветные металлы, которые, в свою очередь, подразделяют на: лёгкие (алюминий, магний, бериллий), тяжёлые (медь, вольфрам, молибден), легкоплавкие (цинк, олово, свинец), тугоплавкие (титан, вольфрам) и благородные (золото, серебро, платина).

Атомы металлов имеют небольшое количество внешних (валентных) электронов (обычно один-два), которые легко теряют связь с ядрами и образуют электронный газ. Это определяет ключевые свойства металлов: высокую электропроводность, теплопроводность и пластичность. Металлы имеют кристаллическое строение – атомы располагаются в пространстве закономерно, образуя кристаллическую решётку. Элементарная ячейка представляет собой повторяющуюся единицу такой решётки.

Существует три основных типа кристаллических решёток. Первый – кубическая объёмно-центрированная (ОЦК), где атомы находятся в вершинах куба и один – в центре. Вторым типом – кубическая гранецентрированная (ГЦК), в которой атомы располагаются в вершинах куба и в центре каждой грани. Третьим типом – гексагональная плотноупакованная (ГПУ), где атомы находятся в вершинах, в центре шестиугольных оснований призмы и три атома – в средней плоскости.

Сплавы классифицируют по нескольким признакам. По числу компонентов они бывают двойные (бинарные), тройные и многокомпонентные. По основному элементу выделяют железные, алюминиевые, титановые и другие сплавы. По применению различают конструкционные, инструментальные, жаропрочные, антифрикционные и иные

сплавы. По плотности их делят на лёгкие и тяжёлые, по температуре плавления – на легкоплавкие и тугоплавкие, а по технологии изготовления – на литейные, деформируемые, спечённые и т. д.

По типу структуры сплавы делятся на три основных вида. Механические смеси образуются, когда компоненты не растворяются друг в друге, и кристаллы компонентов выпадают из расплава отдельно. Твёрдые растворы возникают, когда один компонент растворяется в другом; при этом сохраняется решётка растворителя, но меняются её параметры. Они бывают двух типов: твёрдые растворы замещения (атомы растворённого элемента заменяют атомы растворителя в решётке) и твёрдые растворы внедрения (атомы растворённого элемента располагаются между атомами растворителя). Химические соединения образуются, когда компоненты создают новую кристаллическую решётку с фиксированным соотношением атомов.

Свойства металлов и сплавов можно разделить на несколько групп. Физические свойства включают плотность, температуру плавления, теплоёмкость, коэффициенты линейного и объёмного расширения, электро- и теплопроводность, а также магнитные свойства. Химические свойства охватывают химическую активность и коррозионную стойкость. Механические свойства – это прочность (способность сопротивляться разрушению), пластичность (способность деформироваться без разрушения), твёрдость (способность сопротивляться внедрению другого тела) и вязкость (способность поглощать энергию удара).

Вопросы для самопроверки

1. Какие основные группы металлов существуют и чем они отличаются? Приведите примеры представителей каждой группы.
2. Что такое кристаллическая решётка? Назовите три основных типа кристаллических решёток металлов и приведите примеры металлов для каждого типа.
3. Как электронный газ влияет на свойства металлов? Объясните связь между строением и электропроводностью.

Глава 2. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ, ИХ СВОЙСТВА И РАБОТА

2.1. Строительные стали, их состав и свойства

Строительные стали представляют собой специальную группу конструкционных сталей, разработанных и стандартизированных для применения в несущих и ограждающих конструкциях зданий и сооружений, мостов, башен, мачт и других инженерных объектов, характеризующихся оптимальным сочетанием прочности, пластичности, вязкости, свариваемости и коррозионной стойкости при относительно невысокой стоимости и хорошей технологичности обработки.

Основным нормативным документом, регламентирующим технические требования к прокату для строительных стальных конструкций в Российской Федерации, является ГОСТ 27772-2015 «Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия», который устанавливает классификацию сталей, требования к химическому составу, механическим свойствам, технологическим испытаниям и маркировке.

Согласно указанному стандарту, строительные стали классифицируются по пределу текучести на следующие марки: С245, С255, С275, С285, С345, С345К, С345Т, С355, С375, С390, С440, С440К, С500, С550, С590, С690, С790, С890, где буква «С» обозначает «строительная», а цифры указывают минимальное значение предела текучести в МПа для проката толщиной до 20 мм; индексы после цифрового обозначения имеют следующее значение: «К» – сталь для климатического исполнения, «Т» – термоупрочнённая сталь (полученная ускоренным охлаждением после прокатки для повышения прочности без дополнительного легирования). Прокат для строительных конструкций подразделяется по видам: фасонный прокат (горячекатаные двутавры по ГОСТ 26020-83 и ГОСТ 19425-74, швеллеры по ГОСТ 8240-97, равнополочные и неравнополочные уголки по ГОСТ 8509-93 и ГОСТ 8510-86), листовой прокат (толстолистовой толщиной свыше 4,0 мм по ГОСТ 19903-74, тонколистовой толщиной от 0,4 до 4,0 мм по ГОСТ 19904-90), широкополосная универсальная сталь (толщиной 4–40 мм, шириной 600–2200 мм по ГОСТ 19903-74), трубы стальные электросварные прямошовные (ГОСТ 10704-91, ГОСТ 10705-80, ГОСТ

10706-76) и бесшовные горячедеформированные (ГОСТ 8731-87, ГОСТ 8732-78), гнутые замкнутые профили прямоугольного и квадратного сечения (ГОСТ 30245-2003). Химический состав строительных сталей строго регламентирован ГОСТ 27772-2015 и зависит от марки стали и толщины проката; основными элементами в углеродистых строительных сталях (С245, С255) являются железо (основа), углерод (0,12–0,23 %), марганец (0,30–0,65 %), кремний (0,15–0,30 %), сера и фосфор (не более 0,040 % каждый); в низколегированных строительных сталях (С345 и выше) дополнительно вводятся легирующие элементы в количестве до 2–3 % суммарно: марганец (до 1,7 %), кремний (до 0,8 %), хром, никель, медь (до 0,3–0,6 % каждый) для повышения прокаливаемости и коррозионной стойкости, а также микролегирующие элементы – ниобий, ванадий, титан (0,02–0,15 %) для измельчения зерна и дисперсионного упрочнения.

Углерод является основным упрочняющим элементом в сталях – он образует твёрдый раствор внедрения в феррите и входит в состав цементита и перлита; повышение содержания углерода приводит к увеличению предела прочности и твёрдости, но одновременно снижает пластичность, вязкость и свариваемость; для обеспечения хорошей свариваемости строительных сталей без предварительного подогрева содержание углерода ограничено 0,20–0,23 % в зависимости от марки и толщины проката; марганец выполняет несколько функций: раскисляет металл при выплавке, связывает серу в виде соединения MnS , предотвращая красноломкость, упрочняет феррит и способствует образованию перлита; оптимальное содержание марганца в строительных сталях составляет 0,8–1,7 % для марок С345 и выше; кремний является сильным раскислителем, упрочняет феррит, но при содержании выше 0,35 % может снижать ударную вязкость и свариваемость; сера и фосфор относятся к вредным примесям – сера вызывает красноломкость (хрупкость при температурах горячей деформации 800–1000 °С) вследствие образования легкоплавких сульфидов железа по границам зёрен, фосфор вызывает хладноломкость (повышение температуры хрупко-вязкого перехода) за счёт упрочнения феррита и охрупчивания границ зёрен; современные технологии выплавки (продувка инертным газом, вакуумирование) позволяют снижать содержание серы и фосфора до 0,020–0,025 % в высококачественных строительных сталях.

Механические свойства строительных сталей зависят не только от химического состава, но и от толщины проката – с увеличением толщины наблюдается снижение предела текучести вследствие уменьшения скорости охлаждения при прокатке и увеличения размера зерна. Технологические свойства строительных сталей включают свариваемость, способность к холодной гибке и вытяжке. Коррозионная стойкость строительных сталей в атмосферных условиях является важным фактором долговечности конструкций; скорость коррозии углеродистых сталей в умеренном климате составляет 0,03–0,05 мм/год, в промышленной атмосфере – 0,05–0,10 мм/год, в морской атмосфере – 0,08–0,15 мм/год; для повышения коррозионной стойкости применяются атмосферостойкие стали (например, 09Г2СД по ГОСТ 19281-89), легированные медью, хромом, никелем, которые при коррозии образуют плотную защитную плёнку из основных и легированных оксидов, снижающую скорость дальнейшего разрушения в 2–4 раза по сравнению с обычными сталями; также широко применяются методы защиты от коррозии: металлические покрытия (оцинковка по ГОСТ 14918-80, алюминирование), лакокрасочные покрытия по ГОСТ 9.032-74 и ГОСТ 9.401-91, комбинированные системы защиты. Современные тенденции развития строительных сталей направлены на создание высокопрочных сталей с пределом текучести 460–960 МПа для снижения массы конструкций и увеличения пролётов, сталей повышенной пластичности ($\delta \geq 30\%$) для сейсмостойкого строительства, сталей с улучшенной огнестойкостью (сохранение несущей способности при температурах до 600 °С в течение 30–60 минут), а также сталей с повышенной коррозионной стойкостью для применения без защитных покрытий в агрессивных средах; перспективным направлением является разработка сталей с контролируемой микроструктурой (бейнитные, мартенситно-бейнитные стали) и применение термомеханической обработки для достижения оптимального сочетания прочности и вязкости.

Выбор марки стали для конкретной конструкции осуществляется в соответствии с требованиями СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции» (актуализированная редакция СНиП II-23-81*) с учётом следующих факторов: уровня ответственности сооружения (коэффициент надёжности по ответственности γ_n), расчётной температуры наружного воздуха наиболее холодной пятидневки, вида нагружения, толщины

проката в наиболее нагруженных элементах, условий эксплуатации, требований к свариваемости и технологии изготовления.

Контроль качества строительных сталей осуществляется на всех этапах производства и поставки: плавочный анализ химического состава выполняется на каждой плавке стали, механические испытания проводятся на партиях проката массой до 60 т одной плавки, одной марки, одного размера и одного режима термообработки; при поставке потребителю каждая партия сопровождается сертификатом качества, содержащим результаты химического анализа и механических испытаний; входной контроль на предприятии-изготовителе конструкций включает проверку сертификата, визуальный осмотр поверхности проката на наличие дефектов (трещин, закатов, раковин), измерение геометрических размеров и при необходимости повторные испытания механических свойств на образцах, вырезанных из поставляемого проката.

2.2. Работа стали при различных видах силовых воздействий

Работа стали под нагрузкой характеризуется сложной зависимостью между напряжениями и деформациями, которая существенно различается в зависимости от вида напряжённого состояния (растяжение, сжатие, сдвиг, кручение, изгиб), скорости нагружения, температуры и характера изменения нагрузки во времени (статическая, динамическая, циклическая). При одноосном растяжении гладкого образца из малоуглеродистой стали диаграмма «напряжение–деформация» имеет характерный вид с чётко выраженной площадкой текучести; начальный участок диаграммы (от точки О до точки А) представляет собой прямую линию, соответствующую упругой деформации, подчиняющейся закону Гука $\sigma = E \cdot \varepsilon$, где E – модуль упругости (для сталей $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа); точка А соответствует верхнему пределу текучести $\sigma_{тв}$, после достижения которого напряжение незначительно снижается до нижнего предела текучести $\sigma_{тн}$ (точка В) и в течение некоторого времени (участок ВС – площадка текучести) деформация возрастает практически без увеличения нагрузки за счёт распространения зон пластической деформации (линий Людерса) по объёму образца; по окончании площадки текучести (точка С) начинается участок упрочнения (CD), на котором для дальнейшего увеличения деформации требуется повышение

напряжения вследствие деформационного упрочнения, обусловленного накоплением дислокаций и их взаимодействием; максимальной точке диаграммы (точка D) соответствует предел прочности σ_B – наибольшее напряжение, достигаемое при испытании; после достижения предела прочности в наиболее слабом месте образца начинается локальное сужение поперечного сечения (шейка), и несмотря на снижение нагрузки, истинные напряжения в зоне шейки продолжают возрастать до момента разрушения (точка E); условная диаграмма растяжения строится по величинам нагрузки и удлинения без учёта изменения площади поперечного сечения, в то время как истинная диаграмма учитывает текущие значения площади и длины, поэтому истинный предел прочности всегда выше условного.

Для низколегированных строительных сталей (С345 и выше) площадка текучести часто отсутствует или выражена слабо, и переход от упругой к пластической деформации происходит плавно; в этом случае для практических расчётов вводится условный предел текучести $\sigma_{0,2}$, соответствующий напряжению, при котором остаточная пластическая деформация достигает 0,2 %; определение $\sigma_{0,2}$ производится графическим методом – проводится линия, параллельная упругому участку диаграммы и отстоящая от него на величину деформации 0,002 (0,2 %), точка пересечения этой линии с диаграммой и даёт значение $\sigma_{0,2}$.

При сжатии коротких образцов из стали диаграмма сжатия в упругой и упруго-пластической областях практически совпадает с диаграммой растяжения до предела текучести; в области пластических деформаций образец укорачивается и увеличивается в поперечном сечении, при этом разрушения не происходит даже при больших деформациях (до 70–80 %) вследствие возрастания площади поперечного сечения и, как следствие, снижения истинных напряжений; однако в реальных конструкциях сжатые элементы (стойки, колонны, пояса ферм) имеют значительную гибкость (отношение расчётной длины к радиусу инерции сечения), поэтому их несущая способность определяется не прочностью материала, а устойчивостью равновесия – способностью сохранять первоначальную форму при сжатии; потеря устойчивости (выпучивание) происходит при напряжениях, значительно меньших предела текучести, и описывается формулой Эйлера для идеального упругого стержня $\sigma_{кр} = \pi^2 E / \lambda^2$, где λ – гибкость стержня; для стержней

с умеренной и малой гибкостью ($\lambda < \lambda_{pr}$, где λ_{pr} – предельная гибкость, для сталей С245–С345 $\lambda_{pr} \approx 100–110$) потеря устойчивости происходит с пластическими деформациями в материале, и критические напряжения определяются по эмпирическим формулам Ясинского или по таблицам коэффициентов продольного изгиба φ , приведённым в СП 16.13330.2017.

При сдвиге в поперечном сечении элемента возникают касательные напряжения τ , равномерно распределённые по площади среза в случае центрального среза; предел прочности при сдвиге t_b для сталей составляет примерно 0,6–0,7 от предела прочности при растяжении ($t_b \approx 0,65\sigma_b$); для расчёта болтовых, заклёпочных и сварных соединений на срез применяется условие прочности $\tau = Q/A_s \leq R_s$, где Q – расчётная поперечная сила, A_s – расчётная площадь среза (для болта – площадь сечения по диаметру стержня или по диаметру отверстия в зависимости от типа соединения), R_s – расчётное сопротивление срезу; согласно СП 16.13330.2017 расчётное сопротивление срезу определяется по формуле $R_s = 0,58R_{\gamma}$, где R_{γ} – расчётное сопротивление материала растяжению (принимается равным пределу текучести, делённому на коэффициент надёжности по материалу $\gamma_m = 1,025$ для сталей С245–С375); коэффициент 0,58 получен теоретически из условия максимальных касательных напряжений (третья теория прочности): при чистом сдвиге главные напряжения равны $\sigma_1 = \tau$, $\sigma_2 = 0$, $\sigma_3 = -\tau$, эквивалентное напряжение по третьей теории $\sigma_{\text{экв}} = \sigma_1 - \sigma_3 = 2\tau$, условие текучести при сдвиге $2\tau = \sigma_t$, откуда $\tau_t = \sigma_t/2 \approx 0,5\sigma_t$; более точное значение $0,577\sigma_t$ получается по энергетической (четвёртой) теории прочности, и с учётом экспериментальных данных принимается округлённое значение $0,58\sigma_t$.

При кручении стержня круглого или кольцевого сечения в поперечных сечениях возникают касательные напряжения, линейно возрастающие от оси к поверхности; максимальные касательные напряжения определяются по формуле $\tau_{\text{max}} = T \cdot r/J_p$, где T – крутящий момент, r – радиус сечения, J_p – полярный момент инерции сечения (для круга $J_p = \pi d^4/32$); угол закручивания на единицу длины $\varphi = T/(G \cdot J_p)$, где G – модуль сдвига (для сталей $G = 0,8 \cdot 10^5$ МПа); в строительных конструкциях кручение встречается реже, чем другие виды нагружения, но мо-

жет возникать в балках при внецентренном приложении нагрузки, в валах технологического оборудования, в элементах пространственных конструкций при несимметричном нагружении.

При изгибе в поперечных сечениях балок возникают нормальные напряжения от изгибающего момента и касательные напряжения от поперечной силы; нормальные напряжения распределены по высоте сечения по линейному закону с максимальными значениями в крайних волокнах $\sigma_{\max} = M \cdot y_{\max} / I_x = M / W_x$, где M – изгибающий момент, I_x – момент инерции сечения относительно нейтральной оси, W_x – момент сопротивления сечения; касательные напряжения при изгибе определяются по формуле Журавского $\tau = Q \cdot S_x / (I_x \cdot b)$, где Q – поперечная сила, S_x – статический момент отсечённой части сечения относительно нейтральной оси, b – ширина сечения на уровне определения напряжений; в тонкостенных профилях (двутаврах, швеллерах) касательные напряжения вызывают сдвиг поясов относительно стенки, что учитывается при расчёте соединений поясов со стенкой. Усталостная прочность стали при циклических нагрузках является критически важной характеристикой для конструкций, подвергающихся воздействию переменных нагрузок – мостов, крановых балок, башен ветровых электростанций, антенн; при циклическом нагружении разрушение может происходить при напряжениях, значительно меньших предела текучести, после накопления определённого числа циклов; основной характеристикой усталостной прочности является предел выносливости σ_r – максимальное напряжение цикла, при котором образец не разрушается после базового числа циклов N_β (для сталей обычно принимается $N_\beta = 2 \cdot 10^6$ или $5 \cdot 10^6$ циклов); предел выносливости зависит от асимметрии цикла, характеризуемой коэффициентом асимметрии $R = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$; для симметричного цикла ($R = -1$) предел выносливости стали С245 составляет примерно 150–170 МПа для гладких образцов, что составляет 0,4–0,45 от предела прочности; для основного металла сварных соединений предел выносливости снижается до 90–110 МПа из-за концентрации напряжений в зоне шва, а для самого сварного шва – до 60–80 МПа; основными факторами, снижающими усталостную прочность, являются концентраторы напряжений (отверстия, выточки, резкие переходы сечений, дефекты сварных швов), шероховатость поверхности (снижение класса чистоты с Ra 1,25 до Ra 20 мкм может уменьшить предел выносливости на 20–30 %), остаточные напряжения растяжения

в поверхностном слое, коррозионное воздействие среды (коррозионная усталость снижает предел выносливости на 30–50 % по сравнению с работой в воздухе); для повышения усталостной прочности применяются методы поверхностного упрочнения (наклёп, дробеструйная обработка), создание остаточных напряжений сжатия (термообработка, обкатка роликами), улучшение качества сварных швов (плавные переходы, зачистка усиления шва), защита от коррозии.

Хладноломкость сталей – явление потери пластичности и перехода к хрупкому разрушению при снижении температуры – представляет серьёзную опасность для конструкций, эксплуатируемых в холодном климате; механизм хладноломкости связан с уменьшением подвижности дислокаций при низких температурах и концентрацией напряжений у концентраторов (надрезов, трещин, дефектов); температура хрупко-вязкого перехода $T_{хвп}$ определяется по результатам испытаний на ударный изгиб при различных температурах как температура, при которой ударная вязкость снижается до критического значения (обычно 27–35 Дж/см²) или как температура, соответствующая среднему между верхней и нижней площадками вязкости на температурной кривой; факторы, повышающие $T_{хвп}$ (ухудшающие сопротивление хладноломкости): увеличение содержания углерода и азота, наличие вредных примесей (фосфор, мышьяк), крупное зерно, объёмно-центрированная кубическая решётка (феррит), остаточные напряжения растяжения, концентраторы напряжений; факторы, снижающие $T_{хвп}$ (улучшающие сопротивление хладноломкости): снижение содержания углерода и азота, микролегирование алюминием (раскисление), измельчение зерна за счёт микролегирования ниобием, ванадием, титаном, легирование никелем (до 1,5–2,0 %), термическая обработка (нормализация вместо прокатки); для обеспечения надёжной работы конструкций в зимних условиях расчётная температура стали принимается равной средней температуре наиболее холодной пятидневки с обеспеченностью 0,92 плюс температурная добавка в зависимости от условий эксплуатации и ответственности конструкции; при расчётной температуре ниже –30 °С обязательным требованием является применение сталей с гарантированной ударной вязкостью при температуре испытания, равной или ниже расчётной температуры.

Ползучесть и релаксация проявляются при длительном действии нагрузки при повышенных температурах; ползучесть – медленное необратимое нарастание деформаций во времени при постоянном напряжении и постоянной температуре; для углеродистых сталей ползучесть становится заметной при температурах выше 300–350 °С (0,3–0,4 от температуры плавления по шкале Кельвина); в строительных конструкциях, эксплуатируемых при температурах до 100 °С, влиянием ползучести можно пренебречь; релаксация – самопроизвольное уменьшение напряжений во времени при постоянной деформации; это явление важно для предварительно напряжённых конструкций и высокопрочных болтовых соединений класса прочности 10.9 и выше, где потеря предварительного натяжения может привести к снижению несущей способности соединения; для минимизации релаксации применяются специальные режимы затяжки болтов (комбинированные методы по крутящему моменту и углу поворота) и использование шайб с зубчатым венцом для предотвращения самопроизвольного отпускания гаек.

Влияние скорости деформации на свойства стали проявляется при динамическом нагружении (ударные нагрузки, сейсмические воздействия); с увеличением скорости деформации предел текучести и предел прочности стали возрастают, а пластичность и ударная вязкость снижаются; для оценки работы стали при динамических нагрузках применяются испытания на ударный изгиб с надрезом (определение ударной вязкости) и испытания на разрыв с высокой скоростью деформации (10^2 – 10^3 с⁻¹); конструкции, предназначенные для работы в условиях динамических воздействий, проектируются с применением сталей с гарантированной ударной вязкостью и дополнительными ограничениями по содержанию серы и фосфора.

Вопросы для самопроверки

1. Расшифруйте маркировку стали С345К по ГОСТ 27772-2015, объясните назначение индекса «К».
2. Объясните влияние содержания углерода на комплекс свойств строительной стали.

3. Назовите вредные примеси в строительных сталях, укажите их предельно допустимое содержание по ГОСТ 27772-2015 для сталей группы В.

4. Поясните физический смысл площадки текучести на диаграмме растяжения малоуглеродистой стали.

5. Перечислите не менее пяти факторов, снижающих усталостную прочность сварных соединений по сравнению с основным металлом гладкого образца.

6. Дайте определение температуры хрупко-вязкого перехода, объясните метод её определения по результатам испытаний на ударный изгиб.

Глава 3. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И РАСЧЕТА СОЕДИНЕНИЙ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ КОНСТРУКЦИЙ

3.1. Сварные соединения

Сварное соединение представляет собой неразъёмное соединение, выполненное сваркой. В его структуре выделяют несколько характерных зон: зону сварного шва (центральная, наиболее тёмная область), зону сплавления, зону термического влияния (темнее, чем зона основного металла) и часть основного металла, прилегающую к зоне термического влияния (самая светлая зона).

Сварной шов формируется в результате кристаллизации расплавленного металла, пластической деформации при сварке давлением либо сочетания этих процессов. Металл шва представляет собой сплав, образованный расплавленным основным и наплавленным металлами либо только переплавленным основным металлом.

Основной металл – это металл соединяемых частей, подвергающихся сварке; зона сплавления – область частично сплавившихся зёрен на границе основного металла и металла шва; зона термического влияния – участок основного металла, который не расплавляется, но меняет структуру и свойства из-за нагрева при сварке или наплавке.

3.1.1. Виды сварных соединений и их характеристика

Сваркой называется процесс получения неразъемных соединений посредством установления межатомных связей между соединяемыми частями при их нагревании и пластическом деформировании.

Разъемные соединения – болтовое, винтовое и др., которые можно разбирать и снова собирать без повреждения собранных частей. Неразъемные соединения – заклепочное, клееное, паяное и сварное – нельзя разбирать без повреждения собранных частей.

Достоинства сварных соединений способствуют широкому применению их в конструкциях разного назначения. Использование сварки позволяет экономить материалы и время при производстве конструкций. При этом существуют большие возможности механизации и автоматизации производства, создаются предпосылки для повышения производительности, улучшаются условия труда работающих.

Для получения сварного соединения совершенно недостаточно простого соприкосновения поверхностей соединяемых деталей. Межатомные связи могут установиться только тогда, когда соединяемые атомы получают некоторую дополнительную энергию, необходимую для преодоления существующего между ними определенного энергетического барьера. При этом атомы достигают состояния равновесия в действии сил напряжения и отталкивания. Эту энергию называют энергией активации. При сварке ее вводят извне путем нагрева (термическая активация) или пластического деформирования (механическая активация).

Сближение свариваемых частей и приближение энергии активации – необходимые условия для образования неразъемных сварных соединений.

В зависимости от вида активации при выполнении соединений различают два вида сварки: плавлением и давлением. При сварке плавлением детали по соединяемым кромкам оплавляют под действием источника нагрева. Оплавленные поверхности кромок покрываются расплавленным металлом, который, сливаясь в общий объем, образует жидкую сварочную ванну. При охлаждении сварочной ванны жидкий металл затвердевает и образует сварочный шов. Шов может быть образован за счет расплавления металла свариваемых кромок или за счет

их и дополнительного введения в сварочную ванну расплавляемой присадки.

Сущность сварки давлением состоит в непрерывном или прерывистом совместном пластическом деформировании материала по кромкам свариваемых деталей. Благодаря пластической деформации и течению металла облегчается установление межатомных связей соединяемых частей.

В настоящее время различают более 150 видов сварочных процессов. Согласно ГОСТу устанавливают классификацию сварочных процессов по основным физическим, техническим и технологическим признакам.

По физическим признакам все виды сварки относят к одному из трех классов: термическому, термомеханическому и механическому.

К термическому классу относят все виды сварки, осуществляемые с использованием тепловой энергии, – газовую, дуговую, электрошлаковую, электронно-лучевую, лазерную и др.

К термомеханическому классу относят все виды сварки, осуществляемые с использованием тепловой энергии и давления, – контактную, диффузионную, газо- и дугопрессовую, кузнечную и др.

К механическому классу относят все виды сварки давлением, осуществляемые с использованием механической энергии, – холодную, трением, ультразвуковую, взрывом и др.

К техническим признакам классификации сварочных процессов относят способы защиты металла в зоне сварки, непрерывность процесса и степень его.

Технологические признаки классификации устанавливаются для каждого вида сварки отдельно. Например, вид дуговой сварки может быть классифицирован по следующим признакам: виду электрода, характеру защиты, уровню автоматизации.

Дуговая сварка представляет собой сварку плавлением, где нагрев осуществляется электрической дугой (рис. 3.1.1).

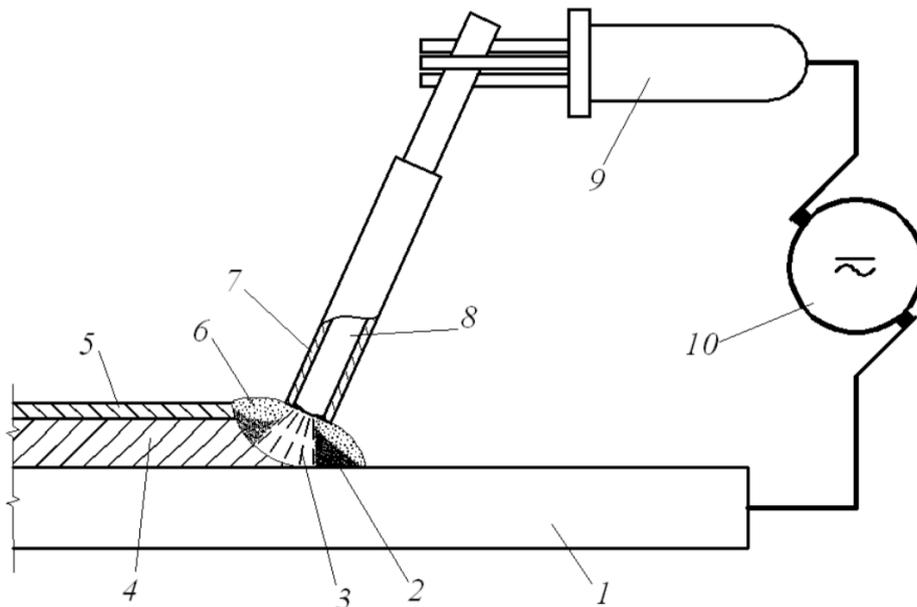


Рис. 3.1.1. Дуговая сварка: 1– свариваемый металл; 2– сварочная ванна; 3– сварочная дуга; 4– наплавленный металл; 5– шлаковая корка; 6– жидкий шлак; 7– покрытие электрода; 8– стержень электрода; 9– электрододержатель; 10– источник питания

Электрошлаковая сварка – это также сварка плавлением, но для нагрева металла используется теплота, которую дает электрический ток, проходящий через расплавленный электропроводный шлак (рис. 3.1.2).

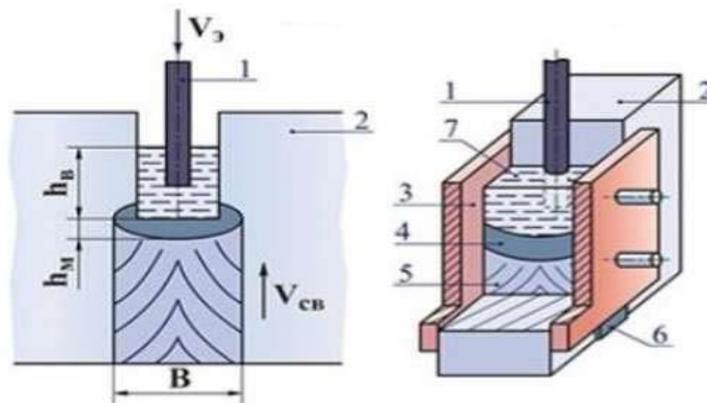


Рис. 3.1.2. Электрошлаковая сварка: 1 - электрод; 2 - основной металл; 3 - медные водоохлаждаемые формирующие устройства; 4 - сварочная ванна; 5 - металл; 6 - сварной шов; 7 – шлаковая ванна; В - ширина шва; h_m , h_b - глубина металлической и шлаковой ванн;

Электронно-лучевая сварка использует энергию электронного луча, который бомбардирует зону сварки направленным электронным потоком.

В газовой сварке источником тепла является высокотемпературное пламя, образующееся при сжигании смеси ацетилена и кислорода (рис. 3.1.3).

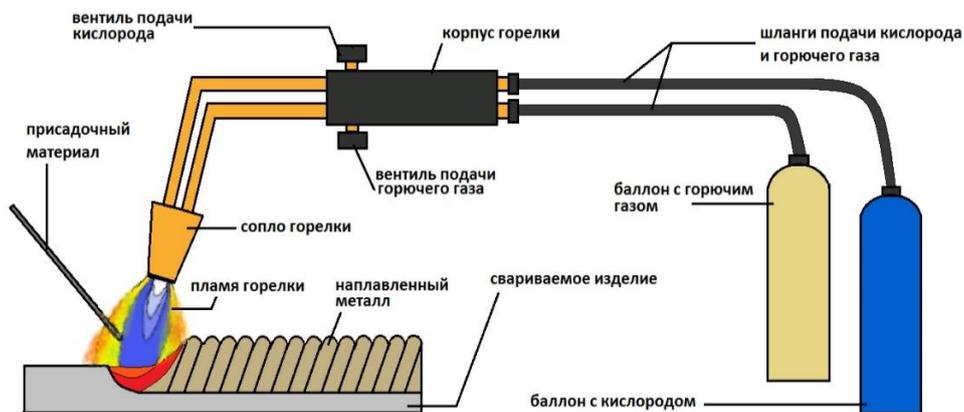


Рис. 3.1.3. Газовая сварка

Сварное соединение – это неразъемное соединение нескольких деталей, выполненное сваркой.

Конструктивный тип сварного соединения определяется взаиморасположением свариваемых частей. При сварке плавлением различают следующие типы сварных соединений: стыковое, угловое, тавровое, нахлесточное и торцевое.

Стыковое соединение – это соединение двух деталей торцевыми поверхностями, которые могут различаться по толщине (рис. 3.1.4, а). Оно наиболее распространено в сварных конструкциях, поскольку имеет ряд преимуществ перед другими видами соединений.

Стыковой шов определяется следующими размерами: шириной e , выпуклостью q , глубиной провара h , зазором b ; угловой – катетом k (k_1 и k_2 – для швов с различными размерами), вогнутостью, выпуклостью. Стыковые швы применяют для выполнения стыковых и торцевых соединений. Угловые швы применяют в тавровых, угловых и нахлесточных соединениях.

Угловое соединение представляет собой сварное соединение двух элементов, расположенных под углом друг к другу и сваренных в месте приложения их кромок (рис. 3.1.4, б).

Торцевое соединение – это соединение, в котором боковые поверхности элементов примыкают друг к другу (рис. 3.1.4, в).

Нахлесточное соединение представляет собой сварное соединение, в котором соединяемые элементы расположены параллельно и частично перекрывают друг друга (рис. 3.1.4, г).

Тавровое соединение – это соединение, в котором к боковой поверхности одного элемента примыкает под углом и приварен торцом другой элемент (рис. 3.1.4, д).

Сварной шов представляет собой участок сварного соединения, образовавшегося в результате кристаллизации расплавленного металла сварочной ванны.

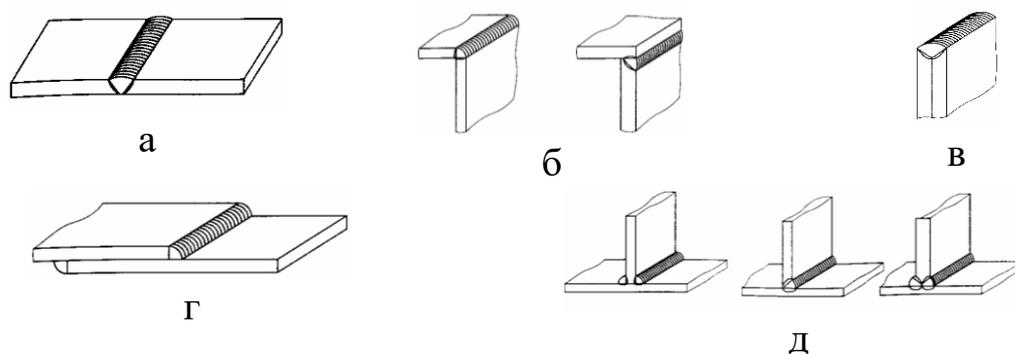


Рис. 3.1.4. Типы сварных соединений

Сварочная ванна – это часть металла сварного шва, находящаяся в момент сварки в расплавленном состоянии.

Согласно ГОСТу швы подразделяют по положению их выполнения: в лодочку Л, нижнее Н, полугоризонтальные Пг, горизонтальные Г, полу- вертикальные Пв, вертикальные В, полупотолочные Пп, потолочные П (рис. 3.1.5).

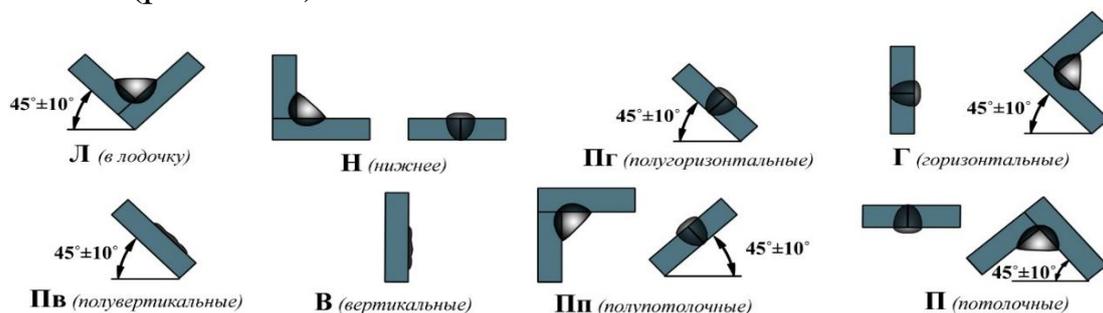


Рис. 3.1.5. Основные положения сварки и их обозначение

По форме наружной поверхности стыковые швы могут быть выпуклыми или, реже, плоскими; угловые швы могут выполняться вогнутыми или выпуклыми. Сварные соединения с выпуклыми швами

лучше работают на статическую нагрузку, чем соединения с вогнутыми швами. Однако выпуклые швы неэкономичны (рис. 3.1.6).

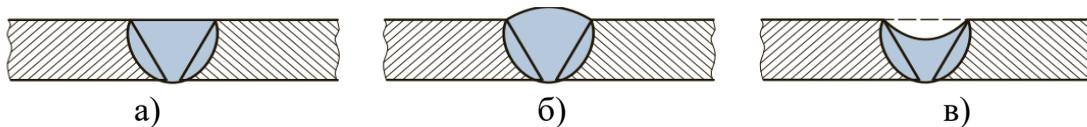


Рис. 3.1.6. Формы сварных швов: а – стандартный; б – выпуклый; в – вогнутый

По направлению действующих усилий швы подразделяют на фланговые (продольные и боковые) (рис. 3.1.7, а), оси которых параллельны направлению усилия, лобовые (поперечные) (рис. 3.1.7, б), комбинированные (рис. 3.1.7, в) и косые (рис. 3.1.7, г).

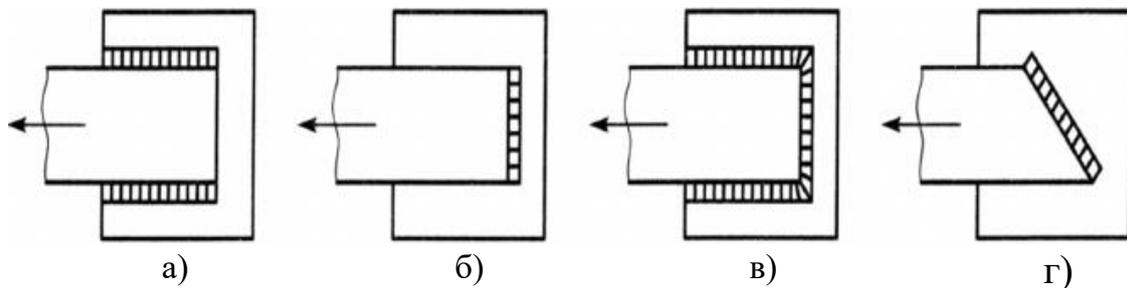


Рис. 3.1.7. Классификация сварных швов по направлению действующих усилий

По протяженности различают швы сплошные и прерывистые (цепные или шахматные, рис. 3.1.8).

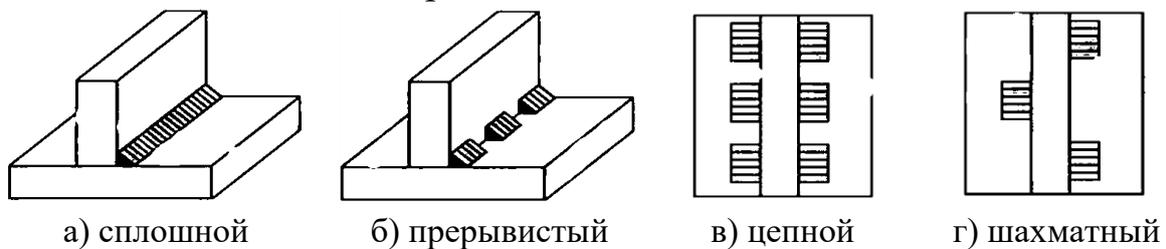


Рис. 3.1.8. Классификация сварных швов по протяженности

По условиям работы швы подразделяют на рабочие и связующие (нерабочие, соединительные).

По технологии выполнения швы подразделяют по поперечному сечению на однопроводные, многопроводные и многослойные, по длине шва – на проход, вразброс разными способами и др.

Сварочные материалы

Сварочными называют материалы, обеспечивающие возможность протекания сварочных процессов и получение качественных

сварных соединений. К ним относят: покрытые электроды, присадочные металлы, флюсы, защитные газы и некоторые другие.

Для сварки необходимо применять преимущественно присадочные материалы, выпускаемые по специализированным стандартам или техническим условиям. Промышленность выпускает присадочные материалы для сварки сталей, чугуна, алюминия, меди, титана и их сплавов.

Присадочные материалы для сварки и наплавки сталей подразделяются на три группы: низкоуглеродистые, легированные с содержанием легирующих элементов 2,5 – 10,0 %, высоколегированные с содержанием легирующих элементов более 10 %. Химический состав некоторых проволок приведен в табл. 3.1.1.

Таблица 3.1.1

Химический состав (%) некоторых марок стальной сварочной проволоки ГОСТ 2246-70

Проволока	Углерод	Кремний	Марганец	Хром	Никель
Низкоуглеродистая Св-08	0,10		0,35 – 0,60	0,15	0,30
Св-08А				0,12	
Св-08ГА			0,80 – 1,10		
Св-10Г2	0,12		1,50 – 1,90	0,20	0,30
Легированная Св-08ГС	0,10	0,60 – 0,08	1,40 – 1,70	0,20	0,25
Св-08Г2С	0,10	0,70 – 0,95	1,80 – 2,10		0,25
Св-18ХГС	0,15 – 0,22	0,90 – 1,20	0,80 – 1,20	0,80 – 1,10	0,30
Высоколегированная Св-12Х13	0,09 – 0,14	0,30 – 0,70	0,30 – 0,70	12,00–14,00	0,60
Св-06Х19Н9Т	0,08	0,40 – 1,00	1,00 – 2,00	18,00–20,00	8,00 – 10,00
Св-07Х19Н10Б	0,05 – 0,09	0,70	1,50 – 2,00	18,00–20,00	9,00 – 10,00

Условные обозначения марок сварочной проволоки состоят из индекса С (сварочная) и следующих за ним цифр и букв. Цифры после индекса обозначают содержание углерода в сотых долях процента. Последующие буквы указывают на содержание в проволоке легирующих элементов, обозначаемых: алюминий – Ю, азот – А, бор – Р, ванадий – Ф, вольфрам – В, кремний – С, марганец – Г, медь – Д, молибден – М, никель – Н, титан – Т, хром – Х и др. Цифры после букв указывают среднее содержание элемента в процентах (отсутствие цифры означает

содержание данного элемента менее 1 %). Буква А в конце обозначений низкоуглеродистых и легированных проволок указывает на повышенную чистоту металла по содержанию серы и фосфора.

Проволоку различают также по назначению: для сварки (наплавки) и для изготовления электродов (условное обозначение – Э).

Стальную сварочную проволоку по ГОСТу выпускают следующих диаметров (мм): 0,3; 0,5; 0,8; 1,0; 1,2; 1,4; 1,6; 2,0; 3,0; 4,0; 5,0; 6,0; 8,0; 10,0 и 12,0.

Электроды для дуговой сварки сталей применяются плавящиеся металлические в виде стержней длиной до 450 мм из сварочной проволоки с нанесенным на них слоем покрытия, обеспечивающим устойчивое горение дуги, защиту от вредного воздействия воздуха и металлургическую обработку сварочной ванны.

В покрытия входят следующие компоненты:

- газообразующие – неорганические и органические вещества; ионизирующие, или стабилизирующие, – различные соединения, в состав которых входят калий, натрий, кальций и др;
- шлакообразующие – составляющие основу покрытия, обычно руды (марганец, титановые), минералы;
- легирующие элементы и элементы-раскислители – кремний, марганец, титан и др., используемые в виде сплавов. Эти элементы образуют с железом так называемые ферросплавы;
- связующие компоненты – водные растворы силикатов натрия и калия, называемые жидким стеклом.

Электроды, выпускаемые отечественной промышленностью, условно можно разделить на следующие группы: электроды общего назначения (универсальные) для сварки углеродистых и низколегированных конструкционных сталей; электроды специального назначения для сварки сталей повышенной и высокой прочности и электроды для сварки легированных теплоустойчивых сталей (табл. 3.1.2).

Таблица 3.1.2

Характеристики покрытых электродов

Марка электрода	Тип электрода	Механические характеристики			Технологические характеристики	
		δ_b , МПа	δ_t , МПа	α_n , кДж/м ²	α_k , г/(А·с)	Род тока
ОММ-5	Э42-Р	490	363	980	$2,0 \cdot 10^{-3}$	Переменный и постоянный
АНО-6	Э42-Т	440	323	1370	$2,4 \cdot 10^{-3}$	
ОЗС-2	Э42АОФ	450	372	1760	$2,4 \cdot 10^{-3}$	Постоянный
АТО-3	Э46-Т	490	372	1470	$2,4 \cdot 10^{-3}$	Переменный и постоянный
АНО-4	Э46-Т	490	362	1470	$2,0 \cdot 10^{-3}$	
ОЗС-4	Э46-Т	490	382	1175	$2,4 \cdot 10^{-3}$	
МР-3	Э46-Т	490	372	1470	$2,2 \cdot 10^{-3}$	Постоянный
УОНИ-13/5	Э42А-Ф	450	353	2160	$2,4 \cdot 10^{-3}$	
УОНИ-13/55	Э50-Ф	510	412	1960	$2,6 \cdot 10^{-3}$	
АНО-1	Э42-Т	460	343	1370	$4,2 \cdot 10^{-3}$	Переменный и постоянный
АНО-5	Э42-Т	450	372	1270	$4,2 \cdot 10^{-3}$	
ОЗС-3	Э42-Т	470	392	1180	$3,0 \cdot 10^{-3}$	

Электроды общего назначения – это наиболее многочисленная группа элементов, которая применяется в различных областях промышленности и строительства для получения наплавленного металла с пределом прочности от 34 до 55 кг/мм² (1 кг/мм² = 10 МПа) и включает в себя электроды типов Э34, Э42, Э42А, Э46, Э46А, Э50, Э50А, Э55 и др. Этими электродами можно сваривать все углеродистые конструкционные стали обыкновенного качества – кипящие, полуспокойные и спокойные, различных видов выплавки (конвертерная, мартеновская, бессемеровская), а также большую группу низколегированных сталей – 0,9Г2С, 10Г2С, 14Г2, 15ГС, 10Г2СД, 10ХСНД, 15ХСНД и др.

Электроды специального назначения применяют в тех случаях, когда к металлу швов предъявляются повышенные требования по механическим свойствам и стойкости против образования трещин. Они обеспечивают наплавленный металл исключительно высокого качества, чистый, плотный, достаточной прочности в сочетании с высокой пластичностью и особенно ударной вязкостью, высокую экономиче-

скую эффективность, высокую стабильность дуги и легкость ее возбуждения, незначительные потери на разбрызгивание металла, хороший внешний вид швов.

Для сварки сталей повышенной и высокой прочности применяются электроды с покрытиями органического типа (на базе целлюлозы), которые отличаются повышенной влагопоглощаемостью. Эти электроды предназначены специально для сварки трубопроводов, работающих при температурах до $-70\text{ }^{\circ}\text{C}$. Однако особенностью их является то, что даже при большом содержании влаги в покрытии электродов их технологические свойства практически не изменяются и наплавленный металл вполне отвечает требованиям, предъявляемым ГОСТом. Эти электроды не требуют просушки перед сваркой даже при повышенном влагосодержании покрытия.

Все сварочные источники в промышленности классифицируются по ряду признаков: переменного тока - сварочные трансформаторы, генераторы повышенной частоты; постоянного тока – генераторы, выпрямители.

Сварочные трансформаторы подключаются к сети переменного тока. Их назначение – питание сварочной дуги и регулирование сварочного тока. Основные области применения – ручная сварка, автоматическая сварка под флюсом. Упрощенная электрическая схема трансформатора такова: на сердечнике из трансформаторной стали размещены первичная и вторичная обмотки. Ток из сети идет сначала через первичную обмотку, намагничивает сердечник, создавая в нем переменный магнитный поток, который, в свою очередь, индуцирует ток во вторичной обмотке.

Сварочный трансформатор ТД-500 предназначен для ручной и механизированной дуговой сварки, резки, наплавки металлов. Он представляет собой передвижной источник питания дуги, выполненный в однокорпусном исполнении с естественной вентиляцией. По способу регулирования сварочного тока он относится к трансформаторам с увеличенным магнитным рассеянием и раздвижными обмотками.

Первичная обмотка его неподвижна, а вторичная передвигается по сердечнику. Перемещением вторичной обмотки регулируется сварочный ток. В нижней части сердечника находится первичная обмотка, состоящая из двух катушек, расположенных на двух стержнях магнитопровода. Катушка первичной обмотки закреплена неподвижно.

Вторичная обмотка, также состоящая из двух катушек, расположена на значительном расстоянии от первичной. Катушки как первичной, так и вторичной обмоток соединены параллельно. Вторичная обмотка, жестко соединенная с плитой, перемещается по сердечнику с помощью винта, с которым она связана, и рукоятки, находящейся на крышке кожуха трансформатора.

Сварочный ток регулируют изменением расстояния между первичной и вторичной обмотками. При вращении рукоятки против часовой стрелки вторичная обмотка удаляется от первичной, индуктивное сопротивление и магнитный поток рассеяния растут и сварочный ток уменьшается. Ток вторичной обмотки поступает на выход.

Пределы регулирования сварочного тока 165 – 650 А.

Сварочные генераторы – это, в принципе, те же генераторы постоянного тока, которые благодаря своим специальным характеристикам могут обеспечить устойчивость горения сварочной дуги. Это достигается тем, что магнитный поток генератора изменяется в зависимости от величины сварочного тока. В сварочных генераторах напряжение питания электрической дуги осуществляется непосредственно с зажимом угольных щеток на коллекторе. Сварочные агрегаты приводятся в движение двигателями внутреннего сгорания, а в сварочных преобразователях генератор приводится в движение электродвигателем.

Сварочные выпрямители представляют собой устройства, предназначенные для преобразования переменного тока в постоянный (выпрямленный). Выпрямитель состоит из следующих основных узлов: силового трансформатора для понижения напряжения сети до необходимого напряжения холостого хода источника; блока полупроводниковых элементов для выпрямления переменного тока; стабилизирующего дросселя для уменьшения пульсаций выпрямленного тока. Выпрямительный блок представляет собой набор полупроводниковых элементов, включенных по определенной схеме. Особенность полупроводниковых элементов заключается в том, что они проводят ток только в одном направлении, в результате чего ток получается постоянный (выпрямленный).

3.1.2. Расчет сварных соединений

Прочность сварных соединений зависит от:

- 1) прочности основного металла соединяемых элементов;
- 2) прочности наплавленного металла шва;
- 3) глубины провара и прочности металла границы сплавления;
- 4) формы и вида соединения и связанного с этим распределения напряжений в соединении;
- 5) характера силового воздействия на соединение;
- б) квалификации сварщика при ручной сварке.

Прочность наплавленного металла шва определяется составом электродной проволоки, составом обмазки или флюса при механизированной сварке и технологией сварки.

Применение этих материалов при правильном технологическом процессе обеспечивает получение прочностных характеристик металла соединения не ниже характеристик основного металла.

Однако при ручной сварке качество сварного шва сильно зависит от условий сварки и квалификации сварщика, поэтому стыковой шов, работающий на растяжение, принимается равнопрочным основному металлу только в том случае, если он будет надежно проверен одним из физических методов контроля (просвечивание рентгеновскими или гамма-лучами, проверка ультразвуком) и признан годным к эксплуатации.

На стыковые швы, работающие на сжатие или срез, влияние возможных внутренних источников концентрации напряжений (газовые и шлаковые включения, поры и т.п.) оказывается меньшим и поэтому применение физических методов контроля для них не является обязательным, что позволяет принимать для таких швов расчетные сопротивления такими же, как и для основного металла.

Угловые швы (лобовые и фланговые) испытывают обычно комбинацию нагрузок осевой силы, изгиба и среза, имеют значительную концентрацию напряжений и пониженные пределы прочности. Учитывая это и данные многочисленных экспериментальных исследований, расчетные сопротивления угловых швов принимают меньшими по сравнению со стыковыми, воспринимающими осевые усилия.

Расчет стыковых сварных швов

При сварке встык сварной шов заменяет основной металл элемента в месте соединения. Поэтому сварные швы встык рассчитывают по тем же формулам, что и основное сечение, только вычисленные напряжения сравнивают не с расчетным сопротивлением основного металла R_y , а с расчетными сопротивлениями сварных швов R_{wy} (см. табл. 3.1.3). Чтобы сечение в месте соединения не было ослаблено, шов должен быть полным и качественным без подрезов и непроваров, с полной заваркой концов.

Таблица 3.1.3

Нормативные и расчетные сопротивления металла швов сварных соединений с угловыми швами

Сварочные материалы		R_{wun} , МПа (кгс/см ²)	R_{wf} , МПа (кгс/см ²)
Тип электрода (по ГОСТ 9467-75)	Марка проволоки		
Э42, Э42А	Св-08, Св-08А, Св-08ГА, Св-10ГА, Св-082С, Св-08Г2СЦ, ПП-АН8, ПП-АНЗ	410 (4200)	180 (1850)
Э46, Э46А		450 (4000)	200 (2050)
Э50, Э50А		490 (5000)	215 (2200)
Э60	Св-08Г2С ¹ , Св-08Г2СЦ, Св-10НМА, Св-10Г2	590 (6000)	240 (2450)
Э70	Св-10ХГ2СМА, Св-08ХН2ГМЮ	685 (7000)	280 (2850)

Примечание: ¹Только для швов с катетом $k_f < 8$ мм в конструкциях из стали с пределом текучести 440 МПа (4500 кгс/см²) и более.

Расчет сварных стыковых соединений на центральное растяжение или сжатие следует производить по формуле (рис. 3.1.9, а)

$$\frac{N}{t \cdot l_w} < R_{wy} \cdot \eta_c$$

где N - расчетное усилие; t - наименьшая толщина соединяемых элементов; l_w - расчетная длина шва, равная его полной длине, уменьшенной на $2t$, или полной длине в случае вывода концов за пределы стыка; R_{wy} - расчетное сопротивление сварного стыкового соединения сжатию или растяжению (табл. 3.1.3).

Чтобы сделать стыковой шов при меньших расчетных сопротивлениях сварного шва равнопрочным основному металлу, его можно выполнить косым. В этом случае напряжения в направлении:

- перпендикулярном к шву

$$\frac{N \cdot \sin \alpha}{t \cdot l_w} < R_{wy} \cdot \beta_c$$

- вдоль шва среза

$$\frac{N \cdot \cos \alpha}{t \cdot l_w} < R_{wy} \cdot \beta_c$$

где β_c – коэффициент условий работы из табл. 6 СП 16; α - угол между швом и горизонталью.

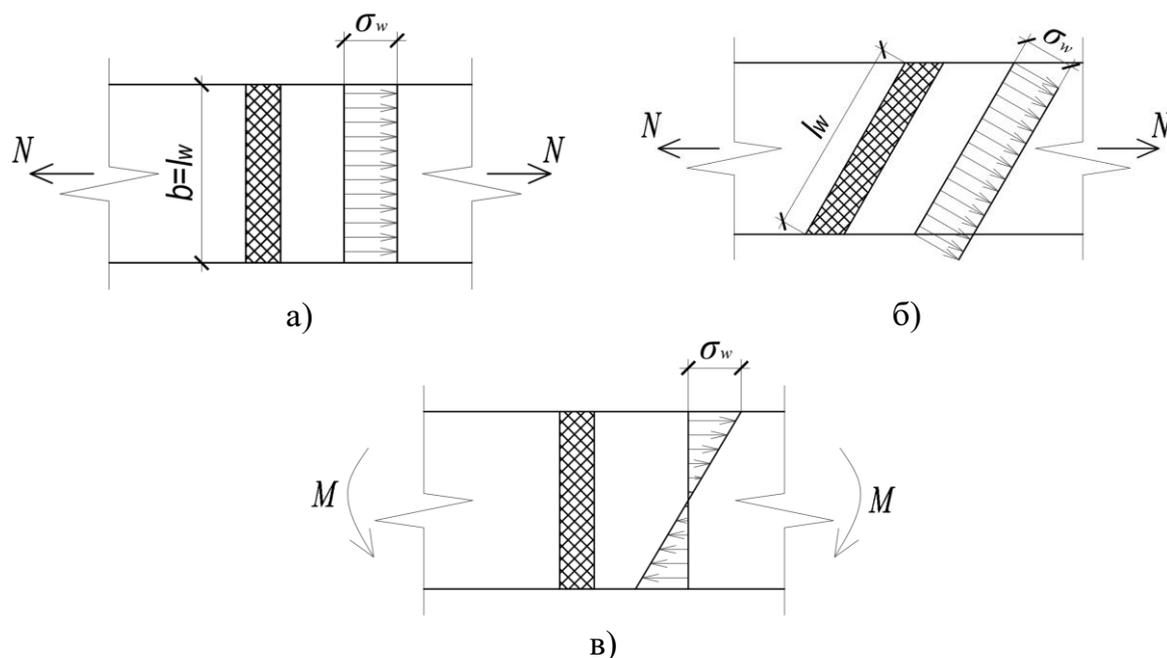


Рис. 3.1.9. К расчету стыковых швов: а, б – на продольную силу; в – на изгиб

Практически такие швы выполняют с заложением 1 : 2 ($\tan \alpha = 2$); в этом случае шов становится равнопрочным со стыкуемыми элементами и его не надо рассчитывать.

При действии изгибающего момента (рис. 3.1.9) напряжения в шве:

$$\frac{M}{W_w} = \frac{6M}{t \cdot l_w^2} < R_{wy} \cdot \beta_c$$

где $W_w = W$ – момент сопротивления шва, равный моменту сопротивления соединяемых элементов.

$$W = \frac{t \cdot l_w^2}{6}$$

При работе соединения встык на срез касательные напряжения в сварном шве:

$$\tau_w = \frac{Q \cdot S_w}{J_w \cdot t} < R_{wf} \cdot \eta_c$$

где Q – поперечная сила; S_w , J_w – момент инерции и статический момент сопротивления шва с учетом уменьшения площади их поперечного сечения; t - наименьшая из толщин соединяемых элементов.

В сварных швах встык, работающих одновременно на изгиб и срез, должны быть проверены приведенные напряжения по формуле

$$\sigma_w^{pp} = \sigma_w^2 + 3\tau_w^2 = 1,15 \cdot R_{wf}$$

где σ_w - нормальное напряжение в шве от изгиба; $\tau_w = \frac{Q}{t \cdot l_w}$ - среднее касательное напряжение от поперечной силы Q , определенное из условия равномерного распределения по стыковому шву.

Расчет угловых сварных швов

Сварные соединения с угловыми швами (угловые, нахлесточные и тавровые соединения) рассчитывают по двум сечениям: по металлу шва и по металлу границы сплавления. В первом случае расчетное сопротивление R_{wf} устанавливают в зависимости от свойств применяемых сварочных материалов, во втором R_{wf} определяют по прочностным характеристикам основного металла. Выбор расчетных сопротивлений преследует цель получения равнопрочности сечений, однако в действительности одно из расчетных сечений будет неизбежно обладать меньшей прочностью. Именно это сечение и следует рассматривать при расчете угловых соединений на срез.

Угловые швы располагают в углах, образованных гранями соединяемых элементов. Высота шва k_f – это размер наименьших из его катетов (рис. 3.1.10).

Угловые швы могут быть фланговые и лобовые.

Фланговые угловые швы под воздействиями продольного усилия работают на срез (рис. 3.1.10, б). Поверхность среза располагается примерно по биссектрисе углового шва, имея расчетную высоту сварного шва (βk_f). Коэффициент β зависит от формы шва, глубины провара, способа сварки и принимается по табл. 34 СП 16:

$\beta = 1$ – для однопроходной автоматической сварки;

$\beta = 0,9$ – для трехпроходной автоматической сварки;

$\beta = 0,85$ – для однопроходной полуавтоматической сварки;

$\beta = 0,8$ – для двух- и трехпроходной полуавтоматической сварки;
 $\beta = 0,7$ – для многопроходной (более трех) автоматической, полуавтоматической и ручной сварки.

Лобовые угловые швы воспринимают продольное усилие и рассчитываются условно на срез. В действительности эти швы находятся в сложном напряженном состоянии, работая на изгиб, растяжение (сжатие) и срез в связи с искривлением силового потока в месте соединения (рис. 3.1.10, г).

Сварные соединения с угловыми швами при действии продольной и поперечной сил следует рассчитывать на срез (условный) по двум сечениям:

по металлу шва (сечение 1)

$$\frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w} < R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c$$

по металлу границы сплавления (сечение 2)

$$\frac{N}{\beta_z \cdot k_f \cdot l_w} < R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c$$

где l_w – расчетная длина шва, принимаемая меньше его полной длины на 10 мм; γ_{wf} и γ_{wz} – коэффициенты условий работы шва, равные во всех случаях, кроме конструкций, возводимых в климатических районах I₁, I₂, II₂ и II₃, для которых $\gamma_{wf} = 0,85$ для металла шва с нормативным сопротивлением $R_{wun} = 410$ МПа и $\gamma_{wz} = 0,85$ для всех сталей.

При действии изгибающего момента на прямоугольный элемент, приваренный угловыми швами к конструкции, проверку нормальных напряжений в швах производят по формулам:

по металлу шва

$$\sigma_w = \frac{M}{W_f} < R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c$$

по металлу границы сплавления

$$\sigma_w = \frac{M}{W_z} < R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c$$

где W_f – момент сопротивления расчетного сечения по металлу шва; W_z – то же по металлу границы сплавления.

Практически при расчете угловых швов на осевую силу удобнее пользоваться формулой, выражающей необходимую длину шва.

Длину шва при заданной толщине (βk_f) определяют:

$$l = \frac{N}{(\beta \cdot k_f) \cdot R_{wf}}$$

При действии сдвигающей силы на элемент, прикрепленный угловыми швами (см. рис. 3.1.10, в), напряжения на поверхности среза считаются распределенными равномерно и формула проверки напряжений имеет вид

$$\tau = \frac{Q}{F_w} = \frac{Q}{\beta \cdot k_w \cdot l_w} < R_{wf}$$

где l_w – суммарная расчетная длина сварных швов в соединении.

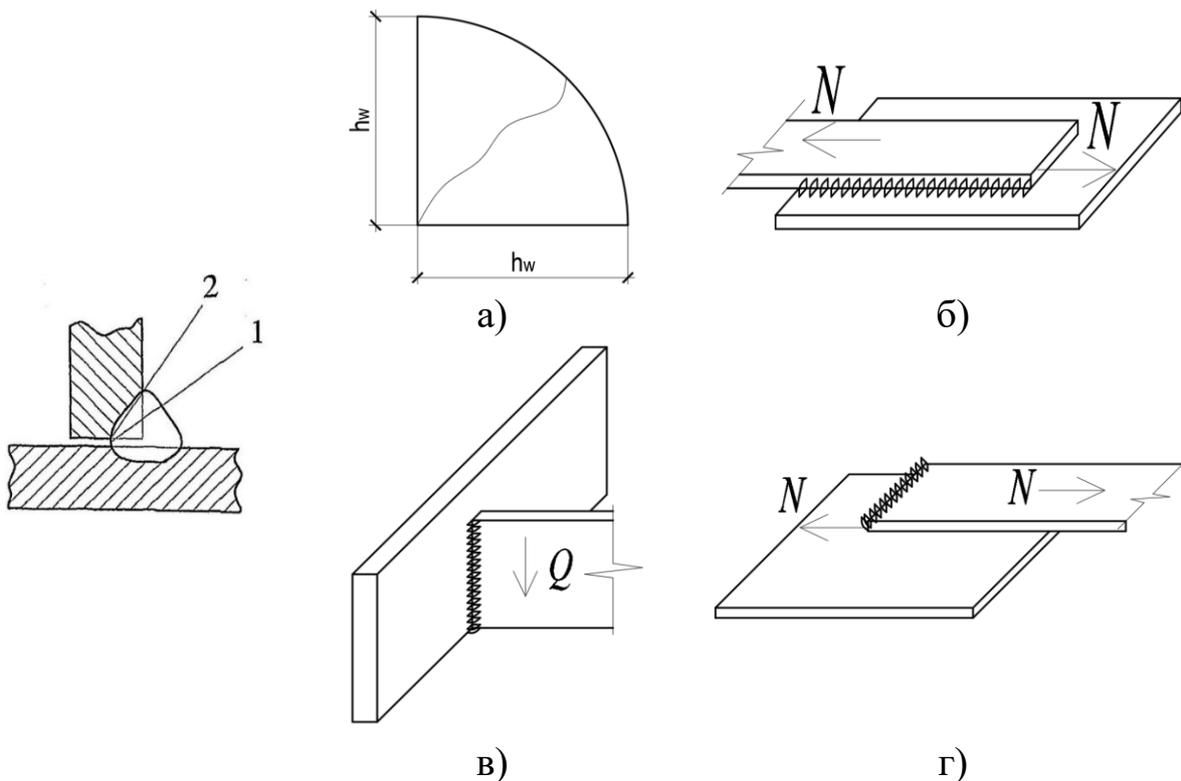


Рис. 3.1.10. Расчетные сечения угловых швов: 1 – сечение по металлу шва; 2 – то же по металлу границы сплавления; а – расчетная высота шва; б – фланговые швы; в – лобовые швы; г – угловые швы

Расчет комбинированных сварных соединений

В комбинированном соединении различные виды швов (стыковые, угловые) работают совместно (рис. 3.1.11).

На рис. 3.1.11, а показано соединение внахлестку угловыми фланговыми или лобовыми швами. Условно считается, что напряжения в швах такого соединения распределяются равномерно по поверхности среза всех швов.

На рис. 3.1.11, б приведено комбинированное соединение полосы встык, усиленное накладками. При расчете такого типа стыков принимается, что напряжения по оси стыка в стыковом шве и накладках одинаковы:

$$\sigma = \frac{N}{F_{\Pi}} + \sum F_{\text{Н}} < R_{\text{п}}^{\text{СВ}}$$

где F – площадь соединяемой полосы; $\sum F_{\text{Н}}$ – суммарная площадь накладок.

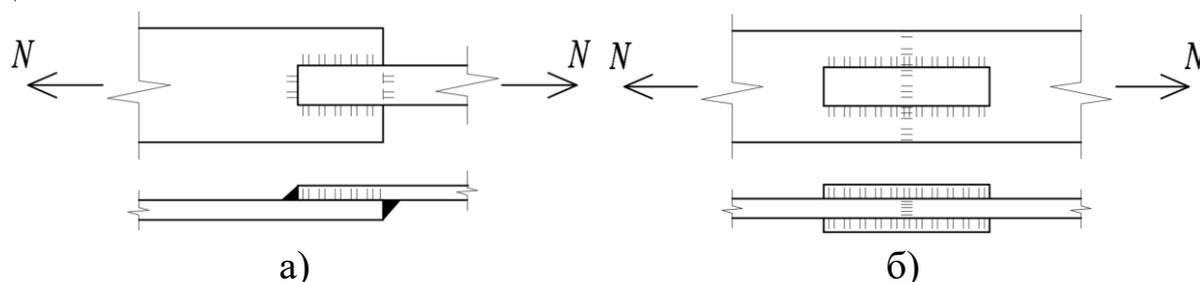


Рис. 3.1.11. К расчету комбинированных соединений: а – фланговые и лобовые швы; б – угловые и стыковые швы

Усилие в накладке определяется по формуле

$$N_{\text{Н}} = \sigma \cdot F_{\text{Н}}$$

На это усилие проверяют угловые фланговые швы, прикрепляющие накладку в полосу.

Кроме этого катеты сварных швов должны приниматься не менее указанных в табл. 38 СП 20.

3.1.3. Конструктивные требования к сварным соединениям

К параметрам швов предъявляются строгие требования. Минимальный катет углового шва составляет 4 мм, максимальный – не более 20 мм (во избежание высоких внутренних напряжений). Катет не должен превышать 1,2 толщины более тонкого из свариваемых элементов. В конструкциях, работающих на динамические и вибрационные нагрузки, а также в «северном исполнении», угловые швы выполняют вогнутыми с соотношением катетов 1:1,5, причём больший катет направляют вдоль действующего усилия. Расчётная длина углового шва должна быть не менее 4 катетов шва ($4k_f$) и не менее 40 мм; конструктивная длина – больше расчётной не менее чем на 10 мм. Нахлест

должен составлять не менее пяти толщин самого тонкого из свариваемых элементов. Для прерывистых швов расстояние между ними не должно превышать 15 толщин шва для сжатых элементов и 30 толщин – для растянутых и нерабочих.

Расположение швов также подчиняется определённым правилам: швы не должны пересекаться или располагаться слишком близко друг к другу, недопустимо образование замкнутого контура швами. При сварке деталей разной толщины рекомендуется выполнять односторонний или двусторонний скос кромок с уклоном не более 1:5 для плавного распределения силового потока. Стыковые соединения листовых деталей следует выполнять прямыми с полным проваром и с применением выводных планок; в монтажных условиях допускается односторонняя сварка с подваркой корня шва либо сварка на остающейся стальной подкладке.

Подготовка кромок и требования к качеству поверхности строго регламентированы. Кромки в стыковом соединении можно не выполнять, если разница между толщинами элементов менее 4 мм и величина перепада не превышает одной восьмой толщины тонкого элемента. Кромки стальных деталей под сварку должны быть ровными, без трещин, заусенцев и завалов свыше 0,3 мм. Поверхности деталей в местах расположения сварных швов перед сваркой проверяют: кромки должны быть сухими, без следов коррозии, грязи, масла и иных загрязнений. По окончании сварочных работ швы и прилегающие к ним поверхности очищают от шлаков, наплывов, брызг металла, окалины и проверяют.

Контроль качества швов предусматривает следующие требования: поверхность швов должна быть гладкой или равномерно мелкочешуйчатой, без наплывов и натеков, с плавным переходом к основному металлу; недопустимы трещины любой длины и ориентации, поры, шлаковые включения, непровары в корне шва, несплавления по кромкам. Для контроля применяют визуально-измерительный метод, проверку герметичности, капиллярный метод, магнитопорошковую дефектоскопию и другие способы.

В зависимости от места и времени контроль при сварке осуществляют в три стадии: входной, операционный и приемочный. Контроль осуществляется регистрационным или измерительным методом.

Входной контроль основного металла и вспомогательных сварочных материалов, технической документации и др. предусматривает проверку:

- состояния и настройки оборудования, аппаратуры и сборочно-сварочных приспособлений;
- качества подготовки свариваемых кромок, очередности и правильности сборки под сварку;
- правильности выполнения прихваток и удаления шлака.

Операционный контроль осуществляется в процессе сварки и непосредственно после ее завершения и включает:

- систематическую проверку стабильности режимов сварки;
- контроль очередности наложения швов и полноту удаления шлака;
- проверку температуры попутного подогрева или термообработки.

Приемочный контроль осуществляется по завершению этапа. Контроль после сварки проводится вслед за очисткой места сварки от шлака, брызг, грязи и включает наряду с внешним осмотром и обмером различные методы контроля качества сварных соединений и конструкций.

Выбор вида, метода, объема контроля качества сварных швов, соединений и сварной конструкции, а также технических требований к дефектам сварного шва зависит в основном от назначения сварной конструкции, особенности конструктивной формы сварного изделия и класса металлической конструкции и климатического района ее эксплуатации.

Дополнительные требования касаются специфических условий: при сварке несущих, расчётных элементов конструкций (корпуса печи, дымовой трубы, рамы и т. д.) применяют стыковые, угловые и тавровые сварные соединения с полным проплавлением (без конструктивного зазора); для предотвращения холодных трещин сварочные работы при изготовлении металлоконструкций рекомендуется проводить при положительных температурах окружающего воздуха; сварочные материалы и технологии сварки должны быть аттестованы.

Следует учитывать, что нормы и требования могут варьироваться в зависимости от типа конструкции, материала, условий эксплуатации

и иных факторов. При проектировании и выполнении сварных соединений необходимо руководствоваться актуальными нормативными документами и проектной документацией.

3.2. Болтовые и заклепочные соединения

Болтовые и заклепочные соединения представляют собой одни из наиболее распространённых типов разъёмных и неразъёмных соединений соответственно, применяемых в строительных, машиностроительных и транспортных системах. Их основное назначение – передача усилий (растягивающих, сжимающих, сдвигающих или изгибающих) между соединяемыми элементами, а также обеспечение требуемой жёсткости, надёжности и долговечности конструкции в целом. Несмотря на появление современных технологий крепления, таких как сварка или клеевые соединения, болтовые и заклепочные соединения сохраняют свою актуальность благодаря технологичности, ремонтнопригодности и возможности контроля качества соединений в процессе эксплуатации. Болтовые соединения особенно распространены в металлических конструкциях зданий и сооружений (включая каркасы, фермы, связи), мостостроении, а также в стальных конструкциях, подверженных демонтажу или транспортировке. Заклепочные соединения, хотя и утратили широкое применение в новых конструкциях, всё ещё встречаются в исторических сооружениях, а также в некоторых отраслях (например, в авиастроении), где по-прежнему ценятся их устойчивость к усталостным воздействиям и вибрациям. Принципиальное различие между этими двумя типами соединений заключается в способе формирования самого крепёжного элемента: болт вводится в отверстие с последующей затяжкой гайки, в то время как заклепка формируется непосредственно в процессе монтажа – путём расклёпывания её замыкающей части. Оба вида соединений рассчитываются по схожим принципам, основанным на проверке прочности на срез, смятие, растяжение, а также на обеспечение устойчивости соединяемых элементов. При проектировании необходимо учитывать не только механические характеристики материалов, но и геометрические параметры – диаметры отверстий, шаги расстановки крепёжных элементов, рас-

стояния до кромок, которые регламентированы нормативными документами, такими как СП 16.13330 «Стальные конструкции» и ГОСТ 14202–69, ГОСТ 7798–70, ГОСТ 10299–80.

3.2.1. Общая характеристика болтов и заклепок

Болты и заклёпки – это стандартизированные крепёжные изделия, предназначенные для создания соединений между деталями конструкции. Болт представляет собой стержень с наружной резьбой на одном конце и головкой определённой формы на другом (обычно шестигранной). Он работает в паре с гайкой и, при необходимости, с шайбой. В зависимости от назначения и условий эксплуатации, болты классифицируются по классу прочности (например, 4.6, 5.6, 8.8, 10.9 по ГОСТ 1759.4–87), типу поверхности (чёрные, оцинкованные, горячеоцинкованные), точности изготовления (нормальной, повышенной или грубой точности) и конструктивному исполнению (с шестигранной головкой, с шестигранной головкой и уменьшенной головкой, высокопрочные, фундаментные и др.). Высокопрочные болты (класс прочности не ниже 8.8) применяются в стальных конструкциях для соединений, подверженных значительным динамическим или переменным нагрузкам, так как они обеспечивают высокую предварительную затяжку и, следовательно, большую несущую способность за счёт трения между соединяемыми элементами.

Заклёпка – это стержень круглого сечения с головкой на одном конце. При монтаже заклёпка вставляется в совмещённые отверстия соединяемых деталей, после чего свободный конец расклёпывается (формируется вторая головка – замыкающая), создавая неразъёмное соединение. Заклёпки изготавливаются из пластичных материалов – в основном из сталей низкой или средней прочности (например, Ст2, Ст3 по ГОСТ 380–2005), а также из алюминиевых и медных сплавов для специальных условий. По форме головки различают заклёпки с полукруглой, потайной, плоской, полупотайной и другими головками. По методу установки заклёпки подразделяются на холодноклёпаные (при диаметре до 8–10 мм) и горячеклёпаные (при больших диаметрах), когда заклёпку нагревают до пластичного состояния для облегчения формирования замыкающей головки. Несмотря на то, что заклёпочные соединения практически не применяются в современном гражданском

строительстве, они обладают рядом достоинств: высокая усталостная прочность (благодаря плавному переходу напряжений), хорошая герметичность (при применении герметизирующих типов), а также устойчивость к вибрационным нагрузкам. Однако их основным недостатком является трудоёмкость монтажа и невозможность разборки без разрушения соединения.

Оба типа крепежа требуют соблюдения строгих допусков при сверлении отверстий. Диаметр отверстия под болт или заклёпку должен превышать номинальный диаметр стержня на 0.5–2 мм в зависимости от типа соединения и требований норм (например, по СП 16.13330 разность диаметров не должна превышать 3 мм для нормальной точности). Нарушение этих требований может привести к концентрации напряжений, снижению несущей способности и преждевременному разрушению соединения. Важным аспектом также является коррозионная стойкость: в условиях повышенной влажности или агрессивной среды применяются оцинкованные болты или заклёпки из коррозионностойких материалов, либо предусматривается защита соединения лакокрасочными покрытиями.

3.2.2. Расчет болтовых и заклепочных соединений

Расчёт болтовых и заклёпочных соединений осуществляется с целью обеспечения их прочности при действии различных видов нагрузок: сдвигающих (срезающих), растягивающих и смятие от опорного давления стержня на стенки отверстия. Основные положения расчёта установлены в нормативных документах, в первую очередь в СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции» и в ГОСТах, регламентирующих применение крепёжных изделий. Расчёт условно разделяется на проверку прочности самого крепёжного элемента и проверку прочности соединяемых элементов.

1. Расчёт на срез.

Срез крепёжного элемента происходит в плоскости контакта соединяемых деталей. Необходимо рассчитать касательные напряжения в стержне и сравнить их с расчётным сопротивлением срезу R_{bs} (для болтов) или R_{rs} (для заклёпок). Для болта или заклёпки с одним срезом:

$$N \leq N_{bs} = R_{bs} \cdot A_b,$$

где N – расчётное усилие, передаваемое болтом (заклёпкой); A_b – площадь сечения стержня по номинальному диаметру d .

При многоплоскостном срезе (два и более среза) несущая способность умножается на число срезов. Важно учитывать, что для высокопрочных болтов с предварительной затяжкой расчёт на срез по стержню не производится, так как передача сдвигающей силы осуществляется за счёт сил трения между сжатыми элементами.

2. Расчёт на смятие.

Смятие происходит в результате давления стержня крепежа на стенку отверстия. Проверка прочности осуществляется по формуле

$$N \leq N_b \cdot R = d \cdot \sum t \cdot R_{bp},$$

где d – диаметр болта или заклёпки; $\sum t$ – наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении; R_{bp} – расчётное сопротивление смятию, принимаемое по наименее прочному из соединяемых элементов. Значение R_{bp} зависит от класса прочности болта и марки стали соединяемых элементов и определяется по табличным данным СП 16.13330.

3. Расчёт на растяжение.

Если болт (заклёпка) подвержен центральному растяжению, его несущую способность определяют по площади сечения по резьбе A_{bn} (для болтов):

$$N \leq N_{bt} = R_{bt} \cdot A_{bn},$$

где R_{bt} – расчётное сопротивление растяжению болта. Для заклёпок расчёт на растяжение, как правило, не производится, поскольку они не предназначены для восприятия растягивающих усилий.

4. Проверка прочности соединяемых элементов.

Особое внимание уделяется проверке прочности соединяемых элементов на разрыв по ослабленному сечению. Отверстия под болты и заклёпки снижают несущую площадь поперечного сечения, что требует проверки:

$$N \leq R_y \cdot A_{nt} \cdot \gamma_c,$$

где A_{nt} – площадь нетто ослабленного сечения; R_y – расчётное сопротивление материала растяжению; γ_c – коэффициент условий работы.

Помимо прочностных проверок, при проектировании обязательно соблюдаются конструктивные требования: минимальные расстояния от центра отверстия до кромки элемента (не менее $1.5d$), шаг между центрами крепежей (обычно $2.5d - 3d$), а также максимальные

расстояния, которые регулируются из условий предотвращения коррозии и обеспечения плотного прилегания элементов.

Вопросы для самопроверки

1. Какие основные типы сечений применяются для центрально-сжатых металлических колонн и для каких нагрузок они рекомендуются?
2. Как определяется расчетная длина колонны в зависимости от схемы закрепления ее концов?
3. Что такое гибкость стержня и как она влияет на несущую способность колонны?
4. По какой формуле вычисляется несущая способность центрально-сжатой колонны с учетом устойчивости?
5. Какие расчетные сопротивления стали используются для различных марок проката в колоннах?
6. Когда требуется проверка местной устойчивости стенок колонны и как обеспечивается жесткость?
7. Как рассчитывается несущая способность сварных и болтовых соединений в колоннах?
8. В чем особенности расчета составных и трубчатых колонн по действующим нормам?
9. Какие допуски на размеры и толщины прокатных профилей должны соблюдаться при конструировании колонн?
10. Как коэффициент условий работы γ_c влияет на расчет колонн различного назначения?
11. Какие формы потери устойчивости характерны для центрально-сжатых колонн и как их предотвратить?
12. Какой коэффициент устойчивости φ принимается для колонн различной гибкости и марок стали?

Глава 4. БАЛКИ И БАЛОЧНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

4.1. Общая характеристика балок и балочных клеток

Балки – это основные линейные элементы, работающие преимущественно на изгиб и воспринимающие нагрузку, действующую поперёк их продольной оси.

Балочная клетка – это система взаимосвязанных балок одного или нескольких направлений, образующая покрытие или перекрытие и передающая нагрузки на колонны или стены.

Балки применяют в покрытиях и перекрытиях зданий, рабочих площадках, мостах, эстакадах, подкрановых путях и других сооружениях. Основная работа балок – сопротивление изгибу с одновременным восприятием поперечной силы, иногда также кручения и осевого усилия. Наиболее распространённые стальные балки имеют двутавровое сечение (прокатные или сварные), также используют швеллеры, коробчатые и составные сечения; выбор сечения связан с пролётом, нагрузками и технологией изготовления.

Балочной клеткой называют конструктивный комплекс из перекрещивающихся или согласованно работающих балок, предназначенный для восприятия нагрузки от настила и передачи её на основные несущие элементы – колонны или стены. Верхним элементом обычно является настил (стальной, железобетонный и др.), под ним располагаются балки настила, главные и при необходимости вспомогательные балки. Главные балки перекрывают больший пролёт и опираются на колонны или стены, балки настила имеют меньший пролёт и опираются на главные балки либо непосредственно на опоры; вспомогательные балки служат промежуточным звеном между балками настила и главными балками.

Существуют разные типы балочных клеток.

Упрощённый тип – это система балок одного направления, которые непосредственно передают нагрузку на опоры; конструкция проста, но часто менее экономична при больших пролётах (рис. 4.1.1, а).

Нормальный тип включает главные балки и балки настила; нагрузка передаётся с настила на балки настила, затем на главные балки и далее на колонны или стены (рис. 4.1.1, б).

Усложнённый тип содержит три вида балок – балки настила, вспомогательные и главные; применяется при больших пролётах и нагрузках, когда нужно уменьшить количество внутренних опор и рационально распределить усилия (рис. 4.1.1, в).

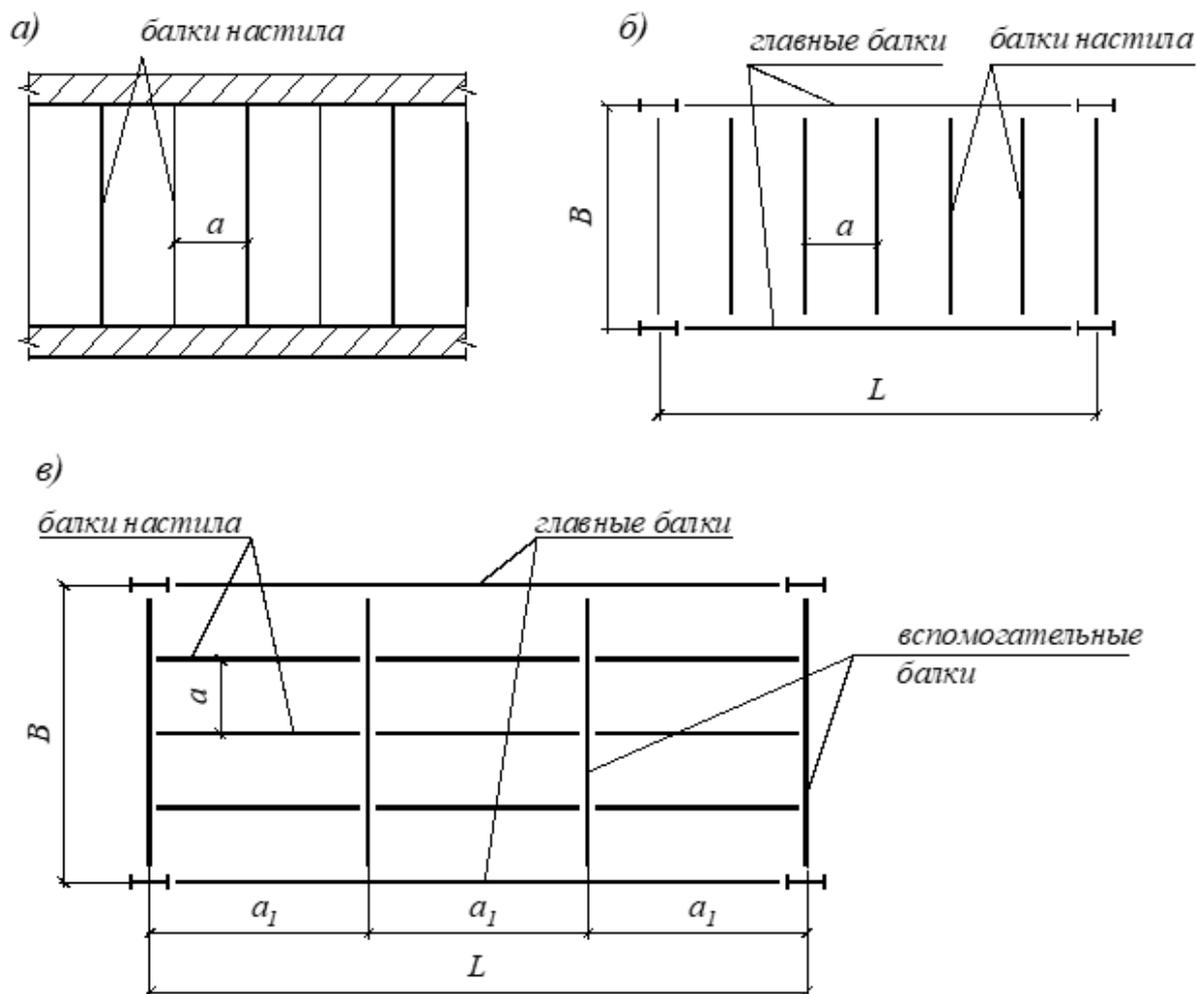


Рис. 4.1.1. Виды балочных клеток: а- упрощённый тип; б- нормальный тип; в- усложнённый тип.

При проектировании балочных клеток выбирают направление балок настила и шаг, расположение главных и вспомогательных балок, а также схему опирания с учётом пролётов, нагрузок, технологических требований и экономичности. Важны также высота конструкции (строительная высота), удобство размещения настила и коммуникаций, а также обеспечение жёсткости и устойчивости всей системы

4.2. Подбор сечения прокатной балки

Определим нагрузки, действующие на конструкцию. Постоянная нагрузка действует от собственного веса настила и балок перекрытий (рис. 4.2.1.).

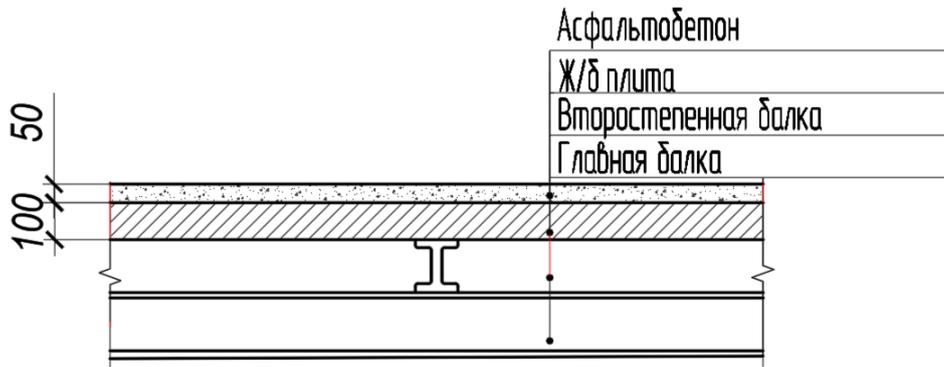


Рис. 4.2.1. Схема перекрытия

Временная нагрузка – заданная по проекту в кН/м^2 .

Сбор нагрузок на 1 м^2 представлен в табл. 4.2.1.

Таблица 4.2.1

Сбор нагрузок на 1 м^2

N п/п	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кН/м^2	γ_f	Расчетная нагрузка, кН/м^2
1	Асфальтобетонное покрытие, $\gamma=18 \text{ кН/м}^3$; $\delta=50 \text{ мм}$	0,9	1,3	1,08
2	Железобетонное покрытие $\gamma=25 \text{ кН/м}^3$; $\delta=100 \text{ мм}$	2,5	1,1	3
3	Собственный вес мк $(0,9+2,5)\cdot 0,05+0,45$	2,17	1,05	2,28
4	Временная (полезная) нагрузка (по своему варианту)	2,8	1,2	33,6
Итого :		$q_n^{\text{м}^2}=33,57$		$q_p^{\text{м}^2}=39,96$

Подбор сечения второстепенной балки

Для второстепенной балки определяем погонную нормативную и расчетную нагрузки. Исходя из того, что пролёт главной балки равен 18 м шаг второстепенной балки равен:

$$l = \frac{1}{10} \cdot L = \frac{1}{10} \cdot 18 = 1,8 \text{ м};$$

$$q_{\text{н}}^{\text{в.б.}} = q_{\text{н}}^{\text{м}^2} \cdot l = 33,57 \cdot 1,8 = 60,426 \frac{\text{кН}}{\text{м}};$$

$$q_{\text{р}}^{\text{в.б.}} = q_{\text{р}}^{\text{м}^2} \cdot l = 39,96 \cdot 1,8 = 71,93 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

$q_{\text{н}}^{\text{м}^2}$ и $q_{\text{р}}^{\text{м}^2}$ принимаем по таблице 4.2.1.

Расчетная схема загрузки вспомогательной балки представлена на рис. 4.2.2.

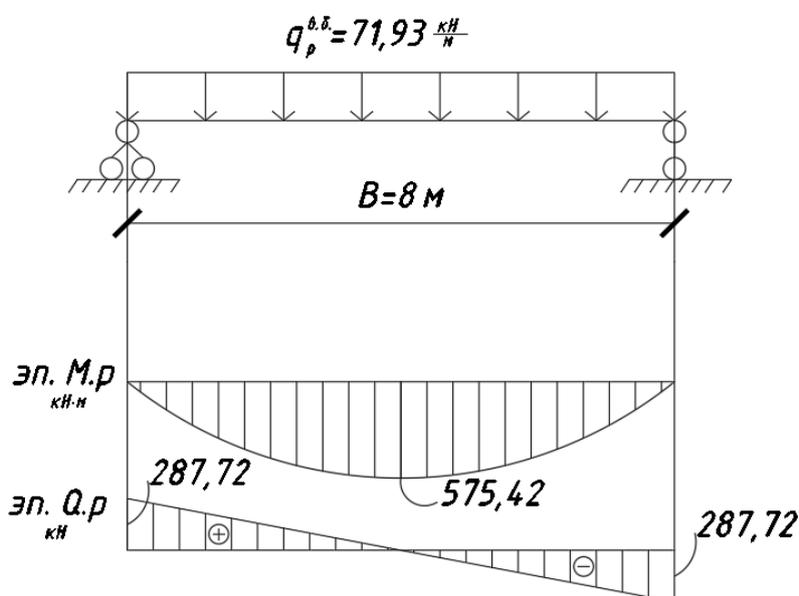


Рис. 4.2.2. Схема загрузки второстепенной балки

Вычисляем расчетный изгибающий момент:

$$M_{\text{р}} = q_{\text{р}}^{\text{в.б.}} \cdot \frac{B^2}{8} = 71,93 \cdot \frac{8^2}{8} = 575,42 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определяет расчетную поперечную силу:

$$Q_{\text{р}} = q_{\text{р}}^{\text{в.б.}} \cdot \frac{B}{2} = 71,93 \cdot \frac{8}{2} = 287,72 \text{ кН}.$$

Механические характеристики стали. Сталь марки С-245 имеет расчетное сопротивление $R_y = 245 \text{ МПа}$. Коэффициент условий работы $\gamma_c = 0,9$. Модуль упругости $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$.

Требуемый момент сопротивления, обеспечивающий прочность балки при изгибе, находим из формулы:

$$\sigma = \frac{M_p}{W} \leq R_y \cdot \gamma_c.$$

$$W_{\text{треб}} = \frac{M_p}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{575,42}{245 \cdot 10^3 \cdot 0,9} = 2,6096 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3 = 2609,6 \text{ см}^3$$

По сортаменту профилированной стали подбираем двутавр I№60Б1 для которого $W_x \geq W_{\text{треб}} = 2610 \text{ см}^3$; $J_x = 74430 \text{ см}^4$; $A = 131 \text{ см}^2$.

Жесткость вспомогательных балок не проверяется, так как пояс двутавра замоноличен в настил.

Проверяем прогиб балки:

Нормативное условие: $\frac{B}{f} > 200$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{\text{н.б.}} \cdot B^4}{E \cdot J_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{60,426 \cdot 8^4}{2,1 \cdot 10^8 \cdot 74430 \cdot 10^{-8}} = 0,021 \text{ м};$$

$$\frac{B}{f} = \frac{8}{0,021} = 381 > 200 \text{ (условие выполняется).}$$

4.3. Подбор сечения разрезных составных балок

Подбор сечения главной балки

Заменим систему сосредоточенных сил равномерно распределённой нагрузкой. Расчётная схема загрузки главной балки представлена на рис. 4.3.1.

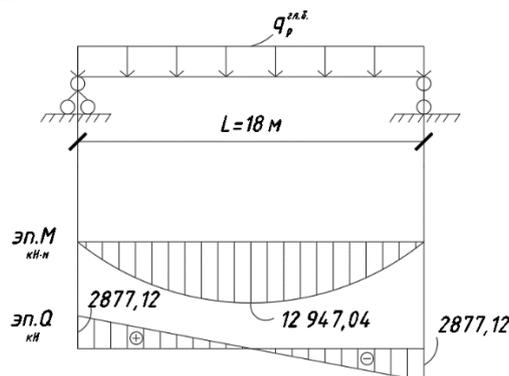


Рис. 4.3.1. Расчётная схема загрузки главной балки

Для главной балки находим нормативную и расчетную погонные нагрузки:

$$q_{\text{н}}^{\text{гл.б.}} = q_{\text{н}}^{\text{м}^2} \cdot B = 33,57 \cdot 8 = 268,56 \text{ кН/м};$$

$$q_{\text{р}}^{\text{гл.б.}} = q_{\text{р}}^{\text{м}^2} \cdot B = 39,96 \cdot 8 = 319,68 \text{ кН/м}.$$

Определяем нормативный и расчетный момент в середине пролёта:

$$M_{\text{н}}^{\text{гл.б.}} = \frac{q_{\text{н}}^{\text{гл.б.}} L^2}{8} = \frac{268,56 \cdot 18^2}{8} = 10876,68 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{\text{р}}^{\text{гл.б.}} = \frac{q_{\text{р}}^{\text{гл.б.}} L^2}{8} = \frac{319,68 \cdot 18^2}{8} = 12947,04 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечная сила на опоре:

$$Q_{\text{р}}^{\text{гл.б.}} = \frac{q_{\text{р}}^{\text{гл.б.}} \cdot L}{2} = \frac{319,68 \cdot 18}{2} = 2877,12 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Главную балку рассчитываем с учетом развития пластических деформаций.

Определяем требуемый момент сопротивления:

$$W_{\text{тр}} = \frac{M_{\text{р}}^{\text{гл.б.}}}{R_y c_1} = \frac{1294704}{24,5 \cdot 1} = 52\,845,06 \text{ см}^3.$$

$c_1 = 1$ – коэффициент, учитывающий пластические деформации.

Определим оптимальную высоту балки предварительно задав её высоту

$$h = \frac{1}{10} L = \frac{1}{10} \cdot 18 = 1,8 \text{ м}.$$

Толщина стенки при этом равна

$$t_{\text{ст}} = 7 + \frac{3 \cdot h}{1000} = 7 + \frac{3 \cdot 1800}{1000} = 12,4 \text{ мм};$$

Принимаем $t_{\text{ст}} = 14 \text{ мм} = 1,4 \text{ см}$.

Определяем оптимальную высоту балки

$$h_{\text{опт}} = 1,15 \sqrt{\frac{W_{\text{тр}}}{t_{\text{ст}}}} = 1,15 \sqrt{\frac{52\,345,06}{1,4}} = 223,43 \text{ см}.$$

Определяем минимальную высоту главной балки

$$h_{\text{min}} = \frac{5}{24} \cdot \frac{c_1 \cdot R_y \cdot L}{E} \cdot \left[\frac{L}{f} \right] \cdot \frac{q_{\text{н}}^{\text{М}^2}}{q_{\text{р}}^{\text{М}^2}} = \frac{5}{24} \cdot \frac{1 \cdot 245 \cdot 18}{2,1 \cdot 10^5} \cdot 250 \cdot \frac{33,57}{33,96} = 1,4 \text{ м}.$$

Принимаем высоту главной балки с учётом поясных листов $h=220 \text{ см}$.

Проверяем толщину стенки из условия её работы на касательное напряжение на опоре:

$$t_{\text{ст}} = \frac{\frac{3}{2} Q_{\text{р}}^{\text{гл.б.}}}{h R_s} = \frac{\frac{3}{2} \cdot 2877,12}{2,2 \cdot 142,1 \cdot 10^3} = 0,0138 \text{ м};$$

$$R_s = 0,58 R_y = 0,58 \cdot 245 = 142,1 \text{ МПа}.$$

Чтобы не применять продольных рёбер жесткости проверяем условие

$$t_{\text{CT}} \geq \frac{h \sqrt{\frac{R_y}{E}}}{5,5} = \frac{220 \sqrt{\frac{245}{2,1 \cdot 10^5}}}{5,5} = 0,014 \text{ м};$$

$$0,0138 < 0,014 \text{ (условие выполняется)}.$$

Сравнивая полученную расчётным путём толщину стенки и принятую, приходим к выводу, что она удовлетворяет условию прочности и не требует укрепления продольным ребром жесткости.

Окончательно принимаем толщину стенки $t_{\text{CT}} = 14$ мм.

Размеры горизонтальных поясных листов находим исходя из необходимой несущей способности балок.

Находим требуемый момент инерции сечения балки:

$$J = \frac{W_{\text{треб}} \cdot h}{2} = \frac{52845,06 \cdot 220}{2} = 5\,812\,956,5 \text{ см}^4;$$

Определяем толщину полки:

$$t_{\text{П}} = 2 \cdot t_{\text{CT}} = 2 \cdot 14 = 28 \text{ мм} = 2,8 \text{ см}.$$

Находим момент инерции стенки балки:

$$J_{\text{CT}} = \frac{t_{\text{CT}} \cdot h_{\text{CT}}^3}{12} = \frac{1,4 \cdot 214,4^3}{12} = 1\,149\,796,8 \text{ см}^4;$$

$$h_{\text{CT}} = h - 2t_{\text{П}} = 220 - 2 \cdot 2,8 = 214,4 \text{ см}.$$

Определяем момент инерции полок:

$$J_{\text{П}} = J - J_{\text{CT}} = 5\,812\,956,5 - 1\,149\,796,8 = 4\,663\,159,8 \text{ см}^4.$$

Найдём требуемую площадь полки балки:

$$A_{\text{П}} = \frac{2J_{\text{П}}}{h_0^2} = \frac{2 \cdot 4\,663\,159,7}{217,2^2} = 197,7 \text{ см}^2;$$

$$h_0 = h - t_{\text{П}} = 220 - 2,8 = 217,2 \text{ см}.$$

Определяем ширину пояса:

$$b_{\text{П}} = \frac{A_{\text{П}}}{t_{\text{П}}} = \frac{197,7}{2,8} = 70 \text{ см}.$$

Определяем ширину свеса листов:

$$b_{\text{СВ}} = \frac{(b_{\text{П}} - t_{\text{CT}})}{2} = \frac{(70 - 1,4)}{2} = 34,3 \text{ см}.$$

Проверяем принятую ширину свеса поясов исходя из их местной устойчивости:

$$\frac{b_{\text{СВ}}}{t_{\text{П}}} \leq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{E}{R_y}};$$

$$\frac{34,3}{2,8} \leq \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^5}{45}}; 12,25 < 14,64 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} - \text{условие выполняется}.$$

Производим проверку подобранного сечения балки на прочность:

$$J_{\Phi} = \frac{t_{\text{CT}} \cdot h_{\text{CT}}^3}{12} + 2 \left[\frac{t_{\text{CT}} \cdot h_{\text{CT}}^3}{12} + b_{\text{П}} \cdot t_{\text{П}} \left(\frac{h_0}{2} \right)^2 \right] = 5\,773\,285 \text{ см}^4;$$

$$W_{\phi} = \frac{2 \cdot J_{\phi}}{h} = \frac{2 \cdot 5\,773\,285}{220} = 52\,484,41 \text{ см}^3.$$

Проверяем условие:

$$\sigma = \frac{M_{\text{р}}^{\text{гл.б.}}}{W_{\phi}} \leq R_y \gamma_c ; \frac{12\,947,04 \cdot 10^2}{52\,484,41} \leq 24,5 \cdot 1,1 ; 24,67 < 26,95 \left(\text{в } \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right).$$

Условие выполняется.

Поперечное сечение главной балки представлено на рис. 4.3.2

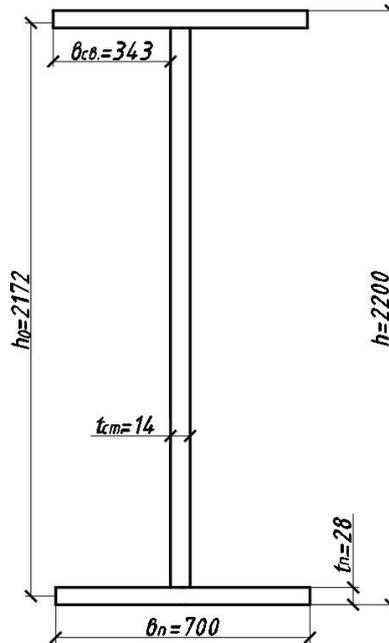


Рис. 4.3.2. Поперечное сечение главной балки

4.3.1. Изменение сечения по длине балки

Изменение сечения балки по длине производится с целью экономии материала. Сечение составной балки можно уменьшить в местах снижения моментов. Место изменения сечения принимают на расстоянии $x = \frac{1}{5} \dots \frac{1}{6} \cdot L$ от опоры. Сечение изменяем уменьшением ширины поясов. Разные сечения поясов соединяем сварным швом встык. Изменение ширины поясов представлено на рис. 4.3.3.

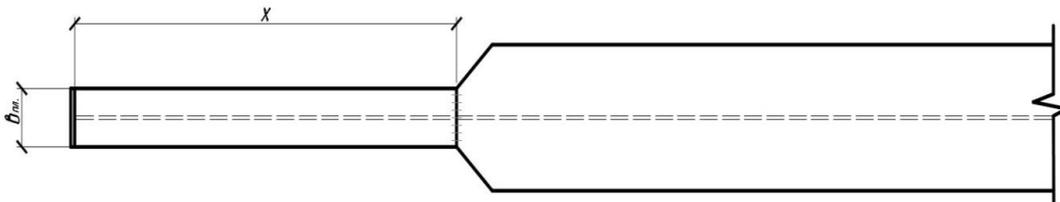


Рис. 4.3.3. Изменение ширины поясов главной балки

Определяем расчётный момент в месте изменения сечения:

$$M_1 = \frac{q_{\text{р.г.л.б.}} \cdot x \cdot (L-x)}{2} = \frac{319,68 \cdot 3(18-3)}{2} = 7192,8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$x = \frac{1}{6}L = \frac{1}{6} \cdot 18 = 3 \text{ м.}$$

Определяем требуемый момент сопротивления и момент инерции измененного сечения исходя из прочности сварного стыкового шва, работающего на растяжение:

$$W_1 = \frac{M_1}{R_{\omega y}} = \frac{7192,8 \cdot 1000}{208,25} = 34\,539,2 \text{ см}^3;$$

$$R_{\omega y} = 0,85 \cdot R_y = 0,85 \cdot 245 = 208,25 \text{ МПа} -$$

прочность сварного стыкового шва.

Момент инерции сечения:

$$J_1 = W_1 \cdot \frac{h}{2} = 34\,539,2 \cdot \frac{220}{2} = 3\,799\,312 \text{ см}^4.$$

Определяем требуемый момент инерции поясов:

$$J_{\text{п1}} = J_1 - J_{\text{ст}} = 3\,799\,312 - 1\,149\,796,8 = 2\,649\,515,2 \text{ см}^4.$$

Находим требуемую площадь сечения поясов:

$$A_{\text{п1}} = \frac{2J_{\text{п1}}}{h_0^2} = \frac{2 \cdot 2\,649\,515,2}{217,2^2} = 112,325 \text{ см}^2.$$

Ширина уменьшенного пояса:

$$b_{\text{п1}} = \frac{A_{\text{п1}}}{t_{\text{п}}} = \frac{112,325}{2,8} = 40 \text{ см.}$$

Определяем момент инерции и момент сопротивления уменьшенного сечения:

$$J_{\phi 1} = \frac{t_{\text{ст}} \cdot h_{\text{ст}}^3}{12} + 2 \left[\frac{b_{\text{п1}} \cdot t_{\text{п}}^3}{12} + b_{\text{п1}} \cdot t_{\text{п}} \left(\frac{h_0}{2} \right)^2 \right];$$

$$J_{\phi 1} = \frac{1,4 \cdot 214,4^3}{12} + 2 \left[\frac{40 \cdot 2,8^3}{12} + 40 \cdot 2,8 \left(\frac{217,2}{2} \right)^2 \right] = 3\,791\,790 \text{ см}^4;$$

$$W_{\phi 1} = \frac{2 \cdot J_{\phi 1}}{h} = \frac{2 \cdot 3\,791\,790}{220} = 34\,470,82 \text{ см}^3.$$

Главное напряжение в уменьшенном поясе балки:

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{M_1}{W_{\phi 1}} = \frac{7192,8 \cdot 1000}{34470,82} = 20,87 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 208,7 \text{ МПа.}$$

$$208,7 \geq 208,25.$$

Условие $\sigma_{\text{max}} \leq R_{\omega y}$ не выполняется, поэтому уменьшаем длину изменённого сечения и принимаем $x=2,9$ м, момент при этом равен:

$$M_1 = \frac{q_p^{\text{гл.б.}} \cdot x(L-x)}{2} = \frac{319,68 \cdot 2,9(18-2,9)}{2} = 6999,39 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_1}{W_{\phi 1}} = \frac{6999,39 \cdot 100}{34470,82} = 20,3 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 203 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{\max} \leq R_{\omega y}; 203 < 208,25 \text{ (МПа)}.$$

Условие выполняется.

Окончательно принимаем $x=2,9$ м; $b_{п1} = 40$ см.

4.3.2. Проверка и обеспечение общей устойчивости балки

а) Проверка прочности балки.

$$\tau_1 = \frac{Q_1 \cdot S_{п1}}{J_{\phi 1} \cdot t_{ст}} = \frac{1950,05 \cdot 12\,163,2}{3\,791\,790 \cdot 1,4} = 4,47 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$$Q_1 = \frac{q_p^{\text{гл.б.}} \cdot L}{2} - q_p^{\text{гл.б.}} \cdot x = \frac{319,68 \cdot 18}{2} - 319,68 \cdot 2,9 = 1950,05 \text{ кН};$$

$$S_{п1} = \frac{A_{п1} \cdot h_0}{2} = \frac{112 \cdot 217,2}{2} = 12\,163,2 \text{ см}^2;$$

$$A_{п1} = b_{п1} \cdot t_{п} = 40 \cdot 2,8 = 112 \text{ см}^2.$$

Определяем нормальные напряжения:

$$\sigma_1 = \frac{M_1 \cdot h_{ст}}{W_1 \cdot h} = \frac{7\,192,8 \cdot 214,4 \cdot 100}{34\,470,82 \cdot 220} = 20,335 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

где σ_1 и τ_1 – расчётные нормальные и касательные напряжения в краевом участке стенки балки на уровне поясных швов.

Проверка прочности сводится к проверке наибольших нормальных, касательных напряжений, и их совместного действия. При упругопластической работе материала балки - к устойчивой работе стенки в области пластических деформаций.

Проверяем балку на прочность по условию:

$$\sigma_{\text{прив.}} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leq 1,15 \cdot R_y$$

$$\sqrt{20,335^2 + 3 \cdot 4,47^2} \leq 1,15 \cdot 24,5 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right);$$

$$21,76 \leq 28,175 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right) - \text{Условие выполняется.}$$

б) Проверка общей устойчивости.

Устойчивость проверяем в месте действия максимальных нормальных напряжений, принимая за расчётный пролёт $l = l_2 = 1,8$ м – расстояние между второстепенными балками.

В середине пролёта балки, где учтены пластические деформации, проверяем применимость формулы таблицы 11 СП 16.

Проверяем условие:

$$1 \leq \frac{h_0}{b_{\Pi}} \leq 6; \quad 1 \leq \frac{217,2}{70} \leq 6; \quad 1 \leq 3,1 \leq 6;$$
$$15 \leq \frac{b_{\Pi}}{t_{\Pi}} \leq 35; \quad 15 \leq \frac{70}{2,8} \leq 35; \quad 15 \leq 25 \leq 35.$$

Условная предельная гибкость сжатого пояса сварной балки:

$$\left[\frac{l_2}{b_{\Pi}} \right] = \left[0,41 + 0,0032 \frac{b_{\Pi}}{t_{\Pi}} + \left(0,73 - 0,016 \frac{b_{\Pi}}{t_{\Pi}} \right) \frac{b_{\Pi}}{h_0} \right] \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \left[0,41 + \right.$$
$$\left. + 0,0032 \frac{70}{2,8} + \left(0,73 - 0,016 \cdot \frac{70}{2,8} \right) \cdot \frac{70}{217,2} \right] \cdot \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^5}{245}} = 17,46.$$

Проверяем условие:

$$\frac{l_2}{b_{\Pi}} \leq \left[\frac{l_2}{b_{\Pi}} \right]; \quad \frac{180}{70} \leq 17,46; \quad 2,57 \leq 17,46.$$

Условие выполняется.

Проверка показала, что общая устойчивость главной балки обеспечена.

4.3.3. Конструирование и расчёт поперечных ребер жесткости

Задаёмся размерами поперечных рёбер

$$b_p = \frac{h_0}{30} + 40 = \frac{217,2}{30} + 40 = 112,4 \text{ мм.}$$

Принимаем $b_p = 120$ мм = 12 см.

$$t_p = 2b_p \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 12 \cdot \sqrt{\frac{245}{2,1 \cdot 10^5}} = 0,82 \text{ см.}$$

Принимаем $t_p = 8$ мм.

Установка поперечного ребра представлена на рис. 4.3.4

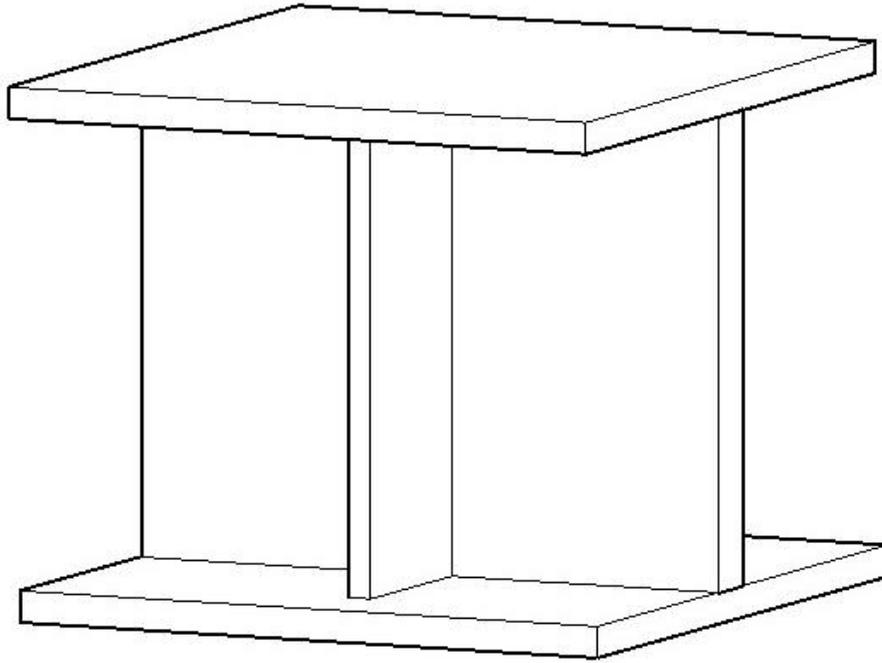


Рис. 4.3.4. Установка поперечного ребра

В балках потерять устойчивость могут сжатый пояс от действия нормальных напряжений и стенка от действия касательных напряжений, а также потеря устойчивости пояса и стенки может произойти от совместного действия нормальных и касательных напряжений.

Проверяем устойчивость стенки:

$$\tau_{кр} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2}\right) \frac{R_s}{\lambda_{усл.}^2} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{1,19^2}\right) \cdot \frac{142,1}{4,4^2} = 157,03 \text{ МПа.}$$

$$\mu = \frac{h_{ст}}{l_2} = \frac{214,4}{180} = 1,19 \text{ – отношение большей стороны к меньшей.}$$

$$R_s = 0,58R_y = 0,58 \cdot 245 = 142,1 \text{ МПа.}$$

$$\lambda_{усл} = \frac{l_2}{t_{ст}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{180}{1,4} \cdot \sqrt{\frac{245}{2,1 \cdot 10^5}} = 4,4 \text{ – предельная условная гибкость.}$$

Определим действующее касательное напряжение:

$$\tau = \frac{Q_p^{гл.б}}{t_{ст} h_{ст}} = \frac{2877,12}{1,4 \cdot 214,4} = 9,585 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 98,85 \text{ МПа.}$$

Проверим условие:

$$\tau < \tau_{кр}; 98,85 < 157,03 \text{ (МПа)} \text{ – условие выполняется.}$$

Найдём условную гибкость стенки:

$$\lambda_{ст} = \frac{h_{ст}}{t_{ст}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{214,4}{1,4} \cdot \sqrt{\frac{245}{2,1 \cdot 10^5}} = 5,231 > 2,5.$$

$$\lambda_{ст} < 2,5 \text{ по пункту 8.5 СП 16.}$$

Условие не выполняется, необходимы вертикальные рёбра жесткости под каждой второстепенной балкой.

Ширина парных симметричных рёбер жесткости была определена раньше: $b_p = 12$ см, а толщина $t_p = 8$ мм.

Проверка устойчивости сжатого пояса.

$$\sigma_{кр} = \frac{R_y}{\lambda_{ст}^2} C_{кр} = \frac{245}{5,231^2} \cdot 33,341 = 298,52 \text{ МПа.}$$

$C_{кр}$ подбираем по табл. 12 СП 16, которое зависит от

$$\delta = 0,8 \frac{b_{п}}{h_0} \left(\frac{t_{п}}{t_{ст}} \right)^3 = 0,8 \cdot \frac{70}{217,2} \left(\frac{2,8}{1,4} \right)^3 = 2,063.$$

Интерполяцией получаем:

$$C_{кр} = 33,341.$$

Находим нормальные напряжения:

$$\sigma = \frac{M_p^{г.л.б.} \cdot h_{ст}}{W_{\phi} \cdot h} = \frac{12\,947,04 \cdot 100 \cdot 214,4}{62\,484,41 \cdot 220} = 24,04 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 240,4 \text{ МПа.}$$

Проверяем условие:

$$\sigma < \sigma_{кр}; \quad 240,4 < 298,52 \text{ (МПа)} \text{ — условие выполняется.}$$

Проверяем условие, при котором потеря устойчивости стенки не будет происходить:

$$\frac{h_0}{t_{ст}} \leq 5,5 \sqrt{\frac{E}{R_y}}; \quad \frac{217,2}{1,4} \leq 5,5 \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^5}{245}}; \quad 155,143 < 161,0 \text{ — условие выполняется.}$$

Проверку устойчивости выполнять не требуется.

Проверка устойчивости от совместного действия нормальных и касательных напряжений.

Проверяем условие:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{кр}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{кр}} \right)^2} \leq 1 \cdot \gamma_c;$$

$$\sqrt{\left(\frac{240,4}{298,52} \right)^2 + \left(\frac{95,85}{157,03} \right)^2} \leq 1 \cdot 1,1;$$

$$1,01 \leq 1,1 \text{ — условие выполняется;}$$

$$\gamma_c = 1,1 \text{ — коэффициент условий работы.}$$

Устойчивость стенки балки обеспечена.

4.3.4. Расчёт сварных поясных швов

Соединение полки и стенки представлено на рис. 4.3.5.

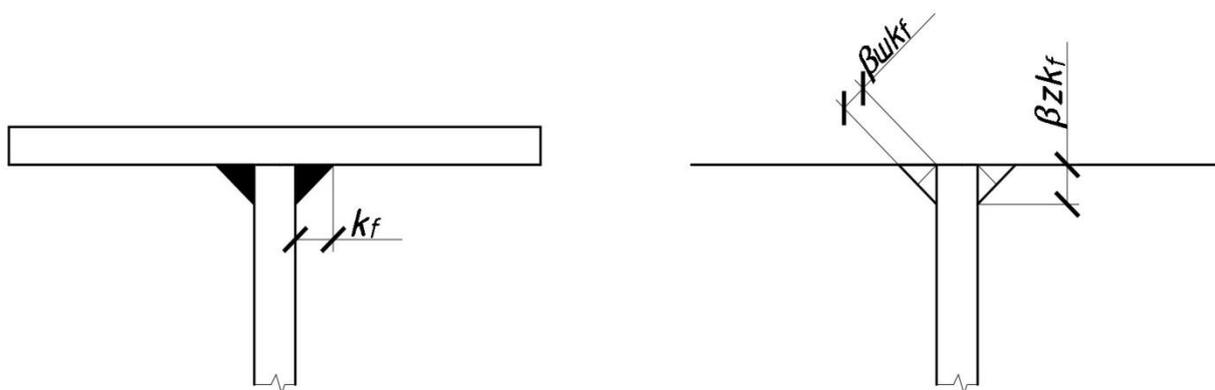


Рис. 4.3.5. Присоединение полок и стенки

Касательные напряжения в шве:

$$\tau_{\omega} = \frac{Q_p^{гл.б} \cdot S}{J_{факт} \cdot t_{ст}};$$

Усилие в шве:

$$T = \tau_{\omega} \cdot A_{\omega}; A_{\omega} = t_{ст} \cdot l, \text{ где } l = 1 \text{ см};$$

$$T = \tau_{\omega} \cdot t_{ст} \cdot 1 = \frac{Q_p^{гл.б} \cdot S}{J_{факт} \cdot t_{ст}} \cdot t_{ст} \cdot 1 = \frac{Q_p^{гл.б} \cdot S}{J_{факт}};$$

$$T = \frac{Q_p^{гл.б} \cdot S}{J_{факт}} = \frac{2887,12 \cdot 21285,6}{5773285} = 10,61 \frac{\text{кН}}{\text{см}};$$

$S = b_{п} \cdot t_{п} \cdot \frac{h_0}{2} = 70 \cdot 2,8 \cdot \frac{217,2}{2} = 21285,6 \text{ см}^3$ статический момент полусечения.

$$\text{Так как } T = 2 \cdot k_f \cdot \beta_f \cdot R_{\omega f}, \text{ то } k_f = \frac{T}{2 \cdot \beta_f \cdot R_{\omega f}},$$

где 2 – число сварных швов; $\beta_f = 0,7$ – коэффициент зависящий от вида сварки (по табл. 39); $R_{\omega f} = 180 \text{ МПа}$ – прочность сварных материалов зависящих от марки электрода (Э–42) (табл. Г2).

Определим катет шва:

$$k_f = \frac{T}{2 \cdot \beta_f \cdot R_{\omega f}} = \frac{10,61}{2 \cdot 0,7 \cdot 18} = 0,42 \text{ см}.$$

Применим $k_f = 10 \text{ мм}$, равный минимальному $k_{f \min}$ определяемому по таблице 38 СП 16.

4.3.5. Конструирование и расчёт опорного ребра балки

Опорные реакции балки:

$$R_a = q_{\text{пл.б.}} \cdot \frac{L}{2} = 319,68 \cdot \frac{18}{2} = 2877,12 \text{ кН.}$$

Определяем площадь торца ребра:

$$A_p = \frac{R_a}{R_p} = \frac{2877,12}{23,9} = 120,38 \text{ см}^2;$$

$$R_p = \frac{R_y}{\gamma_m} = \frac{245}{1,025} = 239 \text{ МПа} - \text{сопротивление смятию.}$$

Задаемся толщиной ребра исходя из толщин полки и стенки.

Тогда ширина ребра $b_p = \frac{A_p}{t_p}$. Принимаем ширину ребра в соответствии с шириной пояса $b_{\text{п1}}$.

$$b'_{\text{реб}} = \frac{b_p - t_{\text{ст}}}{2} = \frac{40 - 1,4}{2} = 19,3 \text{ см.}$$

Ширина выступающей части ребра из условия его местной устойчивости

$$\frac{b'_{\text{реб}}}{t_{\text{ст}}} \leq \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^5}{245}}; 13,79 \leq 14,64 \text{ см.}$$

Ширина участка стенки, включённого в работу опорной стойки:

$$b'_{\text{ст}} = 0,65 t_{\text{ст}} \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 0,65 \cdot 1,4 \cdot \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^5}{245}} = 26,6 \text{ см.}$$

Проверяем выполнение условия:

$$\sigma = \frac{R_a}{A_{\text{п.ф.}\varphi}} \leq R_y \gamma_c;$$

$$A_{\text{п.ф.}} = b_p t_{\text{реб}} + b'_{\text{ст}} t_{\text{ст}} = 40 \cdot 3,0 + 26,6 \cdot 1,4 = 157,24 \text{ см}^2.$$

φ – коэффициент продольного изгиба, определяемый в зависимости от λ по приложению Д СП 16. Для определения λ находим:

$$J_{\text{п.ф.}} = \frac{t_{\text{реб}} \cdot (b_p)^3}{12} + \frac{b'_{\text{ст}} \cdot (t_{\text{ст}})^3}{12} = \frac{3,0 \cdot 40^3}{12} + \frac{26,6 \cdot 1,4^3}{12} = 16006 \text{ см}^4 - \text{момент инерции};$$

$$i = \sqrt{\frac{J_{\text{п.ф.}}}{A_{\text{п.ф.}}}} = \sqrt{\frac{16006}{157,24}} = 10,1 \text{ см} - \text{радиус инерции};$$

$$\lambda = \frac{h_{\text{ст}}}{i} = \frac{214,4}{10,1} = 21,2 - \text{гибкость стенки.}$$

Определим условную гибкость стенки:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 21,2 \cdot \sqrt{\frac{245}{2,1 \cdot 10^5}} = 0,72.$$

Отсюда $\bar{\lambda} \rightarrow \varphi = 977 \cdot 10^{-3}$ [по СП 16 приложение Д, табл. Д.1],
Проверяем условие:

$$\sigma_1 = \frac{R_a}{A_{p.f.}\varphi} \leq R_y \gamma_c; \frac{2877,12}{157,24 \cdot 0,977} \leq 24,5 \cdot 1,1.$$

$18,86 \leq 26,95 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right)$ – условие выполняется, значит

$$b_{\text{реб}} = 40 \text{ см}; t_{\text{реб}} = 3,0 \text{ см}.$$

Рассчитываем прикрепление опорного ребра к стенке балки. Минимальный катет шва принимаем по табл. 38 СП 16.

Для автоматической сварки $k_f = 10 \text{ мм}$;

Определяем длину шва:

$$l_\omega = \frac{R_y \cdot A_{p.f.}}{2 \cdot \beta_f \cdot R_{\omega f} \cdot k_f} = \frac{24,5 \cdot 157,24}{2 \cdot 0,7 \cdot 18 \cdot 1,0} = 152,9 \text{ см};$$

Проверяем длину рабочей части шва:

$l_\omega = 85 \beta_f k_f \leq h_{\text{ст}}; 85 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \leq 214,4 \text{ см}; 152,9 < 214,4$ – условие выполняется.

Схема крепления опорного ребра представлена на рис. 4.3.6.

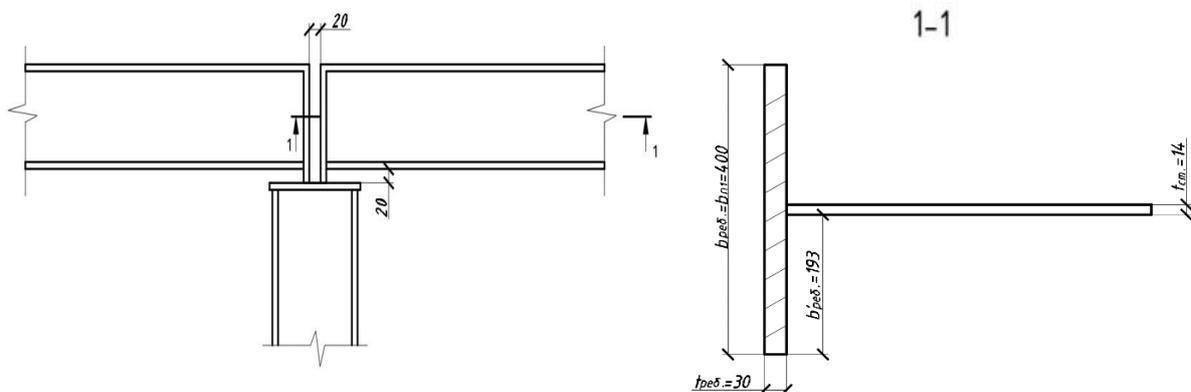


Рис. 4.3.6. Крепление опорного ребра

4.3.6. Конструирование и расчёт стыка балки

Стык выполняют посередине пролёта балки при $Q=0$ и максимальном моменте. Задаёмся условием:

Стык осуществляем высокопрочными болтами $\varnothing 24 \text{ мм}$ из стали марки 40Х с расчётным сопротивлением срезу $R_{bh} = 755 \text{ МПа} =$

75,5 $\left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2}\right)$ [табл. Г.8, СП 16], обработка поверхности без консервации дробемётным способом.

Определяем продольную силу, которую может выдержать 1 болт.

$$Q_{bh} = A_{bn} \cdot R_{bh} \cdot \mu \cdot \frac{1}{\gamma_h} = 3,53 \cdot 75,5 \cdot 0,58 \cdot \frac{1}{1,12} = 138,02 \text{ кН};$$

$$A_{bn} = 3,53 \text{ см}^2 - \text{площадь сечения болта [табл. Г.9, СП 16],}$$

$$\gamma_h = 1,12; \mu = 0,58 \text{ (табл. 42, СП 16).}$$

Рассчитываем стык поясов:

Каждый пояс балки перекрывается тремя накладками: сечением 700×14 мм и двумя 350×14 мм. Общая площадь сечения:

$$A_n = 1,4 \cdot (70 + 2 \cdot 35) = 196 \text{ см}^2.$$

Момент в поясе:

$$M_{\Pi} = \frac{M_{\text{расч.}}^{\text{гл.б.}} \cdot J_{\Pi}}{J_{\Phi}} = \frac{12\,947,04 \cdot 4\,623\,488,2}{5\,773\,285} = 10\,368,53 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Продольное усилие в поясе:

$$N_{\Pi} = \frac{M_{\Pi}}{h_0} = \frac{10\,368,53 \cdot 100}{217,2} = 4\,773,72 \text{ кН.}$$

Определяем количество болтов для определения накладок:

$$n \geq \frac{N}{Q_{bh} k \gamma_c \gamma_b} = \frac{4773,72}{138,02 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 0,9} = 19,21, n = 22;$$

γ_b – коэффициент условия работы фрикционного соединения.

Рассчитываем стык стенки:

Стенку перекрываем двумя вертикальными накладками сечением 440×2100×8 мм.

Момент, действующий на стенку:

$$M_{\text{ст}} = M_{\text{расч.}}^{\text{гл.б.}} \cdot \frac{J_{\text{ст}}}{J_{\Phi}} = 12\,947,04 \cdot \frac{1\,149\,796,8}{5\,777\,328,5} = 2\,857,51 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Принимаем расстояние между крайними по высоте рядами болтов:

$$a_{\text{max}} = 2\,172 - 2 \cdot 86 = 2\,000 \text{ мм.}$$

Находим коэффициент стыка α :

$$\alpha = \frac{M_{\text{ст}}}{m \cdot a_{\text{max}} \cdot Q_{bh}} = \frac{2\,578,51}{2 \cdot 2,0 \cdot 225,87} = 2,812.$$

$m=2$ – число вертикальных болтов на полунакладке.

По табл. 7.8. [2] определяем $k=15$

Принимаем 15 рядов с шагом 145 мм.

Проверяем прочность стыка стенки по формуле:

$$N_{max} = M_{ст} \frac{a_{max}}{m \sum a_i^2} = 2\,578,51 \cdot \frac{2,03}{2 \cdot 11,774} = 222,285 \text{ кН.}$$

$\sum a_i^2 = 2,03^2 + 1,45^2 + 1,16^2 + 0,87^2 + 0,58^2 + 0,29^2 = 11,774 \text{ м}^2$ – сумма квадратов расстояний между парой болтов.

Проверяем условие:

$N_{max} < Q_{bh} k \gamma_c \gamma_b$; $222,285 < 248,43$ (кН) – условие выполняется;

Схема стыка балок представлена на рис. 4.3.7.

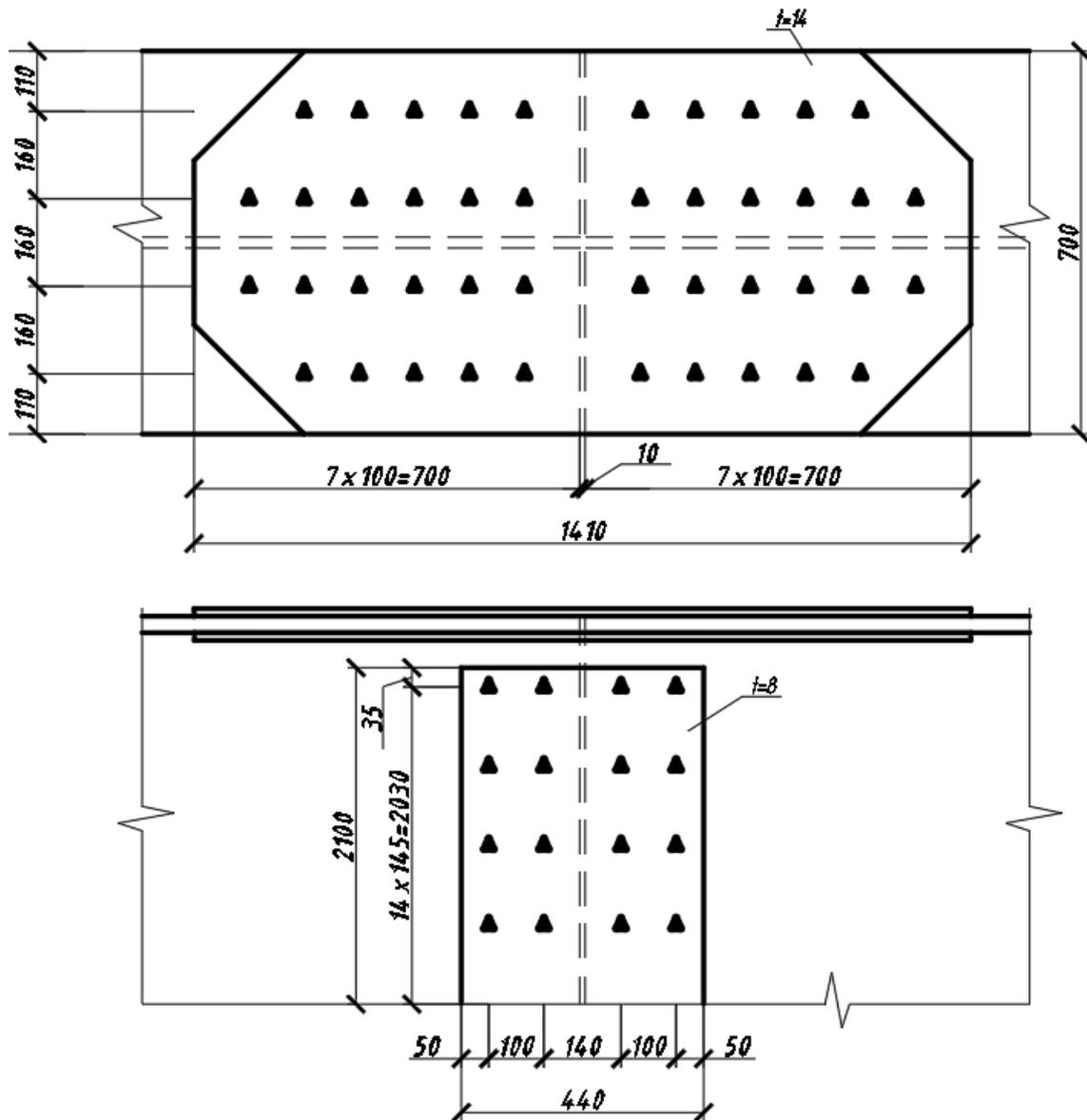


Рис. 4.3.7. Конструкция стыка балки

Проверяем сечение на ослабление двумя отверстиями по краю стыка:

$$A'_H > 0,85A_{п};$$

$$1,4 \cdot (70 + 2 \cdot 35 - 4 \cdot 2,7) > 0,85 \cdot 2,8 \cdot 70.$$

$180,88 \text{ см}^2 > 166,6 \text{ см}^2$ – условие выполняется.
Ослабление можно не учитывать.

4.3.7. Расчёт сопряжения главной и второстепенной балки

Расчёт сварного соединения главной и второстепенной балки проводим по расчётной срезываемой силе:

$$N = 1,2 \cdot R_a = 287,72 \cdot 1,2 = 345,264 \text{ кН};$$

$R_a = 287,72 \text{ кН}$ – реакция второстепенной балки; 1,2 – коэффициент учитывающий увеличение расчётной силы на 20% из-за внецентренно приложенной нагрузки.

Длина шва равна величине свеса пояса главной балки:

$$l_\omega = b_{\text{св.}} = 34,3 \text{ см};$$

$n = 2$ – число швов

Сварка осуществляется электродами марки Э-42, вручную $R_{\omega f} = 180 \text{ МПа}$; $\beta_f = 0,7$.

Должно выполняться следующее условие:

$$\sigma = \frac{N}{n l_\omega k_f} \leq \frac{345,264}{2}$$

$$\text{Принимаем } k_f \geq \frac{N}{n \cdot l_\omega \cdot R_{\omega f} \cdot \beta_f} = \frac{345,264}{2 \cdot 34,3 \cdot 180 \cdot 0,7} = 0,4 \text{ см};$$

Принимаем $k_f = 8 \text{ мм}$ по табл. 38 СП 16.

Проверяем условие:

$$l_\omega \leq 85 \cdot k_f \cdot \beta_f; 34,3 \leq 85 \cdot 0,8 \cdot 0,7;$$

$34,3 < 47,6 \text{ (см)}$ – условие выполняется.

Вопросы для самопроверки

1. Какие основные схемы нагружения и опирания ригелей рассматриваются в главе и как определяются нормативные усилия q_0 и q_2 ?
2. Как вычисляются максимальные изгибающие моменты M и поперечные силы Q в ригелях с равномерно распределенной нагрузкой?
3. По какой формуле подбирается требуемый момент сопротивления W сечения ригеля и как учитывается коэффициент γ_c ?
4. В чем заключается проверка прогиба ригеля?

5. Как рассчитываются моменты инерции J и полярные моменты J_p для составных сечений ригелей из двутавра?
6. Какие условия местной устойчивости стенки и полки ригеля требуют усиления ребрами жесткости?
7. Как выполняется расчет сварных соединений ригеля на сдвиг и растяжение при действии поперечной силы Q ?

Глава 5. КОЛОННЫ

5.1. Классификация колонн

Колонна – это вертикальный несущий элемент здания или сооружения, работающий преимущественно на сжатие и предназначенный для передачи нагрузок от перекрытий, покрытий, балок, ферм и других конструкций на фундамент. Колонны являются одним из основных элементов каркасных систем, обеспечивая пространственную жесткость и устойчивость сооружения, а также могут одновременно выполнять архитектурно-декоративную функцию.

Металлические колонны по высоте сечения подразделяются на колонны постоянного сечения, ступенчатые (переменного сечения) и раздельные, состоящие из двух стоек, слабо связанных между собой. По типу сечения различают сплошные колонны, чаще в виде сварного двутавра, и сквозные, образованные двумя ветвями, соединёнными решёткой.

Основными конструктивными элементами такой колонны являются стержень, оголовок и база: стержень служит основной несущей частью и обычно выполняется двутаврового или коробчатого сечения, работающего на сжатие с изгибом; оголовок представляет собой узел примыкания стропильных ферм, подстропильных балок или перекрытий и может быть жёстким или шарнирным в зависимости от расчётной схемы; база (башмак) является опорной плитой с траверсами и анкерными болтами, предназначенной для передачи усилий от колонны на железобетонный фундамент.

С точки зрения работы под нагрузкой различают центрально сжатые колонны, когда нагрузка приложена близко к центру тяжести сечения, и внецентренно сжатые, воспринимающие одновременно сжатие

и изгиб, типичные для колонн крайних рядов и опор под крановые нагрузки.

В зависимости от гибкости (отношения расчетной длины к наименьшему размеру сечения) колонны подразделяют на короткие, работающие в основном на прочность материала, и стройные, для которых критична устойчивость и требуется проверка на потерю формы равновесия.

Колонны передают нагрузки от вышележащей конструкции на фундамент. Они состоят из трех частей (рис. 5.1.1.):

- 1) оголовок, на который опирается вышележащая конструкция;
- 2) стержень – основной конструктивный элемент, передающий нагрузку от оголовка к базе;
- 3) база, которая передает нагрузку от стержня на фундамент.

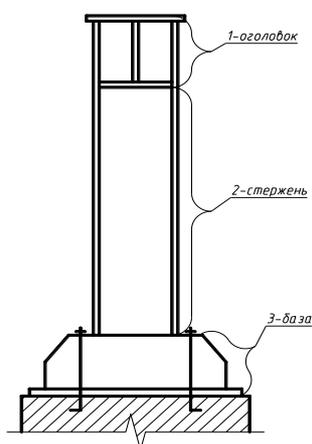


рис. 5.1.1. Основные элементы колонны

Колонны проектируют стальными. Применять алюминиевые сплавы не рационально из-за плохой работы сплавов на продольный изгиб, так как низкий модуль упругости. Хорошо работают на центральное сжатие и экономичны трубобетонные колонны. По статической схеме и характеру нагружений колонны могут быть одноярусные и многоярусные, по типу сечения сплошные и сквозные.

5.2. Сплошные колонны

Обычно сечение сплошных колонн проектируют в виде широкополочного двутавра, прокатного или сварного. Типы сечения сплошных колонн:

1) открытые (рис.5.2.1)

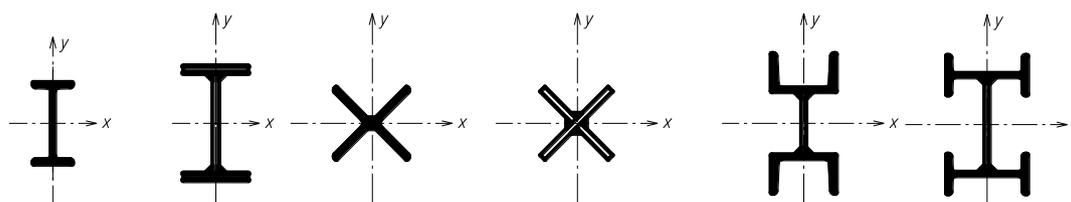


Рис. 5.2.1. Открытые сечения сплошных колонн

2) замкнутые (рис.5.2.2)

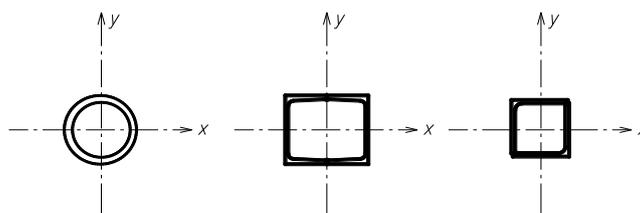


Рис. 5.2.2. Замкнутые сечения сплошных колонн

Чтобы колонна была равноустойчива, гибкость в плоскости X должна равняться гибкости в плоскости Y: $\frac{l_{ox}}{i_x} = \frac{l_{oy}}{i_y}$.

Однако, в двутавровом сечении при $l_{ox} = l_{oy}$ это условие не выполняется, так как $i_x=0,43 \cdot h$; $i_y=0,24 \cdot b$, то есть $0,43 \cdot h=0,24 \cdot b$ и $b \approx 2 \cdot h$.

Обычно прокатный двутавр не отвечает требованиям равноустойчивости и поэтому применяется редко. У широкополочного двутавра $b \approx h$, что не удовлетворяет условию равноустойчивости, но дает вполне пригодное сечение. Сварные колонны, состоящие из трех листов, достаточно экономичные по затрате материала, так как могут иметь развитое сечение. Сварной двутавр является основным типом сечения сжатых колонн. Равноустойчивыми в двух направлениях, а также экономичными в изготовлении являются колонны крестового сечения. Рационально применять колонны трубчатого сечения.

Достоинства колонн замкнутого сечения: равноустойчивость, компактность, хороший внешний вид.

Недостатки: недоступность внутренней полосы для окраски.

5.3. Сквозные колонны

Стержень сквозной центрально-сжатой колонны обычно состоит из двух ветвей, связанных между собой решетками. Ось пересекающая

ветви называется материальной, ось параллельная ветви называется свободной (рис. 5.3.1.).

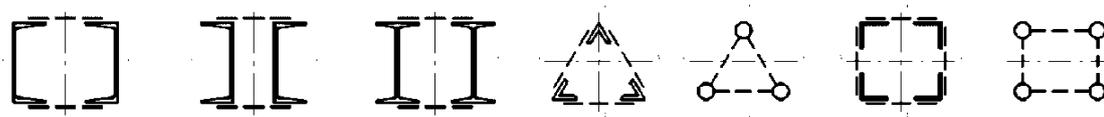


Рис. 5.3.1. Типы сквозных колонн

Решетки обеспечивают совместную работу ветвей стержня колонны и существенно влияют на устойчивость колонны в целом и её ветвей в частности.

Применение решетки разнообразных систем (рис. 5.3.2).

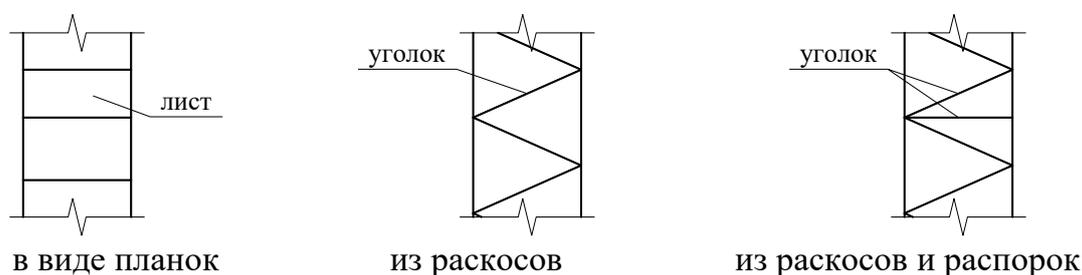


Рис. 5.3.2. Решетки систем

В колоннах, нагруженных центральной силой, возможен изгиб от случайных эксцентриситетов. От изгиба возникает поперечная сила, воспринимаемая решеткой. Решетка препятствует сдвигу ветвей колонны относительно продольной оси. Треугольные решетки, состоящие из одних раскосов или треугольные с распорками, являются более жесткими, чем безраскосные, но такие колонны более трудоемки в изготовлении. Планки создают в плоскости грани колонны безраскосную систему с жесткими узлами и элементами, работающими на изгиб, поэтому безраскосная решетка оказывается менее жесткой. Если расстояние между ветвями значительно (0,8 – 1 м), то элементы безраскосной решетки получаются тяжелыми, и предпочтение отдается раскосной решетке. Чтобы сохранить неизменность контура поперечного сечения ветви, колонны соединяют поперечными диафрагмами, которые ставят через 3 - 4 метра по высоте.

5.4. Проверка несущей способности трубобетонной колонны

Проверка несущей способности трубобетонной колонны осуществляется по формуле:

$$N \leq (A_{\text{бет}} \cdot R_{\text{бет}} \cdot k_{\text{бет}} + A_{\text{трубы}} \cdot R_y) \cdot \varphi$$

$k_{\text{бет}}$ – это коэффициент, учитывающий повышение прочности бетона в трубе: $k_{\text{бет}} = 1,5 - 1,92$; $A_{\text{трубы}}$ – площадь сечения трубы, φ – коэффициент продольного изгиба трубобетона. (таблица 8.4 Беленя), приведенная гибкость:

$$\lambda_{\text{пр}} = \frac{l_0}{i_{\text{бет}}} \cdot \sqrt{\frac{k + \mu}{0,25k + 0,5\mu}}$$

где $k = \frac{k_{\text{бет}} \cdot R_{\text{бет}}}{R_y}$, $\mu = \frac{A_{\text{трубы}}}{A_{\text{бет}}}$,

l_0 – расчетная длина колонны,

$i_{\text{бет}}$ – радиус инерции бетонного ядра.

5.5. Расчет и конструирование деталей колонн

5.5.1. Подбор колонны сплошного сечения

Колонна центрально сжатая. Расчётное усилие в стержне колонны

$$N = 2 \cdot R_a = 2 \cdot 2\,877,12 = 5\,754,24 \text{ кН.}$$

Расчётная длина стержня:

$$l_0 = 0,7l = 0,7 \cdot 5,75 = 4,025 \text{ м} = 402,5 \text{ см;}$$

$$l = 8 + 0,7 - 2,2 - 0,6 - 0,15 = 5,75 \text{ м.}$$

Задаёмся гибкостью колонны $\lambda = 80$,

Определим условную гибкость стенки:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 80 \cdot \sqrt{\frac{245}{2,1 \cdot 10^5}} = 2,73;$$

Отсюда $\bar{\lambda} \rightarrow \varphi = 0,686$ [СП 16, приложение Д].

Требуемая площадь сечения:

$$A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y} = \frac{5\,754,24}{0,686 \cdot 24,5} = 342,4 \text{ см}^2.$$

Находим требуемый радиус инерции:

$$i_{\text{тр}} = \frac{l_0}{\lambda} = \frac{402,5}{80} = 5,03 \text{ см.}$$

Определяем оптимальные размеры сечения колонны:

$$h_{\text{опт.}} = \frac{i_{\text{тр.}}}{\alpha_1} = \frac{5,03}{0,43} = 11,7 \text{ см};$$

$$b_{\text{опт.}} = \frac{i_{\text{тр.}}}{\alpha_2} = \frac{5,03}{0,24} = 21 \text{ см.}$$

$\alpha_1 = 0,43$; $\alpha_2 = 0,24$ по табл. 8.1 [2].

По сортаменту подбираем двутавр с размерами сечения $h=500$ мм, $d=20$ мм; $t=25$ мм; $A=350 \text{ см}^2$; $J_x = 193\,229 \text{ см}^4$; $J_y = 52\,117 \text{ см}^4$.

Найдём фактический радиус инерции:

$$i_x = \sqrt{\frac{J_x}{A}} = \sqrt{\frac{193\,229}{350}} = 23,5 \text{ см};$$

$$i_y = \sqrt{\frac{J_y}{A}} = \sqrt{\frac{52\,117}{350}} = 12,2 \text{ см.}$$

Определяем максимальную гибкость колонны:

$$\lambda_{\text{max}} = \frac{l_0}{i_y} = \frac{402,5}{12,2} = 33.$$

Определим условную гибкость:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 33 \cdot \sqrt{\frac{245}{2,1 \cdot 10^5}} = 1,12;$$

Отсюда $\bar{\lambda} \rightarrow \varphi = 0,9199$ [по СП 16 приложению Д].

Проверяем несущую способность сечения:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} \leq R_y \gamma_c; \frac{5\,754,24}{0,9199 \cdot 350} \leq 24,5 \cdot 1,1.$$

$17,87 \leq 26,95 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right)$. Условие выполняется, поэтому сечение удовлетворяет требованию общей устойчивости.

Проверяем местную устойчивость стенки:

$$\bar{\lambda} = \frac{h_{\text{ст}}}{t_{\text{ст}}} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{500}{25} \cdot \sqrt{\frac{245}{2,1 \cdot 10^5}} = 0,683;$$

$$\frac{h_{\text{ст}}}{t_{\text{ст}}} < (0,36 + 0,8 \cdot \bar{\lambda}^2) \sqrt{\frac{E}{R_y}};$$

$$\frac{500}{25} < (0,36 + 0,8 \cdot 0,683^2) \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^5}{245}}.$$

$25 < 185,4$ — условие выполняется.

Проверяем местную устойчивость полки:

$$\frac{b_{\text{сб.}}}{t_{\text{п}}} < (0,36 + 0,1 \cdot \bar{\lambda}^2) \sqrt{\frac{E}{R_y}};$$

$$\frac{240}{25} < (0,36 + 0,1 \cdot 1,12^2) \cdot \sqrt{\frac{2,1 \cdot 10^5}{245}};$$

$$b_{св.} = \frac{(b_{п.} - t_{сГ})}{2} = \frac{(500 - 20)}{2} = 240 \text{ мм.}$$

9,6 < 32,36 – условие выполняется

Условие выполняется, сечение колонны считаем достаточными.
Сечение колонны представлено на рис. 5.5.1.

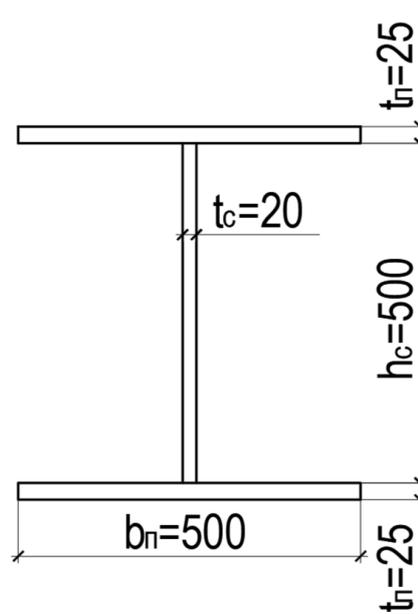


Рис. 5.5.1. Сечение сплошной колонны

5.5.2. Подбор колонны сквозного сечения

При тех же условиях, требуемая площадь сечения одной ветви будет равна:

$$A_{тр.в.} = \frac{A_{тр}}{2} = \frac{342,4}{2} = 171,2 \text{ см}^2.$$

Сечение из двух швеллеров не проходит, так как в сортаменте не существует швеллера с требуемой площадью сечения. Принимаем сечение из четырёх равнополочных уголков. Для каждого уголка требуемая площадь сечения равна:

$$A_{тр.в.} = \frac{A_{тр}}{4} = \frac{342,4}{4} = 85,6 \text{ см}^2.$$

По сортаменту подбираем четыре уголка №25 с расчётными характеристиками $A = 87,7 \text{ см}^2$, $J_x = 5\,247 \text{ см}^4$, $i_x = 7,73 \text{ см}$.

Проверяем на устойчивость принятое сечение колонны:

$$\frac{N}{\varphi A} \leq R_y \gamma_c; \frac{5\,754,24}{0,686 \cdot 4 \cdot 87,7} \leq 24,5 \cdot 1,1;$$

$23,9 < 26,95 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right)$ – условие выполняется.

Определяем ширину сечения b .

$$\lambda_x = \frac{l_0}{i_x} = \frac{402,5}{7,73} = 52,07 \text{ – гибкость одной ветви. Так как в сечении}$$

из четырёх уголков, соединенных планками, материальной оси нет, то, гибкость колонны относительно свободной оси будет равна:

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{52,07^2 - 30^2} = 74,16;$$

$\lambda_1 = 30 \dots 35$ (но не более 40) – гибкость ветви на участке между планками. Полученной гибкости соответствует радиус инерции:

$$i_y = \frac{l_0}{\lambda_y} = \frac{402,5}{74,16} = 5,43 \text{ см.}$$

Расстояние между ветвями:

$$b_{\text{опт.}} = \frac{i_y}{\alpha_2} = \frac{5,43}{0,43} = 12,6 \text{ см.}$$

$\alpha_2 = 0,43$ по табл. 8.1 [2].

В то же время должно выполняться условие:

$$b - 2b_f \geq 100 \text{ мм}$$

$b_f = 250 \text{ мм}$ – по сортаменту

Принимаем $b = 100 + 2 \cdot 250 = 600 \text{ мм}$.

Определяем момент инерции и гибкость сечения относительно свободной оси:

$$J_y = 4 \cdot \left[J_{y1} + \frac{A_f c^2}{4} \right] = 4 \cdot \left[5\,247 + 87,7 \cdot \frac{23,17^2}{4} \right] = 68\,069,53 \text{ см}^4;$$

$$c^2 = \frac{(b - 2z_0)^2}{2} = \frac{(600 - 2 \cdot 68,3)^2}{2} = 231,7 \text{ мм} = 23,17 \text{ см};$$

$$J_{y1} = J_x = 5\,247 \text{ см}^4; A_f = A = 87,7 \text{ см}^2.$$

Момент инерции сечения $J_y = 68\,096,65 \text{ см}^4$, площадь сечения

$A = 4A_f = 4 \cdot 87,7 = 350,8 \text{ см}^2$, отсюда радиус инерции будет равен:

$$i_y = \sqrt{\frac{J_y}{A}} = \sqrt{\frac{68\,069,25}{350,8}} = 4,425 \text{ см.}$$

Находим гибкость:

$$\lambda = \frac{l_0}{i_y} = \frac{402,5}{4,425} = 90,95, \text{ отсюда}$$

Определим условную гибкость стенки:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 90,95 \cdot \sqrt{\frac{245}{2,1 \cdot 10^5}} = 3,1;$$

Отсюда $\bar{\lambda} \rightarrow \varphi = 535,35 \cdot 10^{-3}$ [по СП 16 приложению Д].

Проверяем принятое сечение на устойчивость:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} \leq R_y \gamma_c; \frac{5754,24}{0,53535 \cdot 350,8} \leq 24,5 \cdot 1,1;$$

$$26,8 < 26,95 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right) \text{ — условие выполняется.}$$

Сечение колонны представлено на рис. 5.5.2.

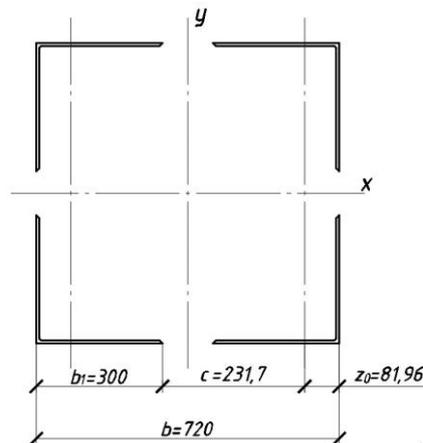


Рис.5.5.2. Сквозные сечения колонны

Рассчитываем соединительные планки, условная поперечная сила будет равна:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{E}{R_y} \right) \frac{N}{\varphi} = 7,15 \cdot 10^{-6} \left(2330 - \frac{2,1 \cdot 10^4}{24,5} \right) \frac{5754,24}{0,535} = 88,33 \text{ кН.}$$

Подбираем сечение планки:

Высота планки назначается в пределах $(0,5 \div 0,75)b$,

$$h_{пл} = 0,5 \cdot 60 = 30 \text{ см.}$$

Толщина планки назначается в пределах $t_{пл} = (0,1 \div 0,04)h_{пл}$.

Принимаем $t_{пл} = 0,04 \cdot 30 = 1,2 \text{ см.}$

Проверяем условие:

$$6 \text{ мм} \leq t_{пл} \leq 12 \text{ мм} \text{ — условие выполняется.}$$

Расстояние между планками определяется как $l = \lambda_1 i_{min}$, где $\lambda_1 = 30$; $i_{min} = 4,96 \text{ см}$ (по сортаменту для одной ветви). $l = 30 \cdot 4,96 = 148,8 \text{ см}$. Принимаем $l = 30 \cdot 4,96 = 148,8 \text{ см}$. Принимаем $l = 150 \text{ см}$.

Определяем срезающую силу F:

$$F = \frac{Q_{fic} \cdot l}{2b} = \frac{88,33 \cdot 150}{2 \cdot 60} = 110,4 \text{ кН.}$$

Определение изгибающего момента M ; изгибающий планку в её плоскости:

$$M_1 = Q_{fic} \frac{l}{4} = 88,33 \cdot \frac{1,5}{4} = 33,12 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Проверяем прочность планок на срез:

$$\tau = \frac{F}{b_{пл} t_{пл}} \leq R_s \gamma_c; \frac{110,4}{1,2 \cdot 30} = 14,21 \cdot 1,1;$$

$$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 24,5 = 14,21 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}.$$

Условие выполняется.

Проверяем прочность планок на изгиб:

$$\sigma = \frac{6 \cdot M_1}{b_{пл}^2 t_{пл}} \leq R_y \gamma_c; \frac{6 \cdot 33,12 \cdot 100}{1,2 \cdot 30^2} = 24,5 \cdot 1,1;$$

$$18,4 \leq 26,95 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right). \text{ Условие выполняется.}$$

Прочность колонны обеспечена.

Колонна сквозного сечения представлена на рис.5.5.3.

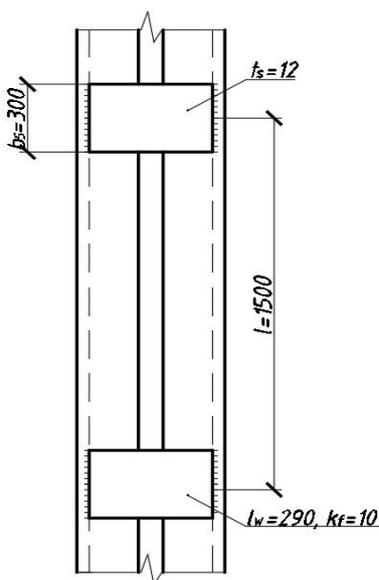


Рис. 5.5.3. Колонна сквозного сечения

5.5.3. Конструирование и расчёт оголовка колонны

Конструктивно опорная плита принимается равной $510 \times 510 \times 25$ мм;

Толщина опорной плиты принимается конструктивно в пределах 20 ... 25 мм.

Определяем толщину ребра оголовка:

$$t_p = \frac{N}{l_{cm} R_p} = \frac{5\,754,24}{29 \cdot 36,1} = 2,75 \approx 2,8 \text{ см};$$

$$R_p = \frac{R_{un}}{\gamma_m} = \frac{370}{1,025} = 361 \text{ МПа};$$

$$R_{un} = 370 \text{ МПа};$$

$$\gamma_m = 1,025;$$

$l_{cm} = b_{п1} + 2t_{п} = 24 + 2 \cdot 2,5 = 29 \text{ см}$ – длина сминаемой поверхности.

Определяем высоту ребра оголовка из условия требуемой длины шва по формуле:

$$h_p = \frac{N}{k_f \cdot 4(\beta_f \cdot R_{\omega f})} = \frac{5\,754,24}{1,4 \cdot 4 \cdot 0,7 \cdot 21,5} = 53,1 \text{ см} \approx 54 \text{ см}.$$

где, $k_f = 14 \text{ мм}$ – катет шва; $R_{\omega f} = 215 \text{ МПа}$. Для сварки используется электрод марки Э50; $\beta_f = 0,7$ – для автоматической сварки.

Проверяем длину шва:

$h_p < 85 \cdot k_f \beta_f$; $54 < 85 \cdot 1,4 \cdot 0,7$; $54 < 107,1 \text{ (см)}$ - условие выполняется.

Проверяем ребро на срез:

$$\tau = \frac{0,5N}{2h_p t_p} \leq R_s; \quad \frac{0,5 \cdot 5\,754,24}{2 \cdot 54 \cdot 2,8} \leq 138,6 \cdot 10^{-1}; \quad 9,51 < 13,86 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right);$$

$$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 245 = 138,6 \text{ МПа}.$$

Условие выполняется, поэтому расчёт окончен. Оголовок колонны представлен на рис.5.5.4.

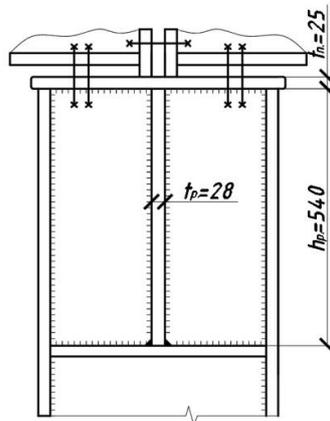


Рис.5.5.4. Оголовок колонны

5.5.4. Расчёт и конструирование базы колонны

Определяем площадь опорной плиты исходя из прочности бетона: $R_{пр.} = R_b = 11,5$ МПа (В20). База колонны представлена на рисунке 5.5.5.

Требуемая площадь плиты базы:

$$A_{пл.тр.} = \frac{N}{R_{пр.} \gamma_c} = \frac{5\,754,24}{1,15 \cdot 1,2} = 4\,513,13 \text{ см}^2;$$

где, $\gamma_c = 1,2$ – коэффициент условий работы.

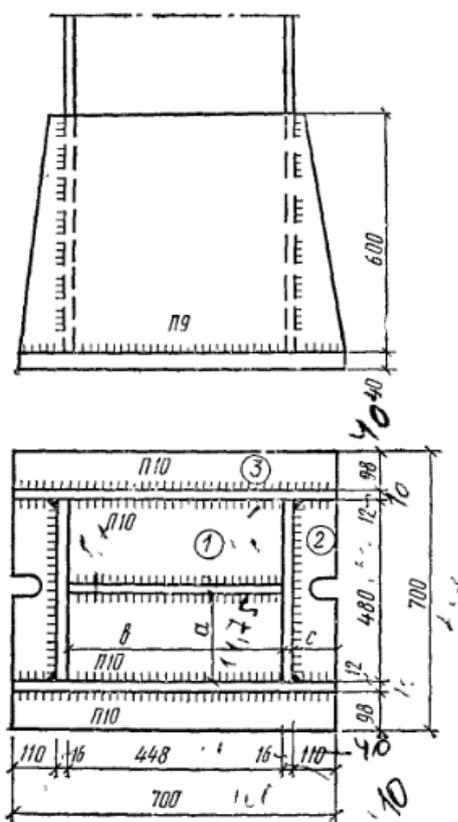


Рис. 5.5.5. База колонны

Исходя из условия $\frac{h_{пл.}}{b_{пл.}} \leq 1,2$, принимаем $h_{пл.} = 73$ см, $b_{пл.} = 62$ см.

Фактическая площадь сечения опорной плиты:

$$A_{ф} = 73 \cdot 62 = 4\,526 \text{ см}^2;$$

$$\frac{73}{62} = 1,18 < 1,2. \text{ Условие выполняется.}$$

Опорная плита работает как пластина на упругом основании. Распределение давления под плитой не равномерно, но при расчёте принято распределение давления равномерным. Плиту рассматриваем как пластину, нагруженную равномерно распределённым давлением снизу и опёртую на элементы колонны.

Напряжение под плитой:

$$\sigma_{\text{фунд.}} = \frac{N}{A_{\phi}} = \frac{5\,754,24}{4\,526} = 1,27 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right).$$

Вычисляем изгибающие моменты на различных участках для определения толщины плиты. Опорный участок плиты разбиваем на 3 участка. Участок 1 – опёртый на 4 канта. Участок 2 – консольный. Участок 3 – консольный, не проверяем из-за меньшего консольного свеса.

$$M_1 = \alpha \sigma_{\text{фунд.}} a^2 = 0,13 \cdot 1,27 \cdot 0,6^2 = 5,94 (\text{кН} \cdot \text{м});$$

α принимаем по табл. 7 [5]: $\alpha = 0,13$

$$M_2 = \frac{qc^2}{2} = \frac{1,27 \cdot 11^2}{2} = 9,67 (\text{кН} \cdot \text{см}).$$

Толщину опорной плиты определяем исходя из условия:

$$t_{\text{пл.}} \geq \sqrt{\frac{6M_{\text{max}}}{R_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 9,67}{24,5}} = 1,54 \text{ см} \approx 1,6 \text{ см}.$$

Принимаем толщину опорной плиты $t_{\text{пл.}} = 16$ мм; Рассчитываем швы, крепящие колонну к траверсам: Задаёмся исходными данными: Вид сварки – ручная; Электрод – Э-50; Расчётное сопротивление по металлу шва и по металлу границы сплавления определяется следующим образом:

$$R = 0,7 \cdot (R_{\omega} \cdot \beta) \text{ min} = 0,7 \cdot 215 \cdot 0,7 = 105,35 \text{ МПа}$$

Принимаем катет шва в соответствии с минимальным и максимальным значением $k_f = 21$ мм. Длину шва принимаем равной $h_{\text{тр}} = 900$ мм. Для Вас – 400-600 мм.

Проверяем прочность шва по главным напряжениям:

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{k_f \cdot 4 \cdot l_{\omega}} = \frac{5\,754,24}{2,1 \cdot 4 \cdot 90} = 7,61 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}.$$

Проверяем условие:

$$\sigma_{\text{max}} \leq R; 7,61 < 10,535 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right). \text{ Условие выполняется}$$

Проверяем длину шва:

$$l_w \leq 85 \cdot K_f \cdot \beta_f; 90 \leq 85 \cdot 2,1 \cdot 0,7; 90 < 124,95 \text{ см}$$

Все условия выполняются, поэтому расчёт колонны закончен.

Вопросы для самопроверки

1. В чем заключается основная функция колонны в каркасной системе здания и как она обеспечивает пространственную жесткость сооружения?
2. Объясните различие между центрально-сжатыми и внецентренно-сжатыми колоннами.
3. Почему колонны подразделяют на короткие и стройные в зависимости от гибкости и какая величина определяет этот критерий?
4. В чем физический смысл равноустойчивости колонны и каково соотношение $b \approx 2h$ для двутаврового сечения?
5. Объясните достоинства и недостатки замкнутых сечений (коробчатых, трубчатых) по сравнению с открытыми сплошными колоннами.
6. В чем разница между материальной и свободной осями в сквозных колоннах и какую роль играют решетки в их работе?
7. Почему треугольные решетки с раскосами жестче безраскосных и как поперечная сила влияет на выбор системы решетки?
8. Объясните физический смысл коэффициента $k_{бет} = 1,5-1,92$ в формуле несущей способности трубобетонных колонн.
9. Как определяется приведенная гибкость $\bar{\lambda}$ трубобетонной колонны и почему радиус инерции бетонного ядра $i_{бет}$ играет ключевую роль?
10. Назовите три основных конструктивных элемента колонны (оголовки, стержень, база) и их функции в передаче нагрузок.
11. Перечислите типы сплошных колонн по форме сечения и укажите наиболее экономичный тип для сжатых колонн.
12. Какие системы решеток применяются в сквозных колоннах и в каких случаях предпочтительна раскосная решетка?
13. Сравните рациональность применения стальных, алюминиевых и трубобетонных колонн с точки зрения работы на продольный изгиб.

Глава 6. ФЕРМЫ

Металлическая ферма представляет собой стержневую конструкцию из прямолинейных элементов (поясов, стоек и раскосов), соединённых в основном в треугольные ячейки, благодаря чему достигаются высокая жёсткость и несущая способность при относительно малой массе конструкции. Она работает преимущественно как шарнирно-стержневая система: внешние нагрузки передаются в узлы, а в стержнях возникают продольные усилия растяжения или сжатия, что позволяет эффективно использовать прочность стали и перекрывать большие пролёты с меньшим расходом материала по сравнению с сплошными балками.

6.1. Характеристика, классификация, компоновка, типы сечений стержней

Классифицируют фермы по нескольким признакам. По геометрическому очертанию различают фермы с параллельными поясами, треугольные (двускатные), полигональные (с ломаным верхним поясом), трапециевидные, арочные (рис. 6.1.1); выбор формы связан с видом нагрузки, требуемой высотой конструкции и архитектурными требованиями.

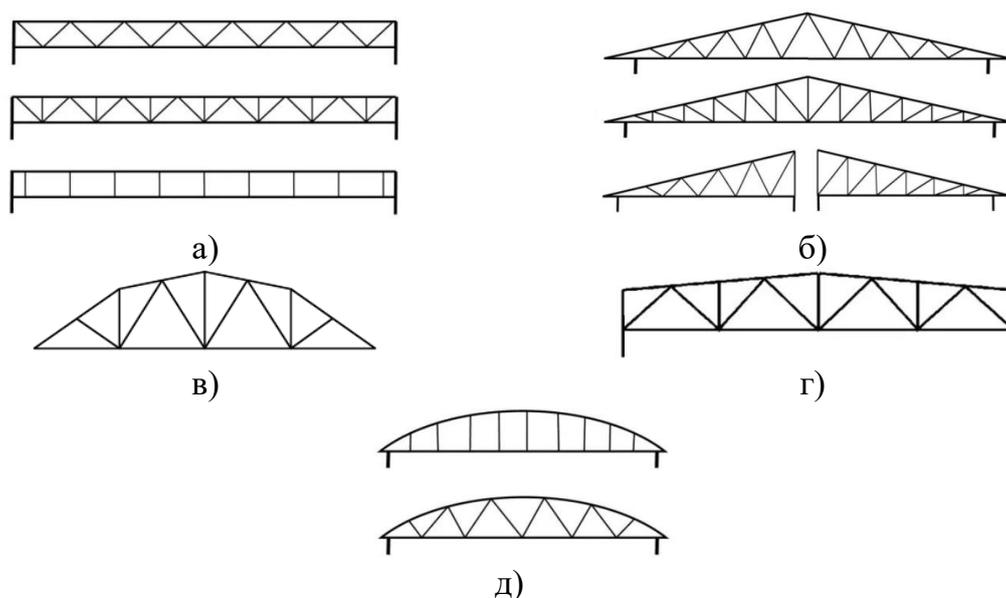


Рис. 6.1. Фермы: а) с параллельными поясами; б) треугольные; в) полигональные; г) трапецевидные; д) арочные

По назначению выделяют стропильные и подстропильные фермы покрытий, мостовые, крановые, башенные, мачтовые и другие специализированные системы. Каждая группа оптимизирована под свои условия работы (равномерно распределённая нагрузка, подвижные нагрузки, ветровые воздействия и т.п.). По пространственной работе фермы делятся на плоские, работающие в одной плоскости и воспринимающие нагрузки, приложенные в этой плоскости, и пространственные, образующие трёхмерный каркас, способный воспринимать нагрузки из разных направлений. Дополнительно используют классификацию по способу опирания (балочные разрезные, неразрезные, консольные, рамные, арочные), по конструкции решётки (раскосная, шпренгельная, крестовая и т.д.) и по типу соединений (сварные, болтовые, реже клёпаные).

Компоновка фермы определяется очертанием поясов, схемой решётки и расположением опор. Верхний пояс обычно работает преимущественно на сжатие и имеет очертание, согласованное с линией изгибающего момента и схемой покрытия. Нижний пояс в большинстве схем растянут и служит связующим элементом, замыкающим контур и обеспечивающим общую геометрию. Его форма может быть прямой (при параллельных поясах) или также ломаной/криволинейной (в арочных, полигональных системах). Между поясами располагается решётка из стоек и раскосов, которая разделяет пролёт на панели, передаёт усилия между поясами и задаёт расчётную стержневую схему: стойки обычно сжаты, раскосы растянуты или сжаты в зависимости от типа решётки и характера нагрузок. Узлы фермы выполняют так, чтобы обеспечить геометрически неизменяемую систему (как правило, из треугольников), что придаёт конструкции устойчивость и снижает чувствительность к локальным повреждениям или перераспределению усилий.

Типы сечений стержней фермы выбирают с учётом характера усилий, длины элемента, требований к местной устойчивости и экономичности. В поясах и наиболее нагруженных раскосах применяют прокатные или сварные двутавровые профили, швеллеры, коробчатые и трубчатые сечения, обеспечивающие достаточную жёсткость и устойчивость при сжатии и удобные для сварки или болтовых соединений. В менее нагруженных элементах, особенно в растянутых стержнях,

широко используются уголки (одионочные или в паре), круглая или квадратная сталь, тонкостенные замкнутые профили; для пространственных ферм часто применяют круглые или прямоугольные трубы, хорошо работающие и на растяжение, и на сжатие, а также удобные с точки зрения аэродинамики и коррозионной защиты. При выборе сечения учитывают не только прочность по нормальным напряжениям, но и местную устойчивость стенок и полок, технологичность изготовления, возможность качественного выполнения сварных швов и удобство монтажа, так как от этого зависит долговечность и надёжность всей ферменной конструкции.

6.2. Схемы стропильных и подстропильных ферм для покрытий промышленных зданий

Металлические стропильные и подстропильные фермы для покрытий промышленных зданий представляют собой систему ферменных конструкций, работающих совместно для создания несущего каркаса покрытия и имеющих различные схемы в зависимости от архитектурных и технологических требований.

Стропильные фермы являются основными несущими элементами покрытия, непосредственно воспринимающими нагрузку от кровли, снега, подвижных нагрузок и передающими её на колонны здания (рис. 6.2.1.). Их пролёты составляют, как правило, 12–36 м, и выбор очертания верхнего пояса зависит от типа кровли: при рулонных кровлях (малоуклонных) применяют фермы с параллельными поясами с уклоном 1,5% за счёт строительного подъема (что создаёт преимущества при защите слоем гравия, повышающей долговечность и огнестойкость) или трапециевидные фермы с уклоном 1/8–1/12; при холодных кровлях из асбестоцементных, стальных или алюминиевых листов, требующих большего уклона, используют треугольные (двускатные) фермы с уклоном верхнего пояса 1/3,5 или фермы с параллельными поясами, обеспечивающие удобство разработки элементов при относительно малом уклоне. Высота стропильных ферм в середине пролёта выбирается на основе технико-экономического анализа с учётом условий транспортировки; стандартно для ферм с параллельными поясами высота составляет 3150 мм, однако для пролётов 18 и 24 м может быть снижена до 2250 мм, а для ферм из круглых труб высота равна

2900 мм по осям поясов. Решётка стропильных ферм проектируется обычно треугольной с дополнительными стойками, при частом расположении прогонов и узкой ширине кровельных плит применяют шпренгельную решётку для исключения работы верхних поясов на местный изгиб. Размер панели верхнего пояса принимается модульным, равным 3 м в соответствии с типовыми размерами кровельных плит. В многопролётных зданиях при наружном отводе воды используют односкатные фермы.

Подстропильные фермы служат промежуточными несущими конструкциями, опирающимися на колонны здания с шагом 12–18 м и принимающими на себя стропильные фермы или прогоны с шагом 6 м, что позволяет рационально организовать компоновку покрытия и обеспечить необходимые технологические габариты (рис. 6.2.1.). Они проектируются чаще всего с параллельными поясами, треугольной решёткой и стойками, к которым крепятся стропильные фермы; высота подстропильных ферм определяется конструкцией узла примыкания стропильной фермы и, как правило, близка её высоте для стропильных ферм с параллельными поясами и трапециевидных ферм, которые примыкают сбоку, а треугольные стропильные фермы опираются сверху. Узел примыкания стропильных ферм к подстропильным выполняется обычно шарнирным для обеспечения простоты и дешевизны конструкции.

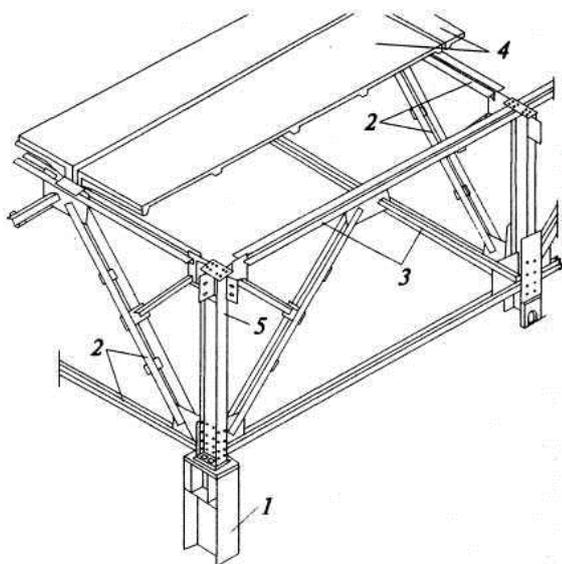


Рис. 6.2.1. Схема стропильных и подстропильных ферм для покрытий промышленных зданий: 1 – колонна, 2 – стропильная ферма, 3 – подстропильная ферма, 4 – плита покрытия, 5 – надпорная стойка

Опорные узлы стропильных и подстропильных ферм. При шарнирном сопряжении фермы с колонной наиболее простым является узел опирания фермы сверху с использованием дополнительной стойки (надколонника), при этом верхний пояс фермы крепится болтами нормальной точности к фасонке надколонника с увеличенными на 5–6 мм отверстиями для обеспечения шарнирности и исключения восприятия опорного момента. При жестком сопряжении стропильная ферма примыкает обычно к колонне сбоку с передачей опорного давления и горизонтальных усилий от опорного момента через фланцы и болтовые или сварные соединения, что требует более сложной конструкции и повышает жёсткость узла. Соединения фасонки с полками колонн или накладок с рёбрами выполняют болтами нормальной или грубой точности для упрощения сборки и экономии труда.

Расчетные схемы стропильных и подстропильных ферм учитывают различные виды нагрузок: постоянные нагрузки от веса кровли и покрытия, временные нагрузки от снега (значительно влияющие на размеры элементов, особенно при лёгких кровлях, достигая 60–70% расчётных усилий), подвижные нагрузки от подвесных кранов и конвейеров, определяемые по линиям влияния, опорные моменты и распоры от жёсткого сопряжения с колоннами. При расчёте ферм учитывают возможность неравномерного распределения снеговой нагрузки, включая её сдувание с вышележащих пролётов на нижележащие в сложных конфигурациях с перепадами высот, что требует рассмотрения различных схем загрузки. Нижние пояса и раскосы могут испытывать изменение знака усилия, требующее проверки на оба направления нагрузки, особенно для слабонагруженных растянутых элементов с большой гибкостью.

6.3. Расчет ферм

Вся нагрузка, действующая на ферму, обычно бывает приложенной к узлам фермы, к которым прикрепляются элементы поперечной конструкции (например, прогоны кровли или подвесного потолка), передающие нагрузку на ферму. Если нагрузка приложена непосредственно в панели, то в основной расчетной схеме она также распределяется между ближайшими узлами, но при этом дополнительно учитывается местный изгиб пояса от расположенной на нем нагрузки: на

опоре (в узле) - как на опоре неразрезной балки; в пролете - как в пролете неразрезной балки с умножением величин моментов на коэффициент 1,2.

Для удобства расчета рекомендуется определять усилия в стержнях ферм отдельно для каждого вида нагрузки. Так, в стропильных фермах следует составлять расчетные схемы отдельно для следующих нагрузок:

- постоянной, в которую входит собственный вес фермы и вес всей поддерживаемой конструкции (кровли с утеплением, фонарей и т. п.);
- временной - нагрузки от подвесного подъемно-транспортного оборудования, нагрузки полезной, действующей на подвешенное к ферме чердачное перекрытие, и т. п.;
- кратковременной, атмосферной- снег, ветер.

6.3.1. Расчет и конструирование стропильной фермы

Ферма с параллельными поясами пролетом 36 м. Высота фермы на опоре 3150 мм. Решетка фермы запроектирована с панелью верхнего пояса, равной 3 м, нижнего 6 м.

Пояса фермы и решетка выполнены из спаренных уголков. Геометрическая схема фермы показана на рис. 6.3.1.

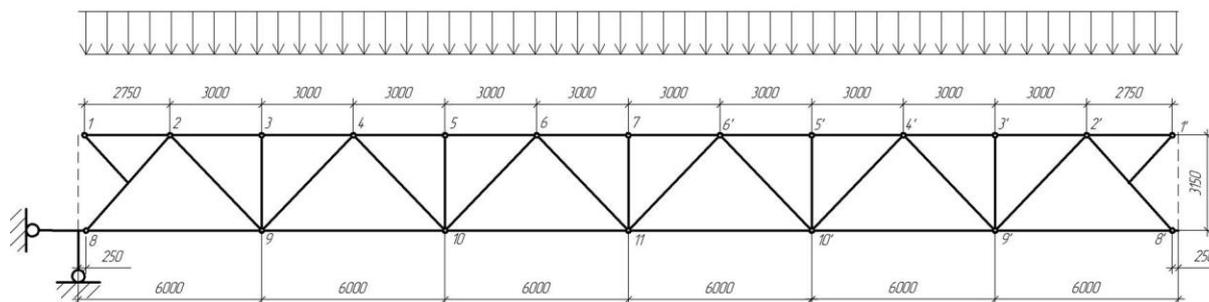


Рис. 6.3.1. Расчетная схема фермы

Сбор нагрузок на ферму

Постоянная нагрузка (рис. 6.3.2.):

$$F_n = q^n B d_B$$

где $q^n = 1,043 \text{ кН/м}^2$ – расчетное значение постоянной равномерно распределенной нагрузки; B – шаг фермы; d_B – длина панели фермы по верхнему поясу.

$$F_1 = 1,043 \cdot 12 \cdot 3 = 37,56 \text{ кН}$$

$$F_1^I = 1,043 \cdot 12 \cdot 1,5 = 18,78 \text{ кН}$$

Снеговая нагрузка (рис.6.3.3.):

$$F_{CH} = S B d_B$$

где S – расчетное значение снеговой нагрузки;

$$F_{CH} = 3 \cdot 10,416 = 31,248 \text{ кН}$$

$$F_{CH}^I = 1,5 \cdot 10,416 = 15,624 \text{ кН}$$

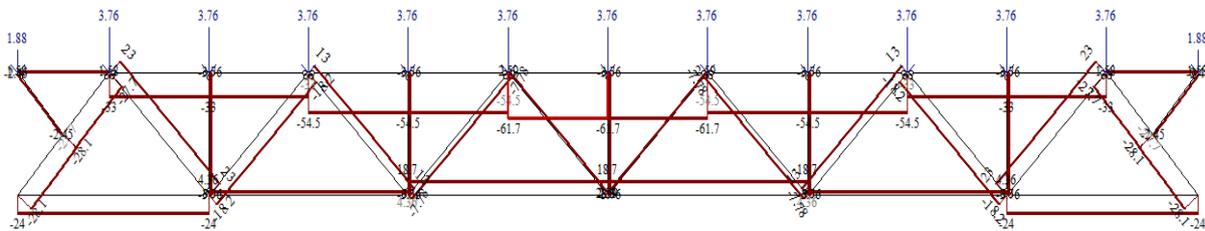


Рис. 6.3.2. Эпюра N от постоянной нагрузки

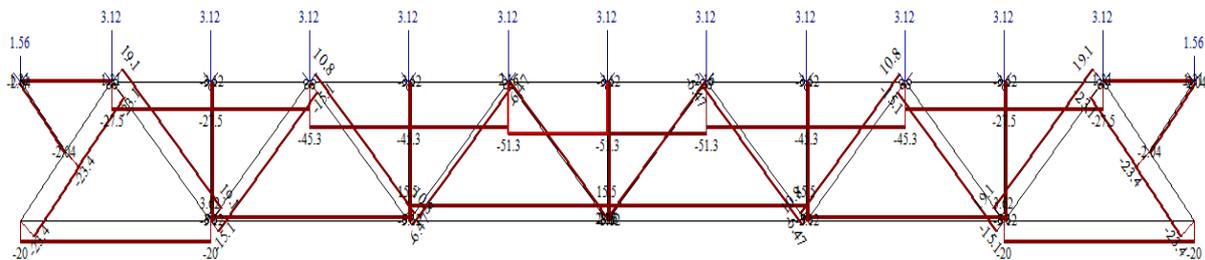


Рис. 6.3.3. Эпюра N от снеговой нагрузки

Определение усилий в стержнях фермы и расчетных длин стержней

Определяем усилия в стержнях фермы с помощью программного комплекса Лира (табл. 6.3.1).

Таблица 6.3.1.

Усилия в стержнях фермы

Элементы фермы	Обозначение стержня	Нагрузка на ферму, кН		
		От постоянной нагрузки	От снеговой нагрузки	Расчетная
Верхний пояс	1-2, 1'-2'	-15,8	-13,136	-28,94
	2-3, 2'-3'	-330,36	-274,84	-605,20
	3-4, 3'-4'	-330,36	-274,84	-605,20
	4-5, 4'-5'	-544,988	-453,4	-998,39
	5-6, 5'-6'	-544,988	-453,4	-998,39
	6-7, 6'-7'	-616,531	-512,92	-1129,45
Нижний пояс	8-9, 8'-9'	-240,288	-199,88	-440,17
	9-10, 9'-10'	43,567	36,25	79,82
	10-11, 10'-11'	186,665	155,29	341,96
Раскосы	2-8, 2'-8'	-280,85	-230,522	-511,37
	2-9, 2'-9'	229,96	191,32	421,28
	4-9, 4'-9'	-181,54	-151,03	-332,57
	4-10, 4'-10'	129,671	107,88	237,55
	6-10, 6'-10'	-77,8	-64,73	-142,53
	6-11, 6'-11	25,93	21,58	47,51
Стойки	3-9, 3'-9'	-37,56	-31,25	-68,81
	5-10, 5'-10'	-37,56	-31,25	-68,81
	7-11	-37,56	-31,25	-68,81

Подбор сечения фермы

Подбор сечений стержней фермы начинают со сжатого пояса, затем подбирают элементы растянутого пояса и после этого переходят к раскосам и стойкам. Сечение поясов, подобранное по максимальным усилиям, обычно сохраняют на всем протяжении ферм для упрощения и ускорения ее изготовления.

Исходные данные: марка стали с расчетными характеристиками: С-255 ($R_y = 245$ МПа).

Подбор сечения верхнего пояса.

Стержни 6 и 7 сжатого пояса. $N = -1129,45$.

Верхний пояс испытывает сжатие, требуемую площадь поперечного сечения определяем по формуле:

$$A_{cal} = \frac{N \gamma_n}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{1129,45 \cdot 0,95}{0,472 \cdot 245 \cdot 10^3 \cdot 0,95} = 97,67 \text{ см}^2$$

где N – действующее усилие, φ – коэффициент внецентренного сжатия, γ_c – коэффициент условия работы, $\gamma_c = 0,95$, $\lambda = 110 \Rightarrow \varphi = 0,472$

Расчетные длины стержней: $l_x = 300 \text{ см}$; $l_y = 300 \text{ см}$.

$$i_{cal,x} = \frac{l_{ef}}{\lambda} = \frac{300}{110} = 2.73 \text{ см}$$

$$i_{cal,y} = \frac{l_{ef}}{\lambda} = \frac{300}{110} = 2.73 \text{ см}$$

Принимаем сечение из парных уголков 160x16 с характеристиками (рис. 6.3.4.):

$$A_{\phi} = 98,2 \text{ см}^2, i_x = 4,89 \text{ см}, i_y = 7,03 \text{ см}, a = 1 \text{ см}.$$

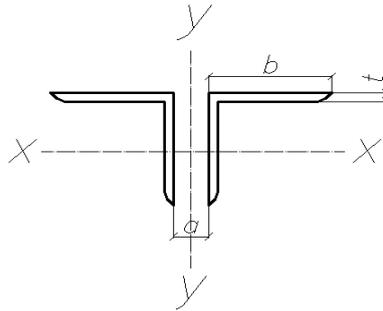


Рис. 6.3.4. Поперечный профиль сечения парных уголков 160x16

Определяем гибкость стержня в плоскости и из плоскости действия усилия:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} \leq \lambda_{np}.$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} \leq \lambda_{np}$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{300}{4,89} = 61,34 \Rightarrow \varphi_{\min} = 0,795$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{300}{7,03} = 61,35 \Rightarrow \varphi_{\min} = 0,881$$

Предельная гибкость для верхнего пояса:

$$\lambda_{np} = 180 - 60 \cdot \alpha,$$

$$\alpha_x = \frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1129,45 \cdot 0,95}{0,795 \cdot 98,2 \cdot 10^{-4} \cdot 245 \cdot 10^3 \cdot 0,95} = 0,59$$

$$\alpha_y = \frac{N \cdot \gamma_n}{\varphi \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{1129,45 \cdot 0,95}{0,881 \cdot 98,2 \cdot 10^{-4} \cdot 245 \cdot 10^3 \cdot 0,95} = 0,53$$

$$[\lambda_x] = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0,59 = 144,59$$

$$[\lambda_y] = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0,53 = 148,03$$

Проверяем стержень на устойчивость:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} = \frac{1129,45}{0,795 \cdot 98,2} = 137,36 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 245 \cdot 0,95 = 232,75 \text{ МПа}$$

Запас напряжения стержня:

$$\Delta = \frac{232,75 - 137,36}{232,75} \cdot 100\% = 40,98\%$$

Подбор сечения нижнего пояса.

Стержни 10 и 11 растянутого пояса. $N=341,96$ кН

Расчетные длины стержней: $l_x = 600$ см ; $l_y = 600$ см .

Определяем требуемую площадь сечения пояса:

$$A_{\text{треб}} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{341,96 \cdot 0,95}{245 \cdot 10^3 \cdot 0,95} = 13,96 \text{ см}^2 .$$

Принимаем сечение из парных уголков 75x5 (рис. 6.3.5.) с характеристиками: $A_\phi = 14,78$ см², $i_x = 2,31$ см, $i_y = 3,42$ см, $a=1$ см.

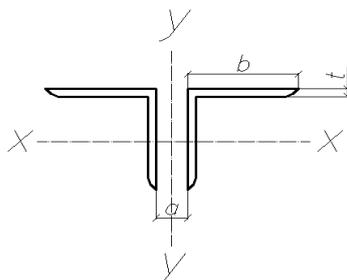


Рис. 6.3.5. Поперечный профиль сечения парных уголков 160x16

Проверим сечение: $[\lambda] = 400$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{600}{2,31} = 259,74 < [\lambda] ;$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{600}{3,42} = 175,44 < [\lambda] .$$

Проверим сечение на прочность:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{341,96 \cdot 0,95}{14,78} = 219 \text{ МПа} < R_y \cdot 0,95 = 232,75 \text{ МПа}$$

Запас напряжения стержня:

$$\Delta = \frac{232,75 - 219}{232,75} \cdot 100\% = 5,56\% < 14\%$$

Подбор сечения раскосов.

Опорный раскос 2-8 $N = -511,37$ кН

Расчетные длины стержней: $l_x = l_y = 421,5$ см.

Задаемся гибкостью $\lambda = 110 \Rightarrow \varphi = 0,472$

Определяем требуемую площадь сечения пояса:

$$A_{\text{треб}} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{511,37 \cdot 0,95}{0,472 \cdot 245 \cdot 10^3 \cdot 0,95} = 44,22 \text{ см}^2.$$

$$i_{\text{cal},x} = \frac{l_{\text{ef}}}{\lambda} = \frac{421,5}{110} = 3,83 \text{ см}$$

$$i_{\text{cal},y} = \frac{l_{\text{ef}}}{\lambda} = \frac{421,5}{110} = 3,83 \text{ см}$$

Принимаем сечение из парных уголков 125x10 с характеристиками: $A_\varphi = 48,66$ см², $i_x = 3,85$ см, $i_y = 5,51$ см.

Проверка сечения:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{421,5}{3,85} = 109,48 \Rightarrow \varphi_x = 0,475$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{421,5}{5,51} = 76,5 \Rightarrow \varphi_y = 0,705$$

$$\lambda_{\text{np}} = 180 - 60 \cdot \alpha$$

$$\alpha_x = \frac{N \gamma_n}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{511,37 \cdot 0,95}{0,475 \cdot 48,66 \cdot 10^{-4} \cdot 245 \cdot 10^3 \cdot 0,95} = 0,903.$$

$$\alpha_y = \frac{N \gamma_n}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{511,37 \cdot 0,95}{0,705 \cdot 48,66 \cdot 10^{-4} \cdot 245 \cdot 10^3 \cdot 0,95} = 0,609$$

$$[\lambda_x] = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0,903 = 125,81$$

$$[\lambda_y] = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0,609 = 143,49$$

Проверяем стержень на устойчивость:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} = \frac{511.37 \cdot 0,95}{0,475 \cdot 48.66} = 210.1 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 245 \cdot 0.95 = 232.75 \text{ МПа}$$

Запас напряжения стержня:

$$\Delta = \frac{232,75 - 210,1}{232,75} \cdot 100\% = 9,69\% < 14\%$$

Растянутый раскос 2-9 $N=421,28$ кН.

Расчетные длины стержней: $l_x = 348 \text{ см}; l_y = 435 \text{ см}$.

Задаемся гибкостью $\lambda = 130 \Rightarrow \varphi = 0.358$

Определяем требуемую площадь сечения пояса:

$$A_{\text{треб}} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{421.28 \cdot 0,95}{245 \cdot 10^3 \cdot 0,95} = 17.2 \text{ см}^2.$$

Принимаем сечение из парных уголков 80х6 с характеристиками:
 $A_\phi = 18,76 \text{ см}^2$, $i_x = 2,47 \text{ см}$, $i_y = 3,65 \text{ см}$.

Проверка сечения:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{348}{2.47} = 140.89 < 400 = [\lambda_x]$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{435}{3.65} = 119.18 < 400 = [\lambda_y]$$

Проверяем стержень на устойчивость:

$$\sigma = \frac{N \cdot \varphi}{A} = \frac{421.28 \cdot 0,95}{18.76} = 213.33 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 245 \cdot 0.95 = 232.75 \text{ МПа}$$

Запас напряжение стержня:

$$\Delta = \frac{232,75 - 213,33}{232,75} \cdot 100\% = 8,34\% < 10\%$$

Растянутый раскос 4-10 $N=237,55$ кН.

Расчетные длины стержней: $l_x = 348 \text{ см}; l_y = 435 \text{ см}$.

Определяем требуемую площадь сечения пояса:

$$A_{\text{треб}} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{237.55 \cdot 0,95}{245 \cdot 10^3 \cdot 0,95} = 9.7 \text{ см}^2.$$

Принимаем сечение из парных уголков 45х6 с характеристиками:
 $A_\phi = 10.16 \text{ см}^2$, $i_x = 1.36 \text{ см}$, $i_y = 2.29 \text{ см}$.

Проверка сечения:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{348}{1.36} = 255 < [\lambda] = 400$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{435}{2.29} = 190 < [\lambda] = 400$$

$$\sigma = \frac{237.55 \cdot 0.95}{10.16} = 222.12 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 245 \cdot 0.95 = 232.75 \text{ МПа}$$

Запас напряжения стержня:

$$\Delta = \frac{232.75 - 222.12}{232.75} \cdot 100\% = 4.56\% < 10\%$$

Сжатый раскос 4-9 $N = -332,57$ кН.

Расчетные длины стержней: $l_x = 348 \text{ см}; l_y = 435 \text{ см}$.

Задаемся гибкостью $\lambda = 130 \Rightarrow \varphi = 0.358$

Определяем требуемую площадь сечения пояса:

$$A_{\text{треб}} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{332,57 \cdot 0,95}{0,358 \cdot 245 \cdot 10^3 \cdot 0,8} = 45,03 \text{ см}^2.$$

$$i_{\text{cal},x} = \frac{l_{\text{ef}}}{\lambda} = \frac{348}{130} = 2.68 \text{ см}$$

$$i_{\text{cal},y} = \frac{l_{\text{ef}}}{\lambda} = \frac{435}{130} = 3.35 \text{ см}$$

Принимаем сечение из парных уголков 120х10 с характеристиками: $A_\phi = 46.48 \text{ см}^2$, $i_x = 3.69 \text{ см}$, $i_y = 5.32 \text{ см}$.

Проверка сечения:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{348}{3.69} = 94.3 \Rightarrow \varphi_x = 0.576$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{435}{5.32} = 81.75 \Rightarrow \varphi_y = 0.667$$

$$\lambda_{\text{np}} = 180 - 60 \cdot \alpha$$

$$\alpha_x = \frac{N \gamma_n}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{332.57 \cdot 0.95}{0.576 \cdot 46.48 \cdot 10^{-4} \cdot 245 \cdot 10^3 \cdot 0.8} = 0.602$$

$$\alpha_y = \frac{N\gamma_n}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{332.57 \cdot 0,95}{0,667 \cdot 46.48 \cdot 10^{-4} \cdot 245 \cdot 10^3 \cdot 0,8} = 0.52$$

$$[\lambda_x] = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0.602 = 143.87$$

$$[\lambda_y] = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0.52 = 148.82$$

Проверяем стержень на устойчивость:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} = \frac{332.57 \cdot 0,95}{0.576 \cdot 46.48 \cdot 10^{-4}} = 118 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 245 \cdot 0.8 = 196 \text{ МПа}$$

Запас напряжения стержня:

$$\Delta = \frac{196 - 118}{196} \cdot 100 \% = 39,77 \%$$

Сжатый раскос 6-10 $N = -142,53 \text{ кН}$

Расчетные длины стержней: $l_x = 348 \text{ см}; l_y = 435 \text{ см}$.

Задаемся гибкостью $\lambda = 130 \Rightarrow \varphi = 0.358$

Определяем требуемую площадь сечения пояса:

$$A_{\text{треб}} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{142.53 \cdot 0,95}{0.358 \cdot 245 \cdot 10^3 \cdot 0,8} = 19.3 \text{ см}^2$$

$$i_{\text{cal},x} = \frac{l_{ef}}{\lambda} = \frac{348}{130} = 2.68 \text{ см}$$

$$i_{\text{cal},y} = \frac{l_{ef}}{\lambda} = \frac{435}{130} = 3.35 \text{ см}$$

Принимаем сечение из парных уголков 90х6 с характеристиками:
 $A_\varphi = 21,22 \text{ см}^2$, $i_x = 2,78 \text{ см}$, $i_y = 4,04 \text{ см}$.

Проверка сечения:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{348}{2.78} = 125.18 \Rightarrow \varphi_x = 0.384$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{435}{4.04} = 107.67 \Rightarrow \varphi_y = 0.487$$

$$\lambda_{np} = 180 - 60 \cdot \alpha$$

$$\alpha_x = \frac{N\gamma_n}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{142.53 \cdot 0,95}{0.384 \cdot 21.22 \cdot 10^{-4} \cdot 245 \cdot 10^3 \cdot 0,8} = 0,848$$

$$\alpha_y = \frac{N\gamma_n}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{142.53 \cdot 0.95}{0.487 \cdot 21.22 \cdot 10^{-4} \cdot 245 \cdot 10^3 \cdot 0.8} = 0.669$$

$$[\lambda_x] = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0.848 = 129.13$$

$$[\lambda_y] = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0.669 = 139.86$$

Проверяем стержень на устойчивость:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} = \frac{142.53 \cdot 0.95}{0.384 \cdot 21.22 \cdot 10^{-4}} = 166.16 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 245 \cdot 0.8 = 196 \text{ МПа}$$

Запас напряжения стержня:

$$\Delta = \frac{196 - 166.16}{196} \cdot 100 \% = 15.22 \%$$

Растянутый раскос 6-11 $N = 47.51 \text{ кН}$

Расчетные длины стержней: $l_x = 348 \text{ см}; l_y = 435 \text{ см}$.

Определяем требуемую площадь сечения пояса:

$$A_{\text{треб}} = \frac{N}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{47.51 \cdot 0.95}{245 \cdot 10^3 \cdot 0.95} = 1.94 \text{ см}^2$$

Принимаем сечение из парных уголков 30х3 с характеристиками:

$$A_{\phi} = 3.48 \text{ см}^2, i_x = 0.91 \text{ см}, i_y = 1.95 \text{ см}.$$

Проверка сечения:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{348}{0.91} = 382.42 < [\lambda] = 400$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{435}{1.95} = 223 < [\lambda] = 400$$

$$\sigma = \frac{47.51 \cdot 0.95}{3.48} = 129.7 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 245 \cdot 0.95 = 232.75 \text{ МПа}$$

Запас напряжения стержня:

$$\Delta = \frac{232.75 - 129.7}{232.75} \cdot 100 \% = 44.28 \% < 10 \%$$

Подбор сечения стойки

Стойка 3-9 $N = -68.81 \text{ кН}$

Расчетные длины стержней: $l_x = 252 \text{ см}; l_y = 315 \text{ см}$.

Задаемся гибкостью $\lambda = 130 \Rightarrow \varphi = 0.358$

Определяем требуемую площадь сечения пояса:

$$A_{\text{треб}} = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c} = \frac{68,81 \cdot 0,95}{0,358 \cdot 245 \cdot 10^3 \cdot 0,8} = 9,32 \text{ см}^2.$$

$$i_{\text{cal},x} = \frac{l_{\text{ef}}}{\lambda} = \frac{252}{130} = 1,94 \text{ см}$$

$$i_{\text{cal},y} = \frac{l_{\text{ef}}}{\lambda} = \frac{315}{130} = 2,42 \text{ см}$$

Принимаем сечение из парных уголков 63х6 с характеристиками: $A_{\phi} = 14,56 \text{ см}^2$, $i_x = 1,93 \text{ см}$, $i_y = 3,06 \text{ см}$.

Проверка сечения:

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{252}{1,93} = 130,57 \Rightarrow \varphi_x = 0,361$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{315}{3,06} = 102,94 \Rightarrow \varphi_y = 0,523$$

$$\lambda_{\text{np}} = 180 - 60 \cdot \alpha$$

$$\alpha_x = \frac{N \gamma_n}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{68,81 \cdot 0,95}{0,361 \cdot 14,56 \cdot 10^{-4} \cdot 245 \cdot 10^3 \cdot 0,8} = 0,635$$

$$\alpha_y = \frac{N \gamma_n}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{68,81 \cdot 0,95}{0,523 \cdot 14,56 \cdot 10^{-4} \cdot 245 \cdot 10^3 \cdot 0,8} = 0,438$$

$$[\lambda_x] = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0,635 = 141,93$$

$$[\lambda_y] = 180 - 60 \cdot \alpha = 180 - 60 \cdot 0,438 = 153,72$$

Проверяем стержень на устойчивость:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} = \frac{68,81 \cdot 0,95}{0,361 \cdot 14,56 \cdot 10^{-4}} = 124,38 \text{ МПа} < R_y \gamma_c = 245 \cdot 0,8 = 196 \text{ МПа}$$

Запас напряжения стержня:

$$\Delta = \frac{196 - 124,38}{196} \cdot 100 \% = 36,55 \%$$

6.3.2. Конструирование и расчет узлов

Для сварки узлов фермы применяем полуавтоматическую сварку проволокой Св-08 Г2С $\varnothing = 1,4 \dots 2 \text{ мм}$.

$$\alpha = 0,7; 1 - \alpha = 0,3$$

$$\beta_f = 0.9; \beta_z = 1.05; \gamma_{wf} = \gamma_{wz} = 1; R_{wf} = 215 \text{ МПа}; R_{wz} = 0.45 \cdot 380 = 171 \text{ МПа}$$

Определим расчетное сечение:

$$\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} = 0.9 \cdot 215 \cdot 1 = 193.5 \text{ МПа}$$

$$\beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} = 1.05 \cdot 171 \cdot 1 = 179.55 \text{ МПа}$$

Расчет ведем по металлу границы сплавления. Расчетная длина швов определяется по формулам:

- длина шва по обушке:

$$l_a^{\text{об}} = \frac{\gamma_n \cdot \alpha \cdot N}{n_w \cdot R_{w2} \cdot \gamma_{wz} \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot \gamma_c} + 10 \text{ мм}$$

- длина шва по перу:

$$l_a^{\text{об}} = \frac{\gamma_n \cdot (1 - \alpha) \cdot N}{n_w \cdot R_{w2} \cdot \gamma_{wz} \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot \gamma_c} + 10 \text{ мм}$$

где k_f - катет шва, равный наименьшей толщине свариваемых деталей.

Длины сварных швов представлены в таблице 6.3.2.

Таблица 6.3.2.

Расчет сварных швов

Стержень	Сечение	N, кН	Шов по обушке			Шов по перу		
			αN	$k_{\text{флис}}$	$l, \text{мм}$	$(1 - \alpha)N$	$k_{\text{флис}}$	$l, \text{мм}$
2 – 8	⊥125x10	- 511,37	- 357,96	9,00	125,00	-153,41	8,00	65,00
2 – 9	⊥80x6	421,28	294,90	6,00	150,00	126,38	5,00	85,00
3 – 9	⊥63x6	-68,81	-48,17	6,00	35,00	-20,64	5,00	25,00
4 – 9	⊥120x10	- 332,57	- 232,80	9,00	85,00	-99,77	8,00	50,00
4 – 10	⊥45x6	273,55	191,49	6,00	100,0	82,07	5,00	60,00
5 – 10	⊥63x6	-68,81	-48,17	6,00	35,00	-20,64	5,00	25,00
6 – 10	⊥90x6	- 142,53	- -99,77	6,00	60,00	-42,76	5,00	40,00
6 – 11	⊥30x3	47,51	33,26	3,00	45,00	14,25	2,00	30,00
7 – 11	⊥63x6	-68,81	-48,17	6,00	35,00	-20,64	5,00	25,00

Для стержня 2-8:

Длина шва по обушку:

$$l_u^{об} = \frac{\gamma_n \cdot \alpha \cdot N}{n_w \cdot R_{w2} \cdot \gamma_{wz} \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0.95 \cdot 357.96}{2 \cdot 17.1 \cdot 1.05 \cdot 0.9 \cdot 0.95} + 1 = 12.07 \text{ см}$$

Принимаем $l_u^{об} = 125 \text{ мм}$.

Длина шва по перу:

$$l_u^п = \frac{\gamma_n \cdot (1 - \alpha) \cdot N}{n_w \cdot R_{w2} \cdot \gamma_{wz} \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0.95 \cdot 153.41}{2 \cdot 17.1 \cdot 1.05 \cdot 0.8 \cdot 0.95} + 1 = 6.34 \text{ см}$$

Принимаем $l_u^п = 65 \text{ мм}$.

Для стержня 2-9:

Длина шва по обушку:

$$l_u^{об} = \frac{\gamma_n \cdot \alpha \cdot N}{n_w \cdot R_{w2} \cdot \gamma_{wz} \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0.95 \cdot 294.9}{2 \cdot 17.1 \cdot 1.05 \cdot 0.6 \cdot 0.95} + 1 = 14.68 \text{ см}$$

Принимаем $l_u^{об} = 150 \text{ мм}$.

Длина шва по перу:

$$l_u^п = \frac{\gamma_n \cdot (1 - \alpha) \cdot N}{n_w \cdot R_{w2} \cdot \gamma_{wz} \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0.95 \cdot 126.38}{2 \cdot 17.1 \cdot 1.05 \cdot 0.5 \cdot 0.95} + 1 = 8.03 \text{ см}$$

Принимаем $l_u^п = 85 \text{ мм}$.

Для стержня 3-9:

Длина шва по обушку:

$$l_u^{об} = \frac{\gamma_n \cdot \alpha \cdot N}{n_w \cdot R_{w2} \cdot \gamma_{wz} \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0.95 \cdot 48.17}{2 \cdot 17.1 \cdot 1.05 \cdot 0.6 \cdot 0.95} + 1 = 3.23 \text{ см}$$

Принимаем $l_u^{об} = 35 \text{ мм}$.

Длина шва по перу:

$$l_u^п = \frac{\gamma_n \cdot (1 - \alpha) \cdot N}{n_w \cdot R_{w2} \cdot \gamma_{wz} \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0.95 \cdot 20.64}{2 \cdot 17.1 \cdot 1.05 \cdot 0.5 \cdot 0.95} + 1 = 2.15 \text{ см}$$

Принимаем $l_u^{\text{п}} = 25$ мм.

Для стержня 4-9:

Длина шва по обушке:

$$l_u^{\text{об}} = \frac{\gamma_n \cdot \alpha \cdot N}{n_w \cdot R_{w2} \cdot \gamma_{wz} \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0.95 \cdot 232.8}{2 \cdot 17.1 \cdot 1.05 \cdot 0.9 \cdot 0.95} + 1 = 8.2 \text{ см}$$

Принимаем $l_u^{\text{об}} = 85$ мм.

Длина шва по перу:

$$l_u^{\text{п}} = \frac{\gamma_n \cdot (1 - \alpha) \cdot N}{n_w \cdot R_{w2} \cdot \gamma_{wz} \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0.95 \cdot 99.77}{2 \cdot 17.1 \cdot 1.05 \cdot 0.8 \cdot 0.95} + 1 = 4.47 \text{ см}$$

Принимаем $l_u^{\text{п}} = 45$ мм.

Для стержня 4-10:

Длина шва по обушке:

$$l_u^{\text{об}} = \frac{\gamma_n \cdot \alpha \cdot N}{n_w \cdot R_{w2} \cdot \gamma_{wz} \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0.95 \cdot 191.49}{2 \cdot 17.1 \cdot 1.05 \cdot 0.6 \cdot 0.95} + 1 = 9.88 \text{ см}$$

Принимаем $l_u^{\text{об}} = 100$ мм.

Длина шва по перу:

$$l_u^{\text{п}} = \frac{\gamma_n \cdot (1 - \alpha) \cdot N}{n_w \cdot R_{w2} \cdot \gamma_{wz} \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0.95 \cdot 82.07}{2 \cdot 17.1 \cdot 1.05 \cdot 0.5 \cdot 0.95} + 1 = 5.57 \text{ см}$$

Принимаем $l_u^{\text{п}} = 60$ мм.

Для стержня 5-10:

Длина шва по обушке:

$$l_u^{\text{об}} = \frac{\gamma_n \cdot \alpha \cdot N}{n_w \cdot R_{w2} \cdot \gamma_{wz} \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0.95 \cdot 48.17}{2 \cdot 17.1 \cdot 1.05 \cdot 0.6 \cdot 0.95} + 1 = 3.23 \text{ см}$$

Принимаем $l_u^{\text{об}} = 35$ мм.

Длина шва по перу:

$$l_u^{\text{п}} = \frac{\gamma_n \cdot (1 - \alpha) \cdot N}{n_w \cdot R_{w2} \cdot \gamma_{wz} \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0.95 \cdot 20.64}{2 \cdot 17.1 \cdot 1.05 \cdot 0.5 \cdot 0.95} + 1$$
$$= 2.15 \text{ см}$$

Принимаем $l_u^{\text{п}} = 25 \text{ мм}$.

Для стержня 6-10:

Длина шва по обушку:

$$l_u^{\text{об}} = \frac{\gamma_n \cdot \alpha \cdot N}{n_w \cdot R_{w2} \cdot \gamma_{wz} \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0.95 \cdot 99.77}{2 \cdot 17.1 \cdot 1.05 \cdot 0.6 \cdot 0.95} + 1$$
$$= 5.63 \text{ см}$$

Принимаем $l_u^{\text{об}} = 60 \text{ мм}$.

Длина шва по перу:

$$l_u^{\text{п}} = \frac{\gamma_n \cdot (1 - \alpha) \cdot N}{n_w \cdot R_{w2} \cdot \gamma_{wz} \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0.95 \cdot 42.76}{2 \cdot 17.1 \cdot 1.05 \cdot 0.5 \cdot 0.95} + 1$$
$$= 3.38 \text{ см}$$

Принимаем $l_u^{\text{п}} = 40 \text{ мм}$.

Для стержня 6-11:

Длина шва по обушку:

$$l_u^{\text{об}} = \frac{\gamma_n \cdot \alpha \cdot N}{n_w \cdot R_{w2} \cdot \gamma_{wz} \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0.95 \cdot 33.26}{2 \cdot 17.1 \cdot 1.05 \cdot 0.3 \cdot 0.95} + 1$$
$$= 4.08 \text{ см}$$

Принимаем $l_u^{\text{об}} = 45 \text{ мм}$.

Длина шва по перу:

$$l_u^{\text{п}} = \frac{\gamma_n \cdot (1 - \alpha) \cdot N}{n_w \cdot R_{w2} \cdot \gamma_{wz} \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0.95 \cdot 14.25}{2 \cdot 17.1 \cdot 1.05 \cdot 0.2 \cdot 0.95} + 1$$
$$= 2.98 \text{ см}$$

Принимаем $l_u^{\text{п}} = 30 \text{ мм}$.

Для стержня 7-11:

Длина шва по обушку:

$$l_u^{\text{об}} = \frac{\gamma_n \cdot \alpha \cdot N}{n_w \cdot R_{w2} \cdot \gamma_{wz} \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0.95 \cdot 48.17}{2 \cdot 17.1 \cdot 1.05 \cdot 0.6 \cdot 0.95} + 1$$
$$= 3.23 \text{ см}$$

Принимаем $l_u^{\text{об}} = 35 \text{ мм}$.

Длина шва по перу:

$$l_u^{\text{п}} = \frac{\gamma_n \cdot (1 - \alpha) \cdot N}{n_w \cdot R_{w2} \cdot \gamma_{wz} \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot \gamma_c} + 1 = \frac{0.95 \cdot 20.64}{2 \cdot 17.1 \cdot 1.05 \cdot 0.5 \cdot 0.95} + 1$$
$$= 2.15 \text{ см}$$

Принимаем $l_u^{\text{п}} = 25 \text{ мм}$.

Вопросы для самопроверки

1. В чем заключается основное преимущество ферменных конструкций перед сплошными балками с точки зрения расхода материала и несущей способности?

2. Перечислите основные признаки классификации металлических ферм и объясните выбор формы в зависимости от нагрузки.

3. Чем отличаются стропильные и подстропильные фермы по назначению, шагу опирания и схеме примыкания?

4. Как определяется высота стропильных ферм в зависимости от пролета и типа кровли (рулонная, листовая)?

5. Объясните роль решетки в ферме: как распределяются усилия между стойками и раскосами в зависимости от характера нагрузок?

6. Какие типы сечений стержней фермы рекомендуются для поясов, стоек и раскосов с учетом местной устойчивости и экономичности?

7. В чем разница между шарнирным и жестким опиранием стропильных ферм на колонны и как это влияет на конструкцию узла?

8. Как учитывается местный изгиб пояса фермы при нагрузке, приложенной не в узле, и какой коэффициент применяется для моментов?

9. Перечислите основные виды нагрузок для расчета стропильных ферм и почему рекомендуется расчет усилий отдельно для каждого вида?

10. Почему высота подстропильных ферм выбирается близкой к высоте стропильных и как выполняется узел их шарнирного примыкания?

11. Какие расчетные схемы применяются для ферм с жестким сопряжением (опорные моменты, распор рамы) и как это влияет на нижний пояс?

Глава 7. ЛИСТОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

Листовые конструкции – это конструкции, основные несущие элементы которых выполнены из стальных листов сравнительно малой толщины по сравнению с другими геометрическими размерами (шириной, длиной, высотой сечения). К ним относятся, в частности, стенки и пояса балок и колонн двутаврового, коробчатого или составного сечения, оболочки, резервуары, бункеры, металлические обшивки каркасных зданий, а также элементы гофрированных и профилированных листов. Основной особенностью таких элементов является их склонность к потере устойчивости при сравнительно небольших уровнях напряжений – как при сжатии, так и при сдвиге и изгибе. Поэтому расчёт листовых элементов, в отличие от массивных стержней, требует не только проверки прочности, но и, в первую очередь, проверки устойчивости в упругой и упруго-пластической стадиях.

7.1. Общая характеристика, применение для промышленных сооружений

Листовые конструкции классифицируются по нескольким критериям, что позволяет выбрать оптимальное решение для конкретного применения. По характеру размещения выделяют надземные конструкции, поддерживаемые опорами, наземные, стоящие на грунте, и подземные, углубленные в грунт. По условиям нагружения различают наливные конструкции, работающие под воздействием веса жидкости, конструкции, работающие под внутренним давлением или вакуумом, подверженные действию высоких, средних или низких температур, а также подверженные химическому или коррозивному воздействию. По геометрической форме листовые конструкции могут быть цилиндрическими (резервуары, трубопроводы), сферическими (контейнеры), коническими (бункеры) или комбинированными, сочетающими несколько типов (рис. 7.1.1.). По толщине листов различают тонколистовые конструкции до 3,9 мм, используемые для применений, требующих сочетания прочности и малого веса, и толстолистовые конструкции толщиной 4–160 мм, предназначенные для несущих элементов крупногабаритных сооружений.

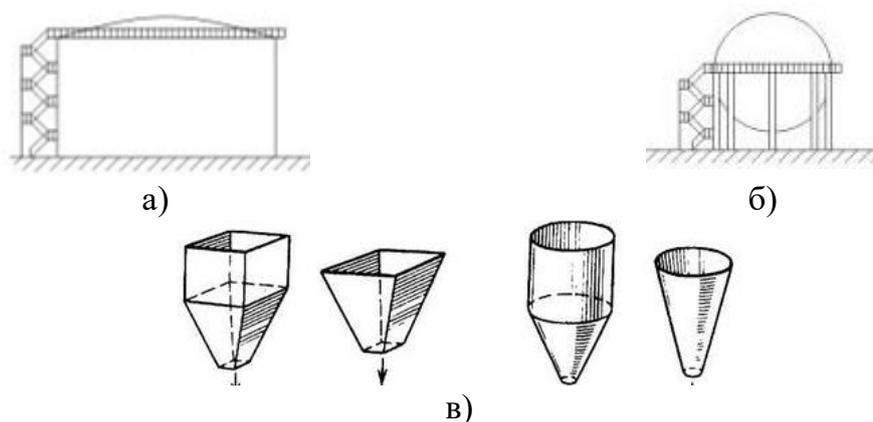


Рис. 7.1.1. Виды листовых конструкций: а) цилиндрические (резервуары), б) сферические (контейнеры), в) конические (бункеры)

Листовые конструкции находят широкое применение во всех отраслях промышленного производства. В области хранения и транспортировки материалов они используются в виде резервуаров для хранения жидкостей, включая нефть, нефтепродукты, спирты, кислоты и сжиженные газы, силосов и бункеров для хранения сыпучих материалов, таких как руда, цемент, песок, уголь и зерно, газгольдеров для хранения и регулирования состава газов, а также трубопроводов большого диаметра для транспортировки воды и газов. В металлургическом и химическом производстве применяются кожухи доменных печей и воздухонагревателей, пылеуловители и фильтры, аппараты для химической переработки, защитные оболочки на реакторах и емкостях высокого давления и сосуды и колонны для дистилляции и других процессов. В водоснабжении и энергетике листовые конструкции используются в виде водопроводных резервуаров, резервуаров в системах отопления и охлаждения, барабанов котельных установок и емкостей для тепловых сетей. Помимо этого, листовые конструкции находят применение в качестве поддерживающих конструкций для трубопроводов и технологического оборудования, защитных кожухов и изолирующих оболочек для сохранения тепла, а также модульных конструкций для быстрого развертывания промышленных объектов.

Листовые конструкции изготавливаются из различных марок стали в зависимости от условий эксплуатации. Углеродистая сталь используется для стандартного применения, нержавеющая сталь марок AISI 304 и AISI 316 применяется в агрессивных средах, оцинкованная сталь защищает от коррозии при надземной прокладке, алюминиевые сплавы используются для легких конструкций. Выбор толщины листа

критичен для обеспечения прочности при минимизации веса. Типовые диапазоны составляют от 0,4 мм для теплообменников до 160 мм для мощных толстостенных цилиндров. Тонколистовые конструкции позволяют добиться экономии материала, в то время как толстолистовые обеспечивают необходимую несущую способность в условиях высокого давления. Одной из главных особенностей листовых конструкций является необходимость обеспечить герметичные и прочные соединения. Сварные швы должны быть непрерывными и выдерживать значительные эксплуатационные нагрузки. Длина сварных соединений существенно больше, чем в других типах металлических конструкций.

Листовые конструкции обладают значительными экономическими преимуществами. Они отличаются высоким коэффициентом полезного действия материала благодаря минимуму отходов и возможности сборки из типовых элементов, что снижает сроки производства на 30–50% по сравнению с традиционными решениями. При использовании листовых конструкций снижаются затраты на фундаменты благодаря низкому собственному весу, обеспечивается предварительное изготовление компонентов в заводских условиях с высокой точностью и контролем качества. Конструктивные преимущества включают отличное соотношение прочности к весу, позволяющее перекрывать пролеты до 50–100 м без промежуточных опор, высокую устойчивость к динамическим нагрузкам и циклическому воздействию, способность выдерживать экстремальные условия эксплуатации, включая высокие давления, температуры и агрессивные среды, гибкость конструкции, обеспечивающую сейсмостойкость, и возможность модификации и расширения без перестройки основной конструкции. При правильной защите от коррозии листовые конструкции служат 50–100 и более лет с минимальными требованиями к техническому обслуживанию и высокой отказоустойчивостью благодаря дублированию критических соединений.

Листовые конструкции требуют специальных подходов при изготовлении и монтаже. Конструкция состоит из множества листовых элементов, скрепленных сварными швами, что требует высокой точности при подготовке деталей. Критичен контроль герметичности и прочности каждого сварного соединения. Конструкция часто требует опорного каркаса из труб или швеллера для передачи нагрузок на фундамент.

Развитие листовых конструкций направлено на повышение эффективности и скорости изготовления. Модульное строительство с предварительно собранными блоками сокращает время монтажа на месте. САД/ВІМ-технологии обеспечивают точность деталей и выявление конфликтов еще на этапе проектирования. Автоматизированная сварка с помощью роботизированных систем повышает качество и скорость соединения. Применение новых материалов, включая нержавеющую сталь, титан и композитные покрытия, расширяет возможности в экстремальных условиях. Особое внимание уделяется экологичности: вторичная переработка стали и минимизация отходов при изготовлении становятся все более важными факторами.

7.2. Особенности расчета элементов листовых конструкций

Одной из ключевых задач при проектировании листовых конструкций является предотвращение местной потери устойчивости отдельных пластин (стенок, поясов), из которых состоит сечение. Эта форма потери устойчивости проявляется в виде выпучивания (волнообразного изгиба) участков листа при напряжениях, значительно меньших предела текучести материала. Критическое напряжение потери устойчивости зависит от геометрии пластины (соотношения её ширины и толщины – так называемой гибкости стенки), граничных условий (защемление, шарнирное опирание), вида напряжённого состояния (равномерное сжатие, изгиб, сдвиг, совместное действие напряжений) и модуля упругости материала. Для прямоугольной пластины, шарнирно опертой по контуру и сжатой в одном направлении, критическое напряжение определяется по формуле:

$$\sigma_{cr} = 12(1 - \nu^2)\pi^2 E \cdot (\lambda_w) 2k_\sigma,$$

где E – модуль упругости стали, ν – коэффициент Пуассона, k_σ – коэффициент, зависящий от граничных условий и характера нагружения, а λ_w – гибкость стенки (отношение расчётной ширины b к толщине t).

В современных нормах проектирования, в частности в СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции», учёт местной устойчивости осуществляется через введение понятия класса сечения. Сечения подразделяются на четыре класса в зависимости от возможности развития пластических деформаций и чувствительности к потере устойчивости:

- Сечения 1 и 2 класса допускают полное или частичное развитие пластического шарнира;

- Сечения 3 класса работают только в упругой стадии, но устойчивость стенок обеспечена;

- Сечения 4 класса имеют настолько гибкие стенки или полки, что при достижении предела упругости происходит местная потеря устойчивости, и для расчёта используется приведённое (эффективное) сечение, в котором исключаются неустойчивые зоны.

Таким образом, при расчёте листовых элементов часто прибегают к методу эффективного сечения (методу редуцированного сечения), особенно при проектировании тонкостенных холодногнутых профилей или конструкций из листов толщиной менее 4–6 мм. В этом методе определяется ширина устойчивой части полки или стенки, а неустойчивые участки вычитаются из расчётной площади. Это позволяет достоверно оценить несущую способность элемента даже после начала местного выпучивания.

Особое внимание при расчёте листовых конструкций уделяется работе на сдвиг. Стенки балок, например, воспринимают значительные касательные напряжения, которые могут вызвать косую (диагональную) форму потери устойчивости – появление наклонных волн вдоль направления главных сжимающих напряжений. Для повышения устойчивости стенок на них устанавливаются поперечные и продольные рёбра жёсткости, которые разделяют стенку на более мелкие панели и увеличивают значение коэффициента k_σ . Расчёт таких составных стенок включает определение критических напряжений с учётом жёсткости рёбер, а также проверку прочности самих рёбер на местное смятие и устойчивость.

Важную роль в расчёте листовых элементов играет также влияние остаточных напряжений, возникающих при прокатке, резке, сварке или гибке. Эти напряжения снижают эффективную жёсткость конструкции и могут инициировать преждевременную потерю устойчивости. В нормативных методиках их влияние учитывается косвенно – через понижающие коэффициенты или ограничения на гибкость.

Кроме того, в условиях сложного напряжённого состояния (сочетание нормальных и касательных напряжений) применяется энергетический критерий устойчивости (например, критерий Хилла или фон Мизеса), особенно при анализе поведения оболочек и гофрированных

листов. В таких случаях зачастую необходимы численные методы – в частности, метод конечных элементов (МКЭ) – для моделирования нелинейного поведения конструкции, включая геометрическую и физическую нелинейность.

Вопросы для самопроверки

1. В чем основная особенность листовых конструкций, отличающая их от массивных стержней, и почему устойчивость проверяется в первую очередь?

2. Перечислите критерии классификации листовых конструкций и объясните различие между надземными, наземными и подземными по характеру размещения.

3. Как классифицируются листовые конструкции по условиям нагружения и какие типы нагрузок характерны для наливных конструкций?

4. В чем различие между тонколистовыми (до 3,9 мм) и толстолистовыми (4–160 мм) конструкциями по применению и преимуществам?

5. Назовите основные области применения листовых конструкций в металлургии, химической промышленности и энергетике.

6. Какие марки стали рекомендуются для листовых конструкций в агрессивных средах и почему важен выбор толщины листа?

7. Объясните роль сварных соединений в листовых конструкциях и почему они должны быть герметичными и непрерывными.

8. Перечислите экономические преимущества листовых конструкций.

9. В чем конструктивные преимущества листовых конструкций?

10. Объясните физический смысл гибкости стенки $\lambda_w = b/t$ и ее влияние на критическое напряжение потери устойчивости.

11. Объясните метод эффективного (редуцированного) сечения: как определяется устойчивая часть полки при местном выпучивании?

12. Как учитывается влияние остаточных напряжений в расчете листовых конструкций и когда применяются численные методы МКЭ?

Глава 8. МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ СПЕЦИАЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Металлические конструкции специальных сооружений – важнейший элемент современной строительной практики, позволяющий реализовывать сложные архитектурные и инженерные решения. К этой категории относят большепролётные и висячие покрытия, а также конструкции башен и мачт, которые формируют облик крупных общественных, промышленных и инфраструктурных объектов.

Большепролётные покрытия (от 36 м и более) предназначены для создания пространств без промежуточных опор. Их ключевая особенность – применение специальных расчётных схем, минимизирующих прогибы и обеспечивающих жёсткость пространственной системы. Такие конструкции широко используются при строительстве спортивных сооружений, выставочных комплексов и ангаров. В зависимости от конструктивного решения они могут быть плоскостными (балки, фермы, рамы, арки) или пространственными (оболочки, складки, перекрёстно-стержневые системы).

Висячие покрытия работают преимущественно на растяжение, что принципиально меняет распределение внутренних усилий в конструкции. Их основу составляют провисающие гибкие элементы – тросы, канаты или мембраны. Такие системы позволяют перекрывать пролёты до 100 м и более, отличаются малым собственным весом и технологичностью монтажа. При этом они требуют особых решений по анкерным устройствам и стабилизации формы, а также продуманной организации водоотвода. По конфигурации висячие покрытия варьируются от простых квадратных или круглых форм до сложных очертаний с нулевой, положительной или отрицательной кривизной поверхности.

Башни и мачты представляют собой вертикальные сооружения для размещения различного оборудования – антенн, осветительных приборов, метеорологических датчиков. Башни выполняются как свободностоящие конструкции, устойчивость которых обеспечивается консольной схемой закрепления в основании. Мачты, напротив, сохраняют устойчивость за счёт оттяжек или вантов и могут быть как сплошными (трубчатого сечения), так и решётчатыми. Оба типа конструкций рассчитаны на комбинированные нагрузки – ветровые, гололёдные,

сейсмические, – что требует применения специальных систем устойчивости: оттяжек, диафрагм, аутригеров. Для их изготовления используют высокопрочные стали, швеллеры, уголки, трубы и листовой металл, а для защиты от коррозии применяют оцинкование или полимерные покрытия.

Современное развитие этих конструкций опирается на ряд технологических достижений. Во-первых, произошёл переход от эмпирических методов расчёта к компьютерному моделированию поведения систем в реальных условиях, включая применение метода конечных элементов. Во-вторых, внедряются адаптивные конструкции с регулируемыми параметрами жёсткости, повышающие устойчивость сооружений. В-третьих, расширяется использование композитных материалов и гибридных систем (металл + бетон, металл + полимеры), сочетающих преимущества разных типов материалов.

В практическом плане металлические конструкции специальных сооружений позволяют решать ключевые задачи строительства: создавать масштабные общественные пространства, развивать транспортную инфраструктуру, обеспечивать надёжность объектов энергетики и связи. Их применение способствует формированию современного облика городов и промышленных комплексов, задавая высокие стандарты прочности, функциональности и архитектурной выразительности. Благодаря постоянному совершенствованию материалов, методов расчёта и технологий монтажа эти конструкции продолжают расширять границы возможного в строительстве, открывая новые перспективы для реализации амбициозных проектов.

8.1. Большепролетные покрытия

Большепролётные покрытия – это конструкции, предназначенные для перекрытия больших пространств без промежуточных опор. Они широко применяются в промышленном и гражданском строительстве для создания залов, стадионов, выставочных павильонов, рынков и других сооружений с большими пролётами.

Классификация большепролётных покрытий

По статической работе конструкции делятся на две основные группы:

Плоскостные – работают в одной вертикальной плоскости, проходящей через опоры. К ним относятся балки, фермы, рамы, арки.

Пространственные – работают одновременно в двух или нескольких направлениях. Включают оболочки, складки, висячие системы, пневматические конструкции и др.

По материалу конструкции могут быть деревянными, металлическими или железобетонными.

Плоскостные конструкции

Балки – простые несущие конструкции, наиболее распространены железобетонные балки заводского изготовления для пролётов 2,15–18 м.

Фермы – сборные системы рёбер, работающие на растяжение и сжатие. Конструируются с применением прокатных уголков и швеллеров. При пролётах более 40 м и больших нагрузках профили заменяют трубчатыми или коробчатыми сечениями.

Рамы – могут быть однопролётными и многопролётными, монолитными и сборными. При сборном решении соединение отдельных элементов целесообразно выполнять в местах минимальных изгибающих моментов.

Арки – эффективные конструкции для перекрытия больших пролётов, так как их очертания можно приблизить к кривой давления. Горизонтальные усилия (распор), возникающие в арочных конструкциях, уменьшаются при увеличении радиуса очертания арки.

Пространственные конструкции

Оболочки – бывают одинарной (цилиндрические или конические поверхности) и двойкой кривизны (купола, гиперболический параболоид, эллипсоид вращения). По структуре оболочки делятся на гладкие, волнистые, ребристые, сетчатые. Изготавливаются из монолитного или сборного железобетона, асбестоцемента, металла, пластика.

Складки и шатры – пространственные покрытия, образованные плоскими взаимно пересекающимися элементами. Складки обычно состоят из ряда повторяющихся в определённом порядке поперёк пролёта элементов, опирающихся по краям на диафрагмы жёсткости. Шатры перекрывают прямоугольное в плане пространство смыкающимися сверху с четырёх сторон плоскостями.

Висячие (вантовые) покрытия – основные элементы работают на растяжение и передают нагрузки от покрытия на анкера. Могут иметь не только пространственную конструктивную схему, но и плоскую. В них используют прямолинейные стержни – ванты.

Пневматические конструкции – используются для временных сооружений. Бывают трёх видов: воздухоопорные оболочки, пневматические каркасы, пневматические линзы.

Купола – наиболее древняя конструкция. Можно подобрать такие очертания, при которых в элементах свода не возникают растягивающие усилия. Применяются в залах, где желательно создать большое воздушное пространство (рынки, спортзалы) (рис. 8.1.1).



Рис. 8.1.1. Для покрытия ледового дворца, построенного в Сочи к Олимпиаде 2014 года, использовали сферический купол

Проектирование большепролётных сооружений требует учёта множества факторов: назначения здания, уровня ответственности, технологических особенностей, климатических и сейсмических условий региона. Расчёты выполняются численными методами с использованием современной вычислительной техники.

Выбор типа конструкции зависит от пролёта, нагрузок, архитектурных требований и экономических факторов. Современные тенденции включают использование комбинированных материалов, цифровизацию проектирования и внедрение инновационных решений, таких как преднапряжённые элементы и гибридные системы.

8.2. Висячие покрытия

Висячие покрытия – это конструкции, в которых основные несущие элементы (тросы, кабели, цепи, сетки, мембраны и др.) работают исключительно на растяжение. Они позволяют перекрывать большие пролёты без промежуточных опор, эффективно используя высокопрочные материалы (рис. 8.2.1).



Рис. 8.2.1. Крытая спортивная арена в Калгари, Канада. Седлообразное покрытие, где несущие элементы – канаты, а ограждающие – железобетонные панели

Основные элементы висячих покрытий:

- Пролётная конструкция – система гибких элементов (вант, тросов, мембран), работающих на растяжение.
- Ограждающие элементы – кровля, плиты, мембраны, выполняющие теплоизоляционные и защитные функции.
- Опорные устройства – контуры, мачты, анкерные фундаменты, воспринимающие горизонтальные усилия (распор) от пролётной конструкции.

Классификация висячих покрытий представлена в таблице 8.2.1.

Классификация висячих покрытий

Критерий	Типы покрытий
По материалу несущих элементов	Стальные тросы, канаты, мембраны из металла или синтетических материалов, комбинированные системы
По форме поверхности	Плоские, цилиндрические, седловидные, гиперболические параболоиды
По конструктивному решению	Однопоясные, двухпоясные, комбинированные
По очертанию в плане	Круглые, овальные, прямоугольные, сложной формы

Виды висячих покрытий

Вантовые покрытия – образованы сеткой растянутых вант, на которую укладываются или подвешиваются элементы ограждения. Ванты могут быть расположены параллельно, радиально или перекрестно.

Мембранные покрытия – выполнены из тонких металлических или синтетических листов, работающих на двухосное растяжение. Мембрана объединяет функции несущей и ограждающей конструкции.

Комбинированные системы – сочетают висячие элементы с жёсткими конструкциями (фермами, арками, плитами).

Висячие оболочки – пространственные конструкции с криволинейной поверхностью. Подразделяются на оболочки с параллельным и радиальным расположением вант.

При проектировании висячих покрытий важно учитывать климатические нагрузки (снеговые, ветровые), деформативность материалов и необходимость стабилизации конструкции. Для сложных форм поверхностей требуются аэродинамические исследования.

8.3. Конструкции башен и мачт

Башни и мачты относятся к классу высотных сооружений – сооружения, высота которых намного превышает их размеры в плане.

Башня – высотное сооружение, работающее по схеме консоли (рис. 8.3.1).

Мачта – высотное сооружение, поддерживаемое оттяжками и работающее по схеме балки на упругих опорах (рис. 8.3.2).



Рис. 8.3.1. Металлическая решётчатая конструкция, изначально созданная для Всемирной выставки. Сегодня – символ Парижа и одна из самых узнаваемых башен мира.



Рис. 8.3.2. Варшавская радиомачта (Польша) на оттяжках, самая высокая в мире до обрушения. Состояла из стальных труб, удерживаемых оттяжками.

По конструктивному решению башни и мачты могут быть решетчатыми и сплошными. Решетчатые сооружения выполняются из профилей хорошо обтекаемого ветровым потоком круглого сечения. Применяются также прокатные профили – уголки, швеллеры.

По конструктивным особенностям башни и мачты относятся к сложным инженерным сооружениям. Эти особенности обусловлены функциональным назначением башен и мачт, характером силовых воздействий, которые испытывают опоры в процессе эксплуатации. Свободно стоящая конструкция, консольно заземленная в основании, не требующая каких-либо оттяжек для обеспечения вертикального положения, может быть разной высоты, иногда достигает нескольких сотен метров.

Башенные сооружения отличаются от зданий и промышленных сооружений обычного типа по нескольким ключевым параметрам:

- Высотой конструкции, намного превышающей размеры поперечного сечения в плане;
- Незначительной массой технологического оборудования относительно собственной массы конструкции;
- Второстепенным значением собственной массы конструкций и массы технологического оборудования как расчетной нагрузки по сравнению с нагрузками от атмосферных влияний. Например, в большинстве башенных сооружений напряжения от действия ветра в элементах конструкций достигают 70-80 %.

Башни и мачты часто являются единственно приемлемыми конструкциями для решения конкретных технологических задач. Они имеют ряд преимуществ. Для застройки требуют меньше площади свободного пространства (что особенно актуально для строительства на городских территориях); Отсутствие вант, расположенных над коммуникациями; Высокая надежность при эксплуатации; В районах повышенной гололёдности башни предпочтительнее мачт ввиду обильного образования гололеда и особенно интенсивной его работы на оттяжках мачт.

Башни и мачты, как правило, представляют собой пространственные металлические сквозные конструкции, образованные из плоских ферм, пространственную жесткость которых обеспечивают диски-диафрагмы, препятствующие изменению формы поперечного сечения. Как правило, такие конструкции выполняют из трубчатых элементов. Из-за дефицитности труб башни и мачты иногда проектируют из прокатных профилей, таких как уголки, швеллера, двутавры, а также порой из составных сварных сечений (крест из листа, сварной двутавр и т.п.). Башни и мачты оборудуют площадками, в некоторых случаях – шахтой лифта. Пояса опираются на отдельно стоящие железобетонные фундаменты, работающие как на сжимающие, так и на вырывающие усилия и на поперечную силу. В конструкции башни в местах соединения поясов предусматривают детали для закрепления монтажных механизмов. Монтажные элементы, их форму и размеры выбирают, исходя из условий изготовления, транспортировки и монтажа.

Башни можно классифицировать: по количеству граней – трех-, четырех-, многогранные; по конфигурации – без переломов, и с переломом граней по высоте; по схеме решетки – с треугольной, ромбической, крестовой и др.

С целью уменьшения массы и обеспечения необходимой устойчивости положения конструкции при действии ветра и иных горизонтальных нагрузок (в том числе сейсмических воздействий), башни проектируют с уширением книзу в соответствии с эпюрой изгибающих моментов.

8.4. Исследование напряженно-деформированного состояния антенно-мачтовых сооружений в ПК «ЛИРА-САПР»

Описание проектируемого объекта

Рассчитываемая башня имеет высоту $H=30$ м и предназначена для установки антенны радиорелейной связи (рис. 8.4.1).

Характеристики башни:

- по количеству граней: четырехгранная;
- по конфигурации: с переломом поясов;
- по схеме решетки: комбинированная – ромбическая с треугольными шпренгелями в нижней панели, крестовая – во всех остальных.

Соединения всех элементов секций между собой выполнены на болтах.

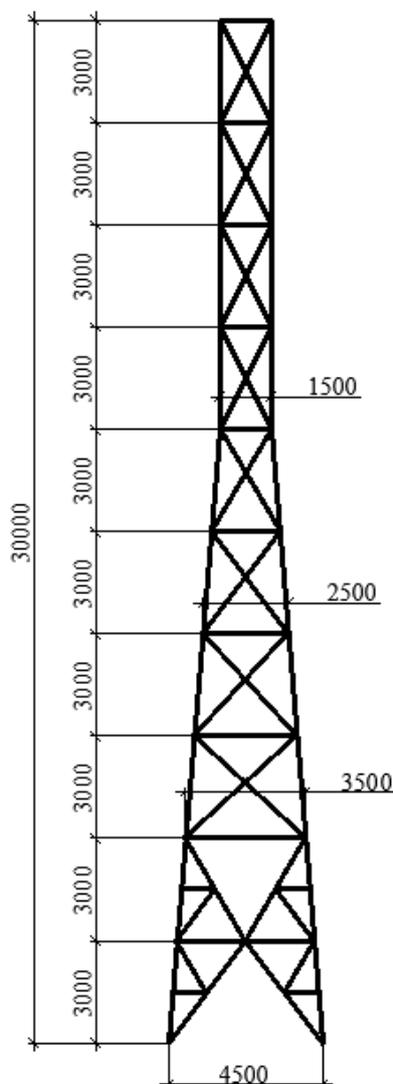


Рис. 8.4.1. Схема проектируемой башни

Исходные данные

Район строительства – г. Москва, что соответствует III району по весу снегового покрова, I району по давлению ветра, II району по толщине стенки гололеда в соответствии картам СП 20 «Нагрузки и воздействия» с расчетной температурой наиболее холодной пятидневки выше - 20°C. Элементы башни (пояса, раскосы, распорки, диафрагмы, шпренгели) выполнены из горячекатаного равнополочного углового профиля по ГОСТ 8509 - 86. Профили выполнены из стали класса С285.

На башне предусматривается установка следующего технологического оборудования (табл. 8.4.1).

Таблица 8.4.1.

Характеристики устанавливаемого оборудования

Наименование оборудования	Отметка установки от основания башни	Расчетный вес, Р	Ширина кабельной трассы (м)	Эффективная ветровая площадь A_{eff} , м ²
Парабола диаметр 3 м	+30,000 (на верхней площадке)	0,5 тс	-	7
Парабола диаметр 1,5 м	+25,000 (0,8 м от тела башни)	0,2 тс	-	1,8
Кабельная трасса	По всей высоте башни	0,025 тс	0,5	-

Сбор нагрузок

Собственный вес конструкций

Вес конструкции прикладывается автоматически средствами ПК «ЛИРА-САПР» в зависимости от применяемых профилей.

Вес оборудования

1. Парабола диаметр 3 м:

$$F = \gamma_f \cdot P = 1,05 \cdot 0,5 = 0,525 \text{ тс} = 5,25 \text{ кН}$$

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке для собственного веса оборудования, принимаемый 1,05.

2. Парабола диаметр 1,5 м:

$$F = \gamma_f \cdot P = 1,05 \cdot 0,2 = 0,21 \text{ тс} = 2,1 \text{ кН}$$

В связи с тем, что выбранное оборудование располагается на трубостойке на расстоянии 0,8 м от тела башни, следует выполнить расчет его действия на пояс в виде моментов.

Момент от действия веса оборудования:

$$M=0,21 \cdot 0,8=0,17 \text{ тс} \cdot \text{м}=1,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Так как трубостойка крепится к поясу в 2 точках, расстояние между которыми, согласно исходным данным, составляет 1 м. Тогда момент равняется:

$$M'=\frac{0,17}{2}=0,09 \text{ тс} \cdot \text{м}=0,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

3. Кабельная трасса:

$$F=\gamma_f \cdot P=1,05 \cdot 0,025=0,027 \text{ тс/м}=0,27 \text{ кН/м}$$

Сведем действующую погонную нагрузку на пояс башни к узлу:

$$F'=0,027 \cdot 3=0,081 \text{ тс}=0,81 \text{ кН}$$

Ветровая нагрузка

В соответствии с табл. 11.1 [СП 20] нормативное значение ветрового давления для I ветрового района: $w_0=0,23 \text{ кПа}$

Расчетную величину ветрового давления определим по формуле

$$w_m=\gamma_f \cdot w_0 \cdot k \cdot c$$

Ветровая нагрузка на ствол башни: при определении ветрового давления разобьем башню на 10 участков по высоте (высота одного участка - 3 м). Дальнейшие расчеты производим в таблицах Excel с помощью разработанной на ее основе программы. Результаты подсчета сведены в таблицу 8.4.2.

Таблица 8.4.2.

Результаты подсчета ветрового воздействия

№ участка	Высота приложения нагрузки, z, м	Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки, w_m , кПа	Q на узел, кН
C1	1,5	0,063	0,21
C2	4,5	0,071	0,21
C3	7,5	0,084	0,21
C4	10,5	0,102	0,21
C5	13,5	0,123	0,21
C6	16,5	0,155	0,21
C7	19,5	0,183	0,21
C8	22,5	0,191	0,22
C9	25,5	0,199	0,23
C10	28,5	0,207	0,24

Ветровая нагрузка на оборудование:

- Парабола диаметр 3 м:

$$w_m = 1,4 \cdot 0,23 \cdot 0,975 \cdot 1,4 = 0,44 \text{ кПа,}$$

где: $k=0,9750$ - для высоты 30 м; $c=1,4$ - для полусферы, обращенной вогнутой стороной к ветру.

Сосредоточенная нагрузка:

$$F = w_m \cdot A_{eff} = 0,44 \cdot 7 = 3,1 \text{ кН}$$

Антенна расположена на верхней площадке проектируемой башни, а сосредоточенная нагрузка приложена в центр параболы, которая отстоит от уровня площадки на половину диаметра, таким образом, на башню действует момент:

$$M = F \cdot \frac{d}{2} = 3,1 \cdot 1,5 = 4,65 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

- Парабола диаметр 1,5 м:

Сосредоточенная нагрузка:

$$F = w_m \cdot A_{eff} = 0,44 \cdot 1,8 = 0,8 \text{ кН}$$

В связи с тем, что выбранное оборудование располагается на трубостойке на расстоянии 0,8 м от тела башни, следует выполнить расчет его действия на пояс в виде моментов.

Момент от действия веса оборудования:

$$M = 0,8 \cdot 0,8 = 0,64 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Так как трубостойка крепится к поясу в 2 точках, расстояние между которыми, согласно исходным данным, составляет 1 м. Тогда момент равняется:

$$M' = \frac{0,64}{2} = 0,32 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Кабельная трасса

Рассчитывается в программе Excel для 10 участков по высоте при аэродинамическом коэффициенте $c_x = 0,8 + 0,6 = 1,4$. Результаты представлены в виде таблицы 8.4.3.

Таблица 8.4.3.

Результаты подсчета ветровой нагрузки на кабельную трассу

№	h , м	C_x	z , м	k	W_m , кгс/м ²	F_m , кгс/м	Q , кН
C1	1,5	1,4	0,75	0,460	0,207	0,10	0,003
C2	4,5	1,4	2,25	0,639	0,288	0,14	0,0042
C3	7,5	1,4	3,75	0,745	0,336	0,17	0,0051
C4	10,5	1,4	5,25	0,824	0,372	0,19	0,0057

C5	13,5	1,4	6,75	0,889	0,401	0,20	0,006
C6	16,5	1,4	8,25	0,944	0,426	0,21	0,0063
C7	19,5	1,4	9,75	0,992	0,447	0,22	0,0066
C8	22,5	1,4	11,25	1,036	0,467	0,23	0,0069
C9	25,5	1,4	12,75	1,076	0,485	0,24	0,0072
C10	28,5	1,4	14,25	1,112	0,501	0,25	0,0075

Гололедная нагрузка

Расчетное значение линейной гололедной нагрузки для профилей:

$$i = \gamma_f \cdot b \cdot k \cdot \mu_2 \cdot \rho \cdot g$$

где: b – толщина стенки гололеда. Для II района $b=5$ мм, k – коэффициент, учитывающий изменение толщины стенки гололеда по высоте (табл. 12.3 СП); μ_2 – коэффициент, учитывающий отношение площади поверхности элемента, подверженной обледенению, к полной площади поверхности элемента и принимаемый равным 0,6; ρ – плотность льда (0,9 г/см³); g – ускорение свободного падения, γ_f – коэффициент надежности по нагрузке, равен 1,3.

Гололедная нагрузка на ствол башни

При определении гололедной нагрузки разобьем башню на 10 участков по высоте (высота участка 10 м). Дальнейшие расчеты сводим в таблицу (табл. 8.4.4.).

Таблица 8.4.4.

Результаты подсчета гололедной нагрузки

№ участка	Высота приложения нагрузки, z, м	Расчетная гололедная нагрузка, i , кПа	Q на участок, кгс	Q на узел, кН
C1	1,5	28,01	70,19	0,18
C2	4,5	28,01	65,43	0,17
C3	7,5	33,61	67,21	0,18
C4	10,5	36,41	67,12	0,18
C5	13,5	38,51	65,38	0,17
C6	16,5	40,61	63,54	0,17
C7	19,5	42,71	65,44	0,17
C8	22,5	44,81	68,66	0,18
C9	25,5	46,91	71,88	0,18
C10	28,5	49,01	75,10	0,19

Гололедная нагрузка на оборудование

- Антенна диаметра 3 м:

$$i=1,3 \cdot 5 \cdot 1,4 \cdot 0,6 \cdot 0,9 \cdot 9,8=48,16 \text{ Па}$$

$$F=2 \cdot A_{eff} \cdot i=2 \cdot 7 \cdot 48,16=674,24 \text{ Н}=0,68 \text{ кН}$$

- Антенна диаметра 1,5 м:

$$i=1,3 \cdot 5 \cdot 1,3 \cdot 0,6 \cdot 0,9 \cdot 9,8=44,72 \text{ Па}$$

$$F=2 \cdot A_{eff} \cdot i=2 \cdot 1,8 \cdot 48,16=161 \text{ Н}=0,16 \text{ кН}$$

Кабельная трасса (для 10 участков по высоте) (табл. 8.4.5).

Таблица 8.4.5.

Результаты подсчета веса кабельной трассы

№	h , м	z , м	k	Длина эле- мента, м	Ширина эле- мента, м	Кол-во элемен- тов, п	Пло- щадь A_i , м ²	i , кгс/м ²	$F_{\text{расч}}$, кгс
C1	1,5	1,5	0,800	3	1	1	3,0	2,16	8,43
C2	4,5	4,5	0,800	3	1	1	3,0	2,16	8,43
C3	7,5	7,5	0,900	3	1	1	3,0	2,43	9,48
C4	10,5	10,5	1,000	3	1	1	3,0	2,70	10,53
C5	13,5	13,5	1,070	3	1	1	3,0	2,89	11,27
C6	16,5	16,5	1,130	3	1	1	3,0	3,05	11,90
C7	19,5	19,5	1,190	3	1	1	3,0	3,21	12,54
C8	22,5	22,5	1,245	3	1	1	3,0	3,36	13,11
C9	25,5	25,5	1,310	3	1	1	3,0	3,54	13,80
C10	28,5	28,5	1,370	3	1	1	3,0	3,70	14,43

Создание геометрической схемы

Чтобы начать работу, требуется создать новый проект. Открываем программу, нажимаем на кнопку (рис. 8.4.2) в левом верхнем углу экрана. Выбрать пункты «Новый» - «Пятый признак схемы». Пятый признак обозначает то, что имеется 6 степеней свободы для полноценной задачи трехмерной геометрической схемы.

Проектирование начинается с обозначения по паре точек одной грани башни: на отметке 0,000 и на наивысшей высотной отметке. Чтобы создать точку, нужно на вкладке «Создание и редактирование» в панели «Создание» выбрать кнопку «Добавить узел» (рис. 8.4.3), в нашем случае – «По координатам». После нажатия этой кнопки, программа предложит вам ввести координаты узлов (рис. 8.4.4). Рекомен-

дуются начинать строить схему «снизу-вверх». В нашем случае, сечение башни квадратное в плане со стороной, равной 4,5 м. Поэтому ставим 2 точки относительно осевого центра симметрии с координатами (-2,25; -2,25; 0) и (2,25; -2,25; 0). Следует обратить внимание, что целые числа разделяются точкой, а не запятой. Повторить процедуру для верхней пары точек и места перелома поясов.

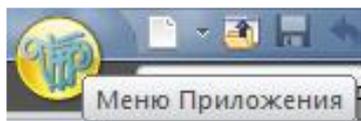


Рис. 8.4.2. Меню приложения

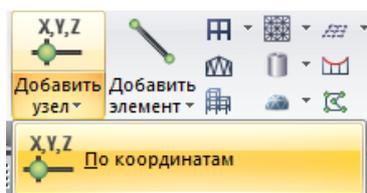


Рис. 8.4.3. Добавить узел

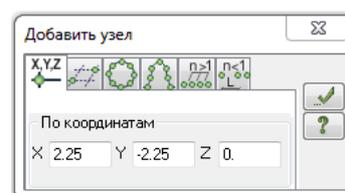


Рис. 8.4.4. Добавить узел по координатам

После задания 6 основных узлов, необходимо их связать стержнями. Для этого нужно нажать на кнопку «добавить элемент» - «добавить стержень» и нажать на начальную точку, затем на конечную, не удерживая при этом кнопку мыши. Рекомендуется стержни задавать однообразным способом, то есть по возможности в одном направлении (например, снизу-вверх). Должно получиться так, как изображено на рисунке 8.4.5.

После завершения создания стержней, можно заметить, что башня уже состоит из пирамидальной (нижней) и призматической (верхней) частей, состоящих из 6 и 4 одинаковых участков соответственно. Поэтому следующим шагом будет разбиение поясов башни на равные части. Чтобы это выполнить, необходимо выделить сначала пару нижних поясов, во вкладке «Создание и редактирование» в панели «Создание» выбрать кнопку «Разделить на N равных частей».

В открывшемся окне указать на сколько частей поделить и нажать галочку. Далее необходимо соединить противоположные свежеполученные узлы стержнями так, чтобы получилось, как на рисунке 8.4.6.

Следующий шаг – создание крестовой решетки раскосов. Следует обратить внимание, что между участками С1 и С2 раскосы пересекаются в середине распорки. Следовательно, вышеописанным методом ее требуется разделить на 2 равные части. Следует так же заост-

речь внимание на том факте, что не рекомендуется создание промежуточного узла при пересечении раскосов, так как это в дальнейшем будет слегка искажать представленную схему. Реальные расчетные длины раскреплений в таком случае будут учитываться коэффициентами. В конечном счете должна получиться следующая схема разрабатываемой одной грани (рис. 8.4.7).



Рис. 8.4.5. Пояса одной грани



Рис. 8.4.6. Введение распорок

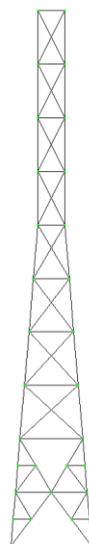


Рис. 8.4.7. Добавленные раскосы и шпренгели на разрабатываемую грань

Чтобы задать связи, обозначающих закрепление опор башни к фундаменту, нужно выделить опорные узлы и нажать на кнопку «Связи» в панели «жесткости и связи» (рис. 8.4.8). Ограничить передвижение следует линейно, то есть вдоль всех осей, а именно: oX , oY , oZ (рис. 8.4.9).

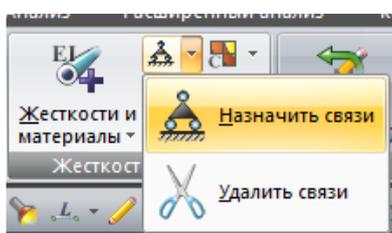


Рис. 8.4.8. Кнопка «назначить связи»

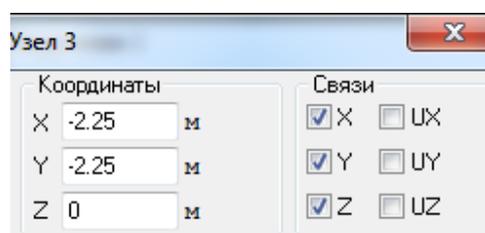


Рис. 8.4.9. Назначение связей

Разрабатываемая башня – пространственная стальная решетчатая конструкция, состоящая из граней-ферм, поэтому узлы соединений

конструкции принимаем шарнирные (хотя по факту они являются жесткими). Погрешность данного метода расчета минимальна. Чтобы учесть этот фактор в расчетной схеме, нужно действовать, комбинируя, 2 способа задания:

1. Назначение элементам решетки (в т.ч. распоркам и элементам шпренгелей) башни специального типа конечного элемента – КЭ 4 «КЭ пространственной фермы», который назначает стержням тип работы напряженно-деформированного состояния: растяжение-сжатие.

2. Поясам следует указать тип конечного элемента КЭ 10 «Универсальный пространственный стержневой КЭ», допускающий так же еще и изгиб.

Для начала выделим элементы решетки, не разбитых промежуточными узлами (рис. 8.4.10).

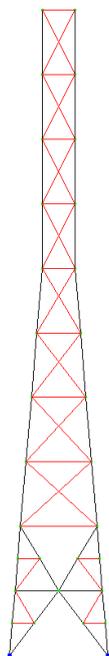


Рис. 8.4.10. Выделенные стержни

После выделения сверху в ленте появляется специальная вкладка (рис. 8.4.11), отвечающая за характеристики выделенных элементов, в которой следует нажать кнопку «Смена типа КЭ» (рис. 8.4.12).

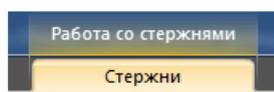


Рис. 8.4.11. Вкладка «Стержни»



Рис. 8.4.12. Кнопка «Смена типа КЭ»

Для тех элементов решетки башни, имеющих промежуточный узел, следует вручную задать шарниры на их концах. Особое внимание следует обратить на то, что назначение шарниров происходит согласно направлению местных осей стержня. Чтобы посмотреть направление осей элементов, следует зайти в меню «Флаги рисования», щелкнув по кнопке (рис. 8.4.13). Далее выставить галочку напротив значка «Местные оси стержней». После нажатия можно наблюдать местные оси каждого элемента, у которых вдоль их длины направлена ось X, важно запомнить их направление, для дальнейшего назначения шарниров. Направление соответствует правилу: начальная точка стержня – отправная для оси.

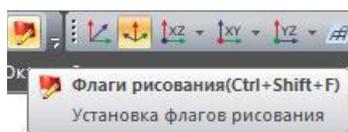


Рис. 8.4.13. Кнопка «Флаги рисования»

Выбираем необходимые стержни и в новой вкладке «Стержни» сверху в панели инструментов выбираем кнопку «Шарниры» (рис. 8.4.14). В новом окне отметить галочками необходимые моменты U_y , U_z с начальным значением, равным нулю, т.е. назначаются идеальные шарниры. В результате должно получиться так, как на рисунке 8.4.15.

Следующим этапом является назначение стержням жесткости, путем выбора нужного сечения из доступного списка профилей. Чтобы это сделать, необходимо выбрать те элементы, которые будут иметь одинаковое сечение. После нажать кнопку «Жесткости и материалы» (рис. 8.4.16).

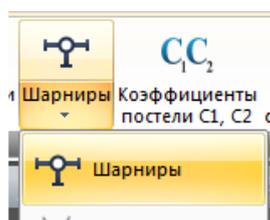


Рис. 8.4.14. Кнопка «Шарниры»

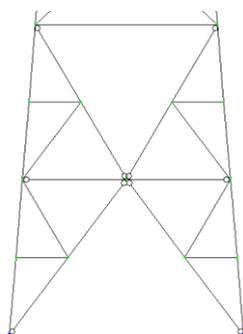


Рис. 8.4.15. Назначенные шарниры

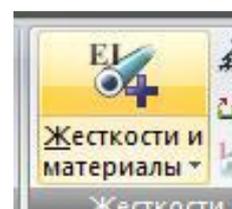


Рис. 8.4.16. Кнопка «Жесткости и материалы»

В появившемся окне нажать кнопку «Добавить», в новом окне выбрать все интересующие данные (рис. 8.4.17). Для назначения нажать галочку для применения выбора. Последовательно заполняются все остальные элементы.

После назначения жесткостей элементам башни, следует дополнить расчетную схему не хватающими 3 гранями. Для этого нужно выделить все элементы существующей грани и скопировать вокруг оси симметрии 3 раза под углом 90 градусов при помощи функции «Копирование поворотом» (рис. 8.4.18 и 8.4.19). При этом, координаты базового узла, относительно которого вращается грань, находятся в нуле.

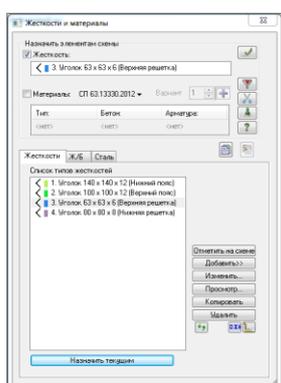


Рис. 8.4.17. Окно «Жесткости и материалы»

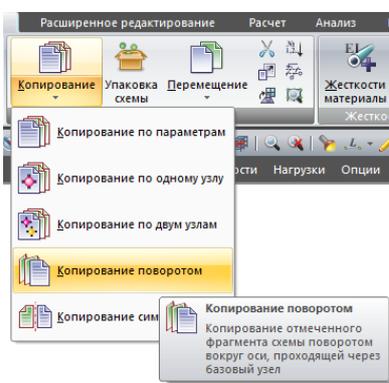


Рис. 8.4.18. Кнопка «Копирование поворотом»

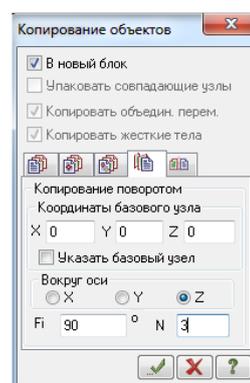


Рис. 8.4.19. Копирование поворотом

После копирования обязательно выполнить упаковку схемы для того, чтобы исключить повторяющиеся предметы и осуществить сшивку схемы. Делается это с помощью кнопки «Упаковка» (рис. 8.4.20) и последующим нажатием на галочку «Применить».

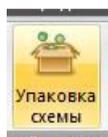


Рис. 8.4.20. Кнопка «Упаковка схемы»

Затем остается добавить диафрагму через каждые 2 участка с указанием их жесткостных характеристик.

Полученный вид башни представлен на рис. 8.4.21.

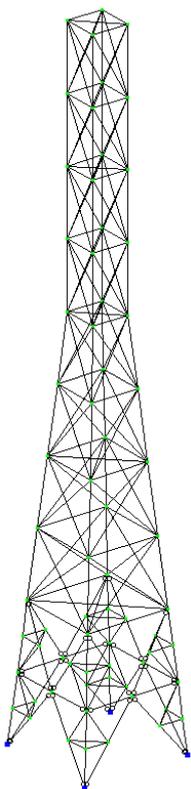


Рис. 8.4.21. Геометрическая схема башни

Задание загрузений *Общие сведения*

Нагрузки, действующие на проектируемую башню, необходимо перенести на построенную геометрическую схему башни.

Для этого первым делом требуется нажать на кнопку «Редактор загрузений» (рис. 8.4.22) и в появившемся окне создать список нагрузок с указанием вида их воздействия. Добавление новых загрузений осуществляется нажатием кнопки «+». Применение свойств – галочкой.

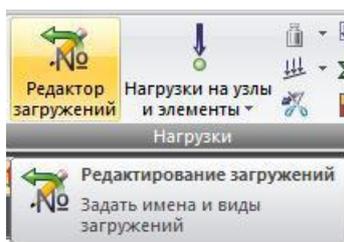


Рис. 8.4.22. Кнопка «Редактор загрузений»

Последовательно создаются следующие загрузения с соответствующими им категориями (рис. 8.4.23):

- Собственный вес;
- Вес оборудования;
- Ветер (статика);
- Ветер (пульсация);
- Гололед;
- Сеймика.

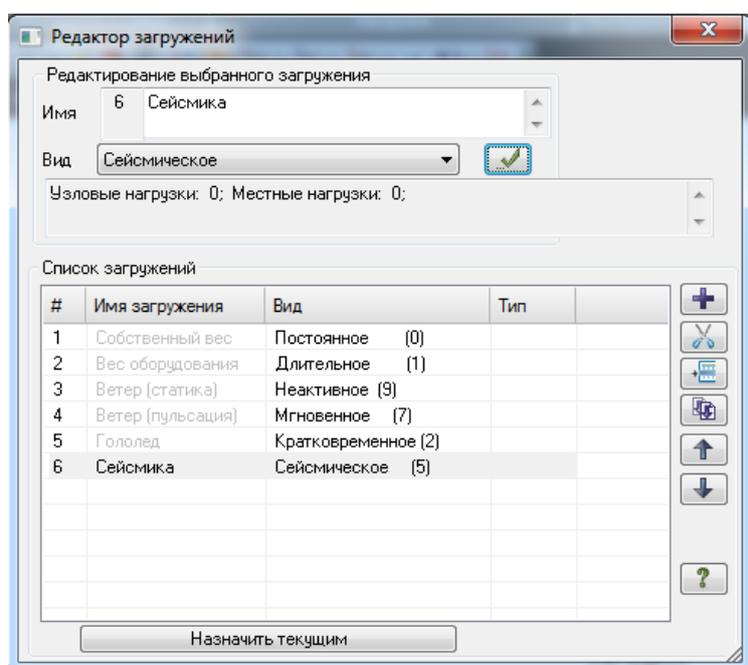


Рис. 8.4.23. Редактор загрузений

Задание собственного веса

Собственный вес конструкции по итогам назначения сечения элементам башни проставляется программой автоматически. Для этого необходимо перейти в созданное загрузение 1 «Собственный вес» и нажать на кнопку «Добавить собственный вес» (рис. 8.4.24). В появившемся окне выбрать коэффициент надежности по нагрузке 1,05. Вес назначился, перейдем к присвоению нагрузок от оборудования.

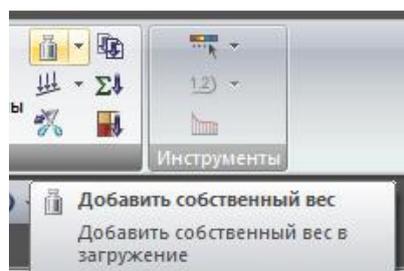


Рис. 8.4.24. Кнопка «Добавить собственный вес»

Задание веса оборудования
Нагрузка от антенны на верхней площадке

Нагрузка от антенны, находящейся на верхней площадке, прикладывается вертикальной силой к крайним узлам с силой (рис. 8.4.25):
 $F=5,25/4=1,32$ кН

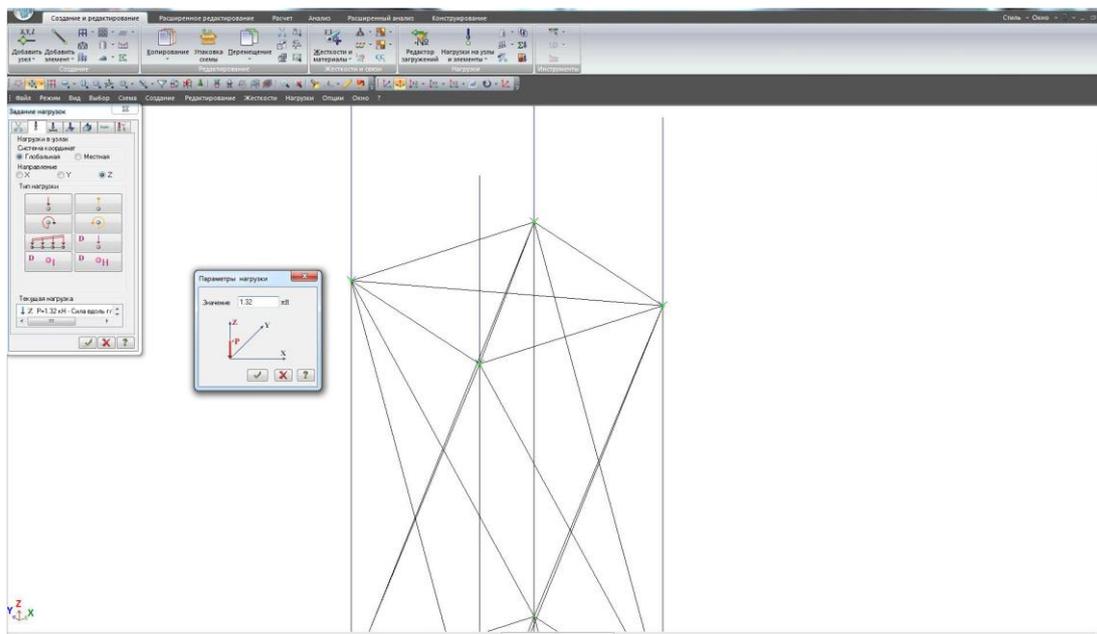


Рис. 8.4.25. Нагрузка от параболы на верхней площадке

Для того чтобы задать нагрузку, нужно выделить узлы, к которым необходимо ее приложить, затем нажать на кнопку «Нагрузка на узлы» (рис. 8.4.26), сонаправив по оси Z задайте узловую нагрузку.

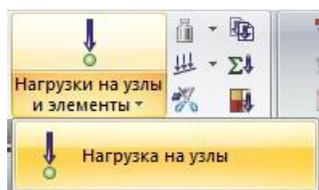


Рис. 8.4.26. Кнопка «Нагрузка на узлы»

Нагрузка от антенны, на отметке +25,000

Так как трубостойка крепится к поясу с разбегом в 1 м, то нагрузку следует прикладывать к поясу на отметках +24,500 м и на +25,500 м в виде посчитанного ранее момента. Выходит, что воздействия прикладываются на одном из поясов на 9 участке башни. Чтобы

задать нагрузку на расстоянии от узла, следует выбрать «Нагрузки на стержни» и в окне указать значение и расстояние действия (рис. 8.4.27).

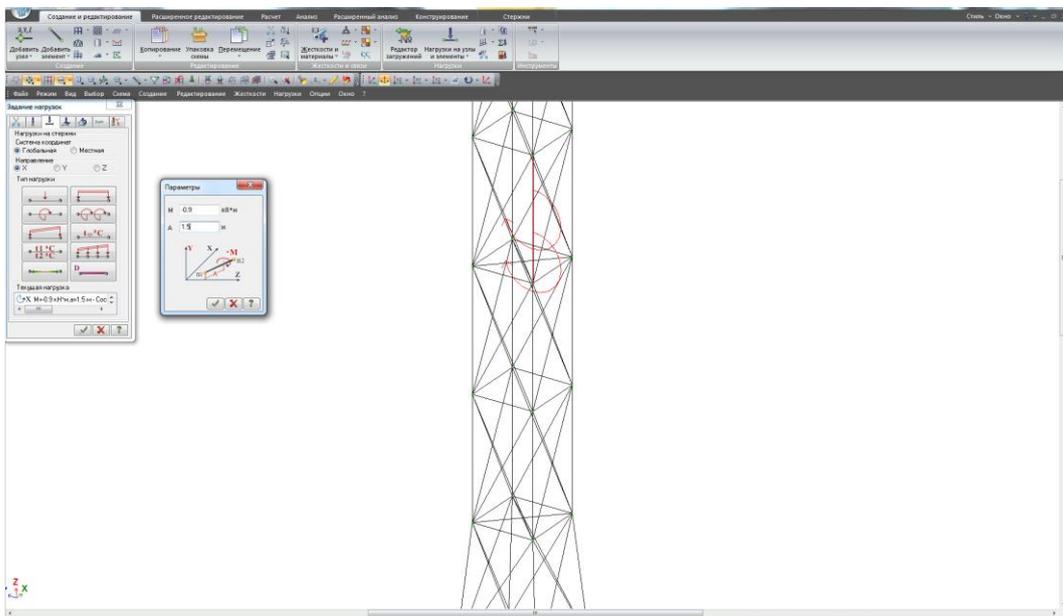


Рис. 8.4.27. Нагрузка от труботойки на отм. +25,000

Нагрузка от кабельной трассы

Кабельную трассу прокладываем вдоль одного из поясов, поэтому ее нагрузку прикладываем вертикально (oZ) в узлах ее следования с силой, равной погонной нагрузке, умноженной на длину пояса между узлами (рис. 8.4.28).

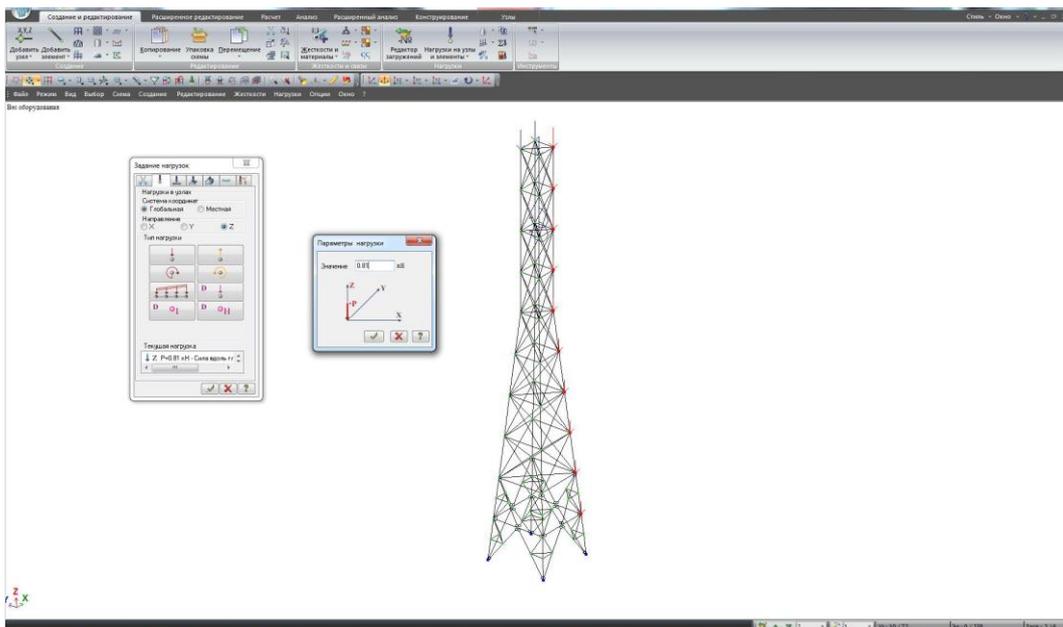


Рис. 8.4.28. Нагрузка от кабельной трассы.

Нагрузка от ветра

Перед назначением нагрузок, следует перейти в соответствующее загрузжение «Ветер (статика)». Согласно таблице сбора нагрузок, ветер прикладываем к 4 узлам на участке в пределах одной высотной отметки (рис. 8.4.29 и 8.4.30):

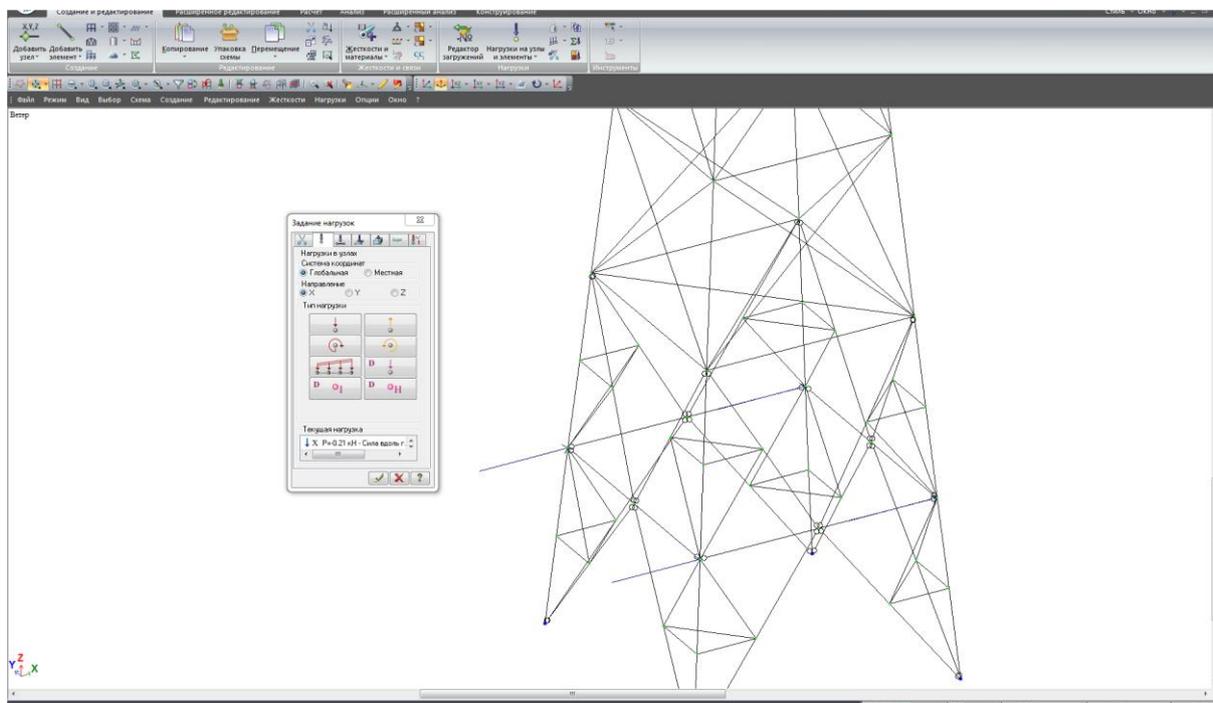


Рис. 8.4.29. Приложенный к узлам участка ветер

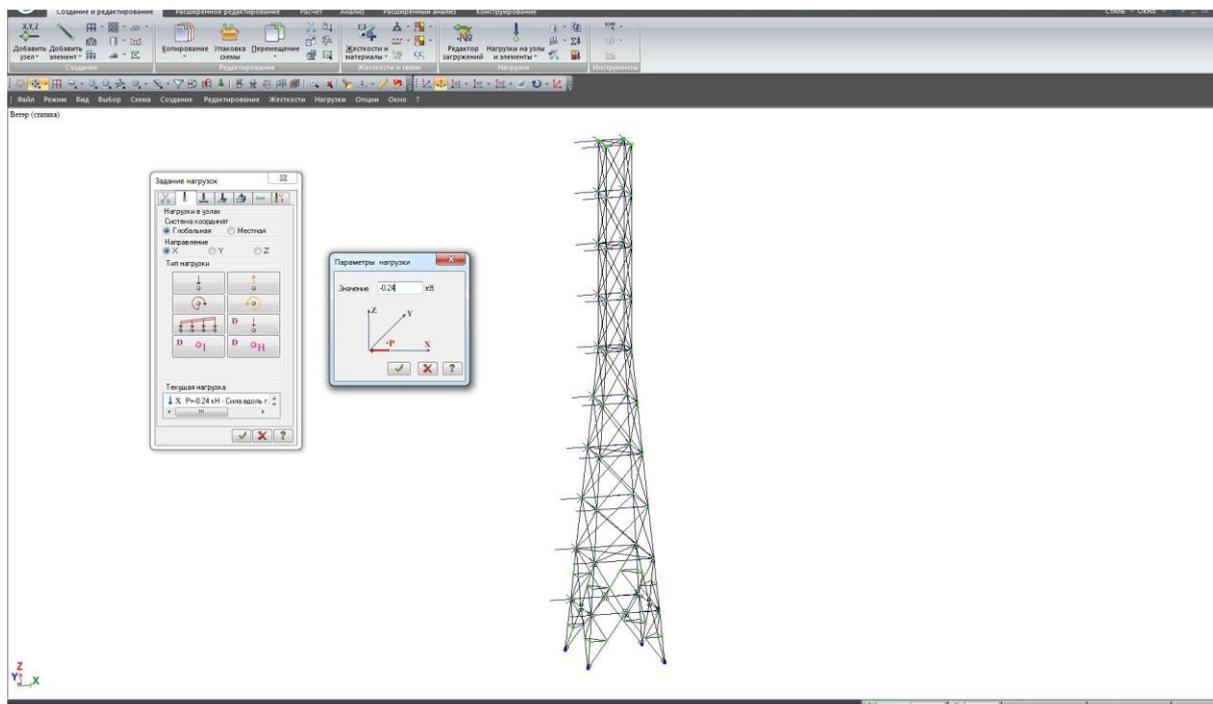


Рис. 8.4.30. Общий вид приложенной ветровой нагрузки на башню

Следующим шагом будет добавление воздействия ветра на обрудование. Для антенны на верхней площадке – это высчитанный ранее момент, приложенный к середине распорки, действующий относительно оси OY (рис. 8.4.31).

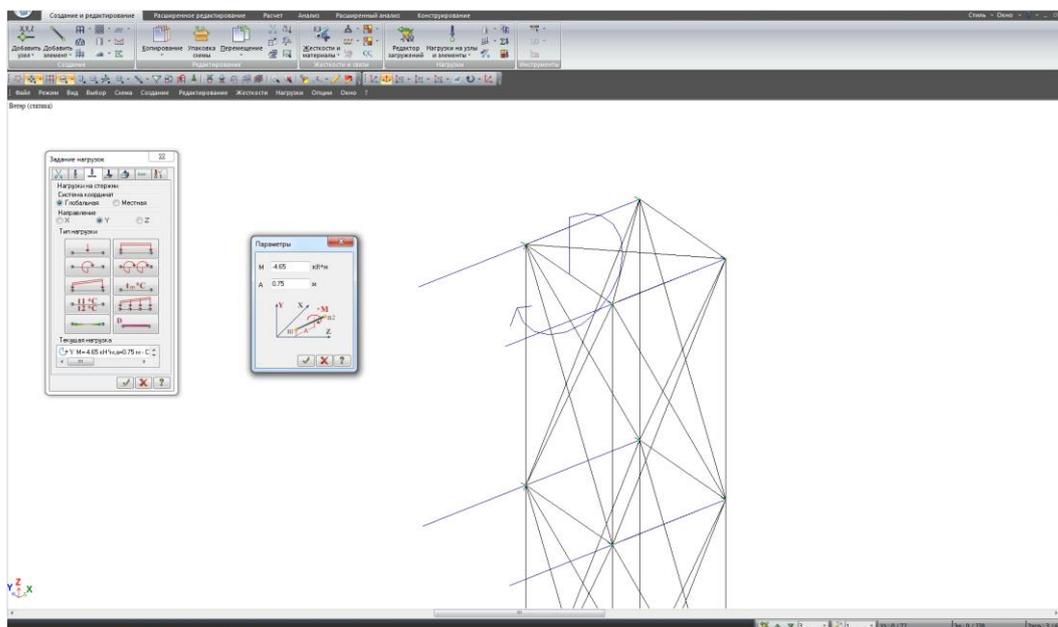


Рис. 8.4.31. Момент от действия антенны на верхней площадке

Так же необходимо добавить влияние антенны на отметке +25,000 м на пояс башни. Для этого выставляем 2 момента на отметках +24,500 м и на +25,500 вокруг оси стержня-пояса (рис. 8.4.32).

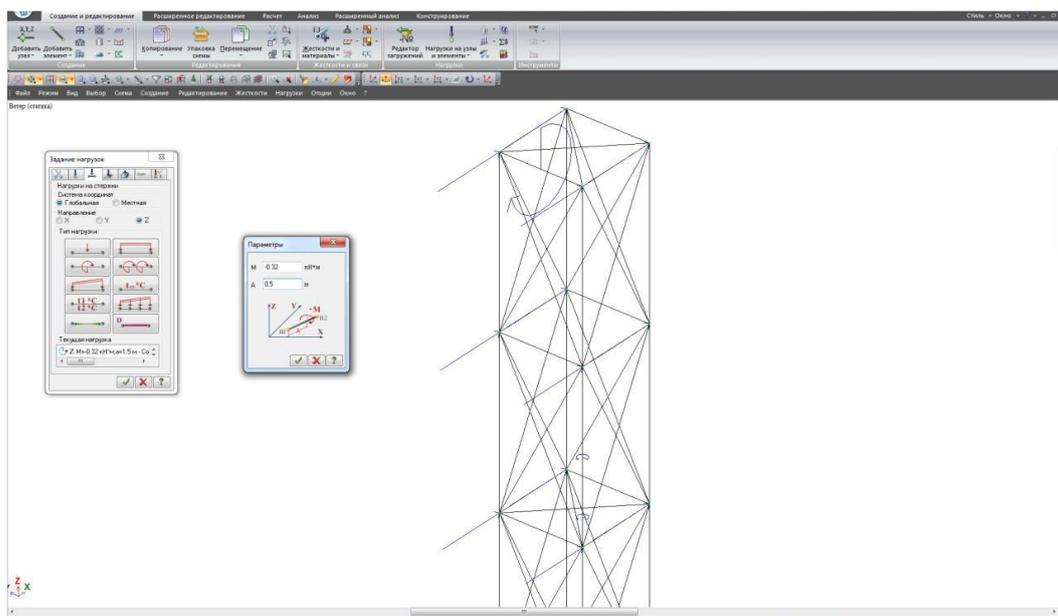


Рис. 8.4.32. Момент от действия антенны на отм. +25,000

В узлах пояса, вдоль которого расположена кабельная трасса, вдоль оси X указать ветровое воздействие, согласно таблице сбора нагрузок, в направлении действия ветра (оХ) (рис. 8.4.33).

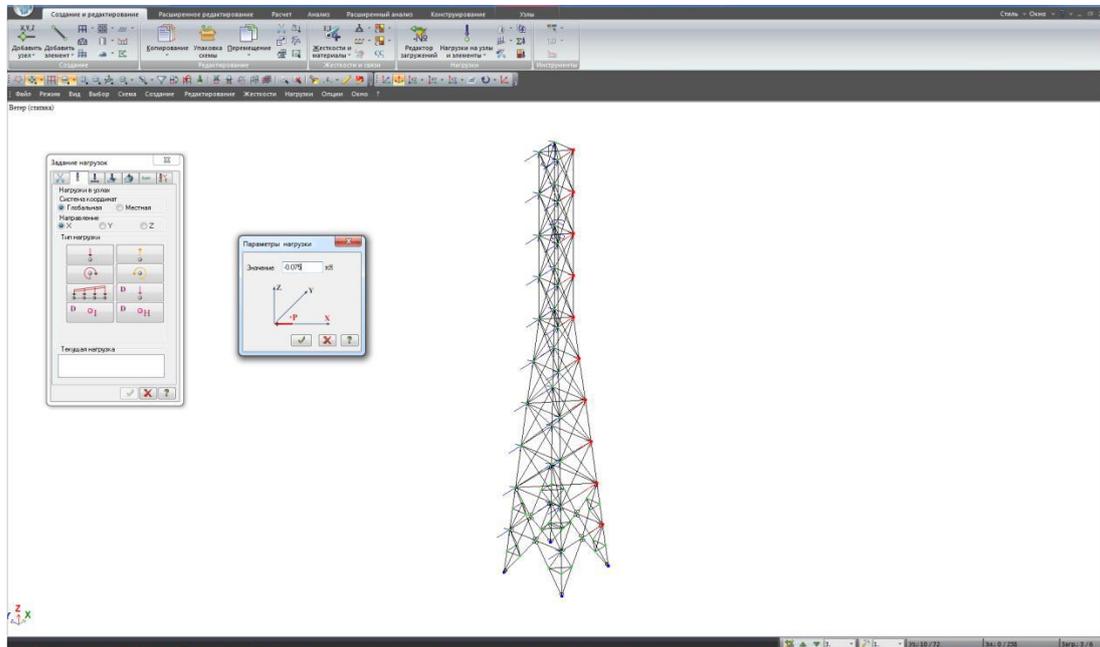


Рис. 8.4.33. Приложенные нагрузки от ветра на кабельную трассу

Нагрузка от гололеда

Согласно сбору нагрузок, в каждом поясном узле в пределах одного участка приложить вертикальную нагрузку (рис. 8.4.34).

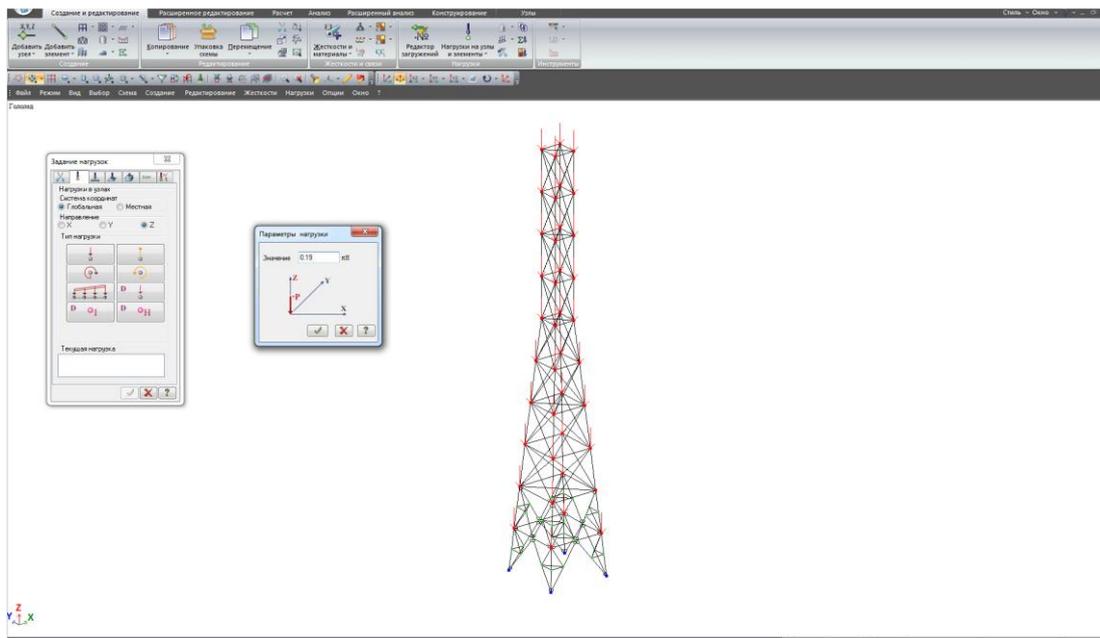


Рис. 8.4.34. Приложенные нагрузки от гололеда.

Создание динамических нагрузок Задание пульсационной составляющей ветра

Для назначения расчетной схеме эффекта пульсации ветра, необходимо создать таблицу динамических нагрузок. Для этого на панели «Расчет» во вкладке «Динамика» выбрать кнопку «Таблица динамических нагрузок» (рис. 8.4.35).

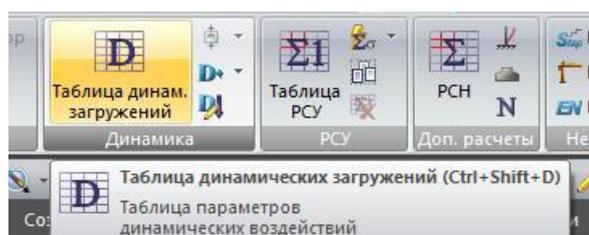


Рис. 8.4.35. Кнопка «Таблица динамических нагрузок»

В новом окне указывается какие нагрузки следует преобразовать в динамические. В нем последовательно заполнить поля согласно рис. 8.4.36 и 8.4.37.

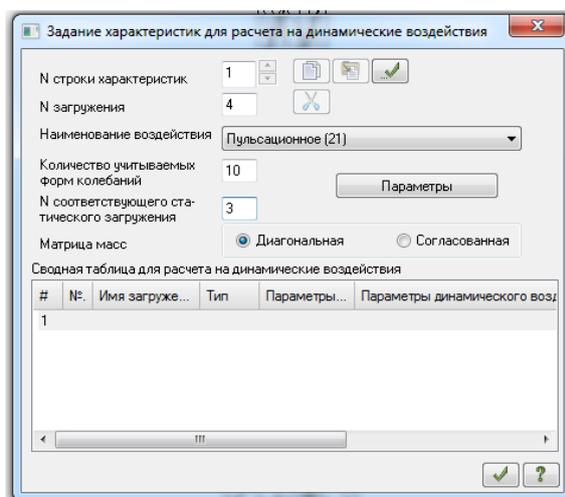


Рис. 8.4.36. Задание характеристик для пульсации

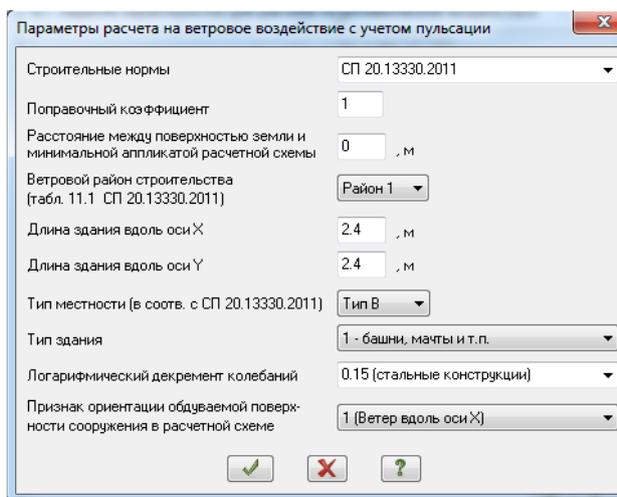


Рис. 8.4.37. Задание характеристик для пульсации

Следует рассмотреть подробнее те пункты, которые необходимо заполнить в окне «Задание характеристик для расчета на динамическое воздействие» (рис. 8.4.36).

Номер строки характеристик. Порядковый номер текущей динамической нагрузки в таблице динамических нагрузок.

№ загрузки. Порядковый номер динамического загрузки в таблице загрузок. Т.е. рассматриваемое динамическое загрузка «Ветер (пульсация)» в таблице загрузок находится под номером 4. Этот номер и следует указывать.

Наименование воздействия. Выбор из списка необходимое динамическое воздействие. Для расчета пульсации ветра следует выбирать «Пульсационное (21)».

Количество учитываемых форм колебаний. В данном пункте нужно определиться в том, сколько следует использовать форм колебаний. Для начала можно выбрать 10 форм.

Номер соответствующего статического загрузки. Здесь следует вписать номер того загрузки, которое будет преобразовано в динамическое, согласно таблице загрузок, где задан статический ветер. В текущем случае – 3.

После нажатия на кнопку «Параметры» откроется новое окно «Параметры расчета на ветровое воздействие с учетом пульсации» (рис. 8.4.37), в котором так же необходимо заполнить все указанные поля.

Поправочный коэффициент. Аналог коэффициента собственного запаса, можно оставить равным единице.

Расстояние между поверхностью земли и минимальной аппликатой расчетной схемы. Это расстояние от основания башни (принимается за отм. 0,000) до поверхности земли. Например, башня возвышается над поверхностью земли на 0,5 м (высотная отметка поверхности: -0,500), то в программе надо писать «-0,5».

Длина здания вдоль оси x и y. Так как проектируемая башня является симметричной относительно двух осей, то длина будет одинаковая. Башня имеет переменное по высоте сечение в плане, поэтому допускается использование усреднённой длины, создавая тем самым эквивалентный контур.

В данном случае:

$$1,5 \cdot 12 + \frac{1,5 + 4,5}{2} \cdot 18 = 72$$
$$b = \frac{72}{3} = 2,4$$

Итого, в указанных полях поставить значение 2,4 м.

Задание сейсмического влияния

Перейдя снова в окно задания характеристик, рядом с пунктом «Номер строки характеристик» следует перейти на 2 уровень (рис. 8.4.38).

После нажатия на кнопку «Параметры» откроется новое окно «Параметры расчета на сейсмическое воздействие» (рис. 8.4.39), в котором так же необходимо заполнить все указанные поля.

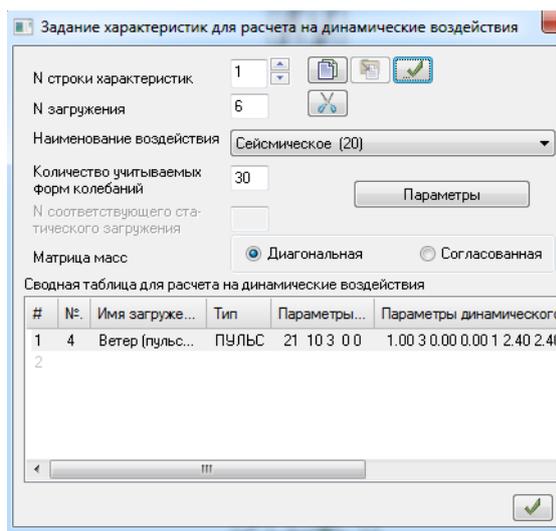


Рис. 8.4.38. Задание характеристик для сеймики

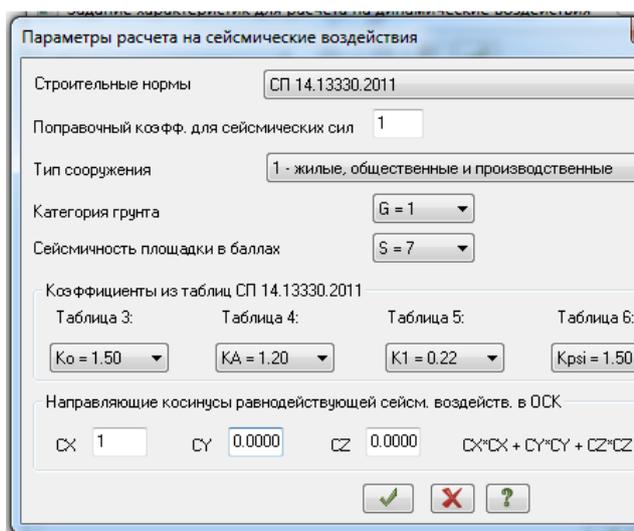


Рис. 8.4.39. Задание характеристик для сеймики

Из списка строительных норм выбираются СП 20. В соответствующих полях ввода численно задаются поправочный коэффициент для сейсмических сил (по умолчанию равен единице).

Поправочный коэффициент умножается на получаемые величины инерционных сил и задается отличным от единицы, когда появляется необходимость произвести расчет на какое-либо нестандартное сейсмическое воздействие.

При помощи радио-кнопок задается признак ориентации высоты сооружения (вдоль X, вдоль Y или вдоль Z). По умолчанию высота сооружения ориентирована вдоль оси Z.

Из списка выбирается тип сооружения (1- жилые, общественные и производственные; 2- транспортные; 3- гидротехнические; 4- мостовые). Для расчета по СП 20 из списка выбирается категория грунта (G). Из списка выбирается сейсмичность площади в баллах (S). Из соответствующих списков следует выбрать значения коэффициентов K_0 , K_A ,

K_1 и K_{psi} . При $S \geq 8$ и $G=III$ инерционные силы умножаются на коэффициент 0,7. По СП 14: $K_0=1,5$ для башен, $K_A=1,2$, $K_1=0,22$ для стальных башен со связями и диафрагмами, $K_{psi}=1,5$ для башен.

Направление сейсмического воздействия задается направляющими косинусами CX , CY и CZ (рис. 8.4.40). Так как всегда должно соблюдаться условие $CX \cdot CX + CY \cdot CY + CZ \cdot CZ = 1$, то достаточно задать два направляющих косинуса из трех. Третий будет установлен автоматически.

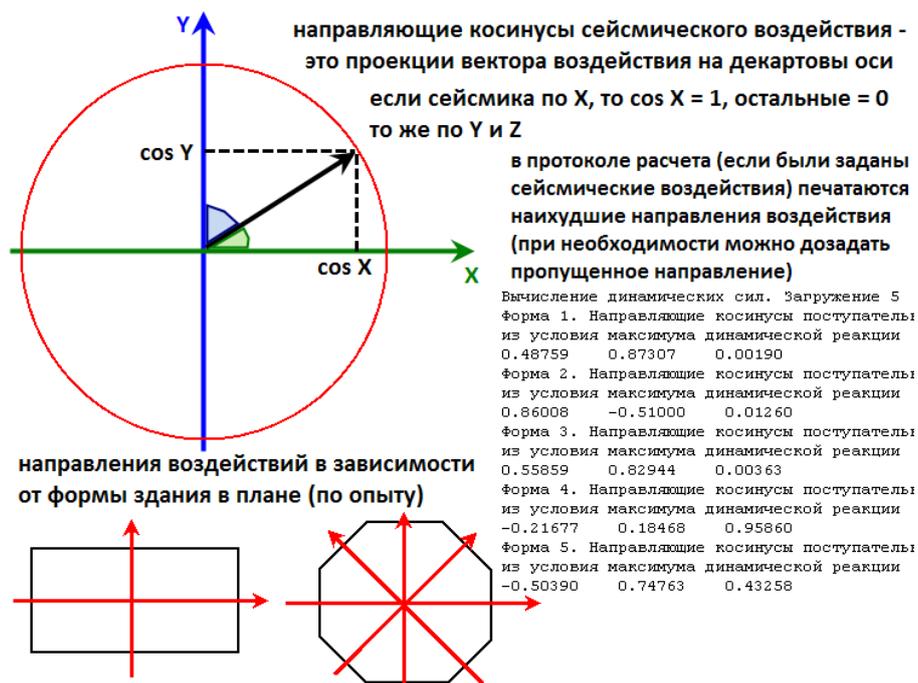


Рис. 8.4.40. Направляющие косинусы

После указания того, какие статические нагрузки будут динамические, необходимо просуммировать известные массы проектируемого объекта. Для этого следует нажать на кнопку «Учет статических загрузений» (рис. 8.4.41).

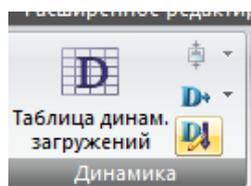


Рис. 8.4.41. Кнопка «Учет статических загрузений»

Диалоговое окно (рис. 8.4.42) предназначено для задания информации о массе для расчета на динамические воздействия. Масса может

быть накоплена либо из статических нагрузжений (одного или нескольких) – код 1, либо из плотности материала, заданной при описании параметров жесткости, – код 2. Требуемый код указывается при помощи соответствующей радио-кнопки.

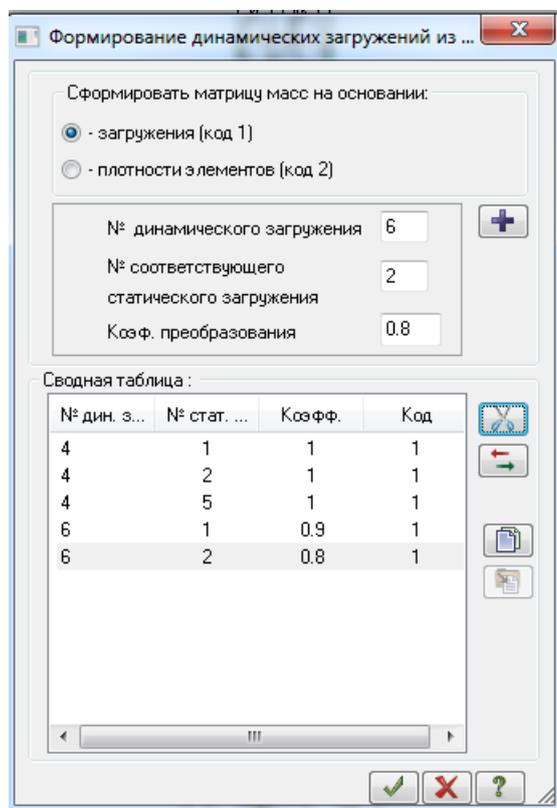


Рис. 8.4.42. Формирование динамических нагрузжений

В соответствующих полях ввода задается номер нового динамического нагрузжения, номер существующего статического нагрузжения и коэффициент преобразования.

С помощью кнопки «Добавить» заданная информация вносится в сводную таблицу. Удаление строк таблицы производится при помощи кнопки «Удалить». Доступ к какой-либо из строк заданной таблицы выполняется при помощи кнопки «Изменить».

Создание расчетных сочетаний нагрузок

Чтобы приступить к формированию таблицы расчетных сочетаний нагрузок, следует нажать на одноименную кнопку (рис. 8.4.43).

Система РСН – это процессор, предназначенный для вычисления перемещений в узлах и усилий (напряжений) в элементах от стандарт-

ных и произвольных линейных комбинаций нагрузжений. Под стандартными линейными комбинациями подразумеваются комбинации (сочетания), которые установлены нормативными документами.

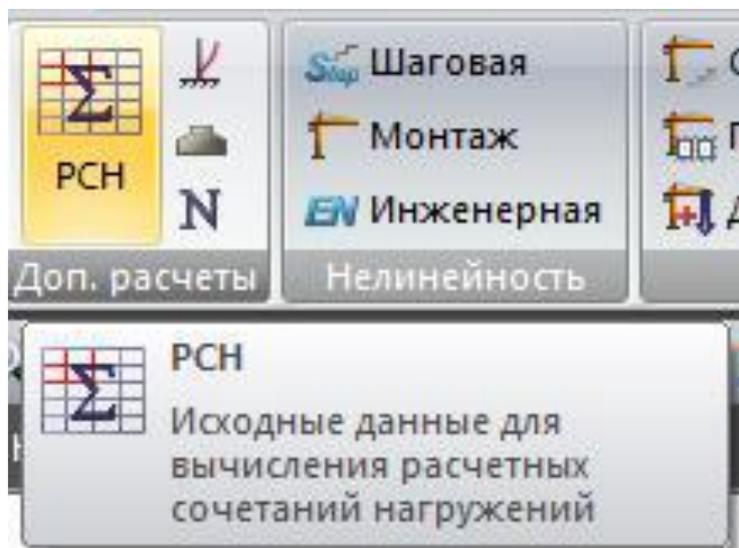


Рис. 8.4.43. Кнопка «РСН»

В процессоре РСН реализованы следующие нормативы: СНиП 2.01.07-85 (Россия, СНГ), ЕвроКод, АСІ 318-95, ІВС-2000 (США), ВАЕL-91 (Франция), ДБН В.1.2-2:2006 (Украина), РСН по СТБ ЕН 1990-2007 (Беларусь), РСН по СП 20.13330.2016 (актуализированные нормы России). В диалоговом окне необходимо выбрать из списка наименование требуемого норматива. В зависимости от этого в окне изменяется набор соответствующих формул вычисления комбинаций, а также и набор функциональных кнопок.

Независимо от выбранного норматива вычисления РСН в диалоговом окне задействованы также следующие кнопки:

- Сочетания пользователя – задание столбцов с произвольными коэффициентами сочетаний; Допускается сформировать 1000 столбцов (сочетаний).
- Удалить сочетание – удалить заданный столбец сочетаний;
- Удалить все сочетания – удалить все заданные столбцы сочетаний;
- Расчет – команда запуска задачи на расчет;
- Выход – выход из окна системы РСН.

Необходимо заполнить таблицу РСН. Полученный вид представлен на рис. 8.4.44.

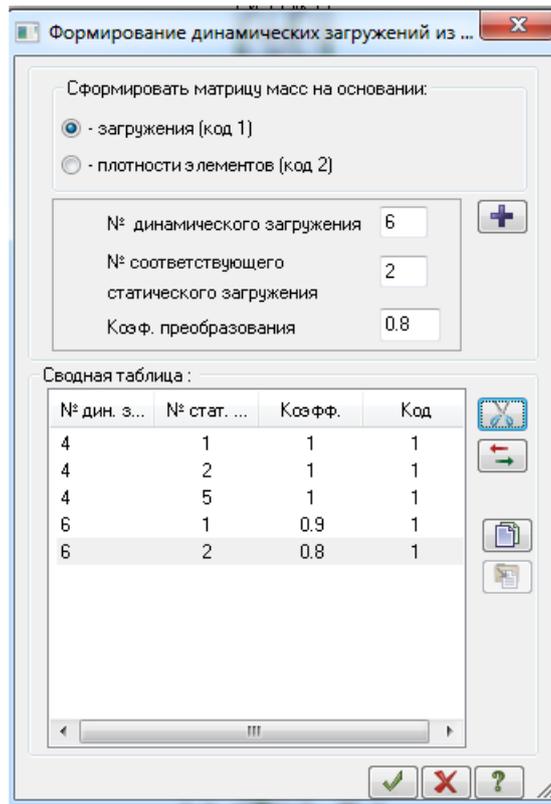


Рис. 8.4.44. Формирование динамических нагрузок

Следует обратить внимание на то, что динамические нагрузки являются знакопеременными.

Создание расчета нагрузок на фрагмент

Данный инструмент служит для расчета нагрузок на фрагмент, в частности, от опор на фундамент. Чтобы его включить, необходимо активировать кнопку «Данные для расчета нагрузки на фрагмент» на панели «Расчет» (рис. 8.4.45).

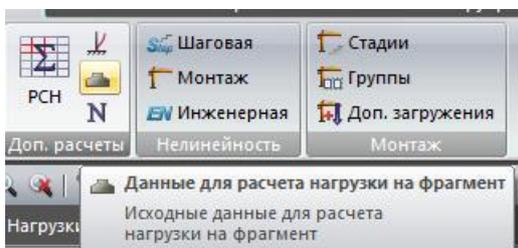


Рис. 8.4.45. Кнопка «Данные для расчета нагрузки на фрагмент»

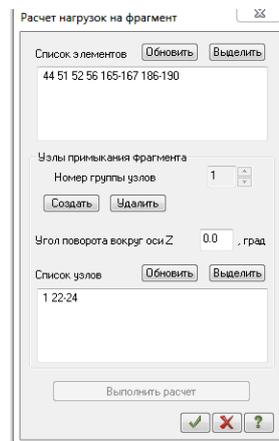


Рис. 8.4.46. Окно «Расчет нагрузок на фрагмент»

Диалоговое окно «Расчет нагрузок на фрагмент» (рис. 8.4.46) предназначено для задания соответствующей информации. Информацией для расчета нагрузок на фрагмент являются:

- номера узлов, в которых должна быть вычислена нагрузка;
- номера элементов, которые передают нагрузку на эти узлы;
- углы поворота узлов вокруг оси Z глобальной системы координат.

Система ФРАГМЕНТ применяется в основном для получения нагрузок на фундамент. Угол поворота узла вокруг оси Z задается отличным от нуля, если главные оси инерции колонны не совпадают с осями фундамента под нее.

Номера элементов и узлов заносятся в соответствующие поля ввода списков по команде «Обновить». При этом в соответствующее поле ввода вводится новый список элементов/узлов, отмеченных на схеме.

Доступ к полю списка узлов становится доступным при нажатии кнопки «Создать».

По команде «Выделить элементы/узлы», внесенные в список, отмечаются на схеме.

Узлы, для которых требуется вычислить нагрузку, могут задаваться группами при помощи «Счетчика номеров группы узлов». Номер группы меняется при нажатии кнопки «Создать». Группа может быть удалена при помощи команды «Удалить».

Для каждой группы узлов в соответствующее поле ввода вносится угол поворота вокруг оси Z .

При нажатии кнопки «Рассчитать нагрузку на фрагмент» происходит вызов окна «Параметры расчетного процессора», из которого производится запуск на расчет.

Расчетная часть

После того, как создана расчетная схема и приложены все соответствующие нагрузки, следует произвести расчет. Для этого требуется зайти во вкладку «Расчет», нажать на кнопку «Выполнить полный расчет» (рис. 8.4.47).

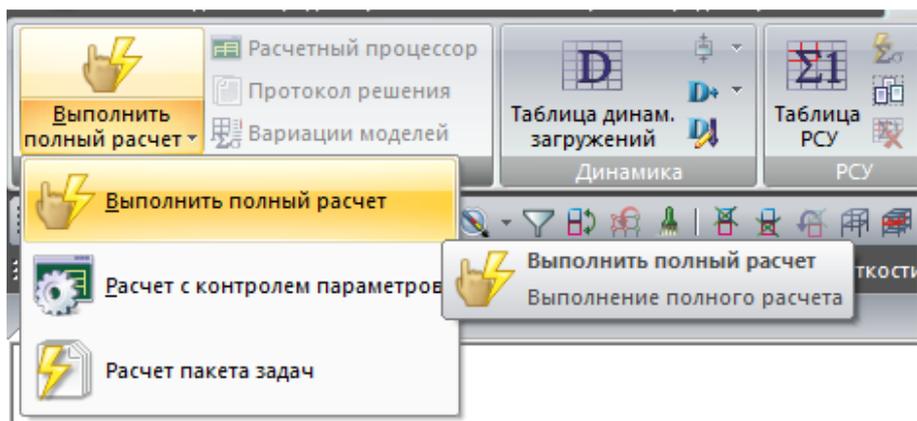


Рис. 8.4.47. Кнопка «Расчет»

Анализ предварительных результатов

Во вкладке «Анализ» графически отображаются результаты расчета, такие как, например, эпюры внутренних силовых факторов и деформации, включающие перемещения. Включить их можно по нажатию на соответствующие кнопки. Чтобы отобразить рассчитанные характеристики отдельного взятого элемента, будь то стержень или узел, достаточно нажать на кнопку «Информация об узле или элементе» (рис. 8.4.48).

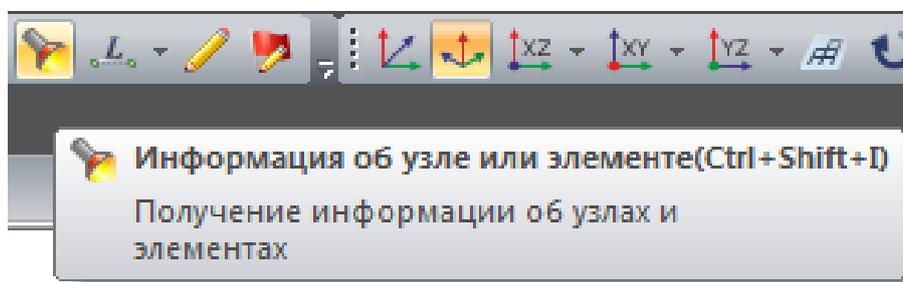


Рис. 8.4.48. Информация об узле или элементе

В вызванном окне (рис. 8.4.49) отображаются характеристики выбранного элемента, в том числе его тип жесткости, тип КЭ, координаты и значения внутренних силовых факторов для конкретно выбранного номера загрузки или номера расчетного сочетания нагрузок. Так же имеется возможность просмотра эпюр, если выбран стержень. Сделать это можно при постановке галочки напротив «Эпюры».

Суть анализа состоит в том, чтобы выбрать самое неблагоприятное сочетание усилий, чтобы в дальнейшем вести по нему прочностной подбор элементов.

Также для дальнейшего прочностного анализа требуется внимательно рассмотреть результаты расчета и определить какие элементы сжаты или растянуты для грамотного назначения им расчетных длин.

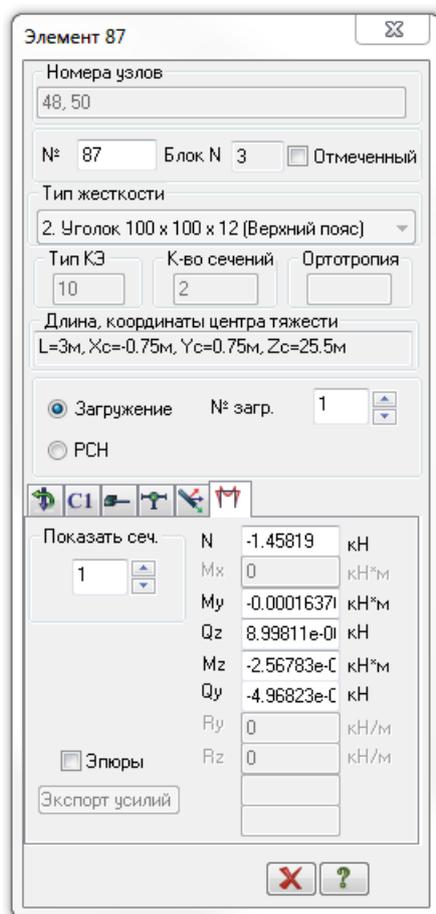


Рис. 8.4.49. Окно информации об элементе

Расчет по 1 ПС

Расчетные длины элементов

Чтобы произвести прочностной расчет, необходимо вернуться во вкладку «Создание и редактирование» и назначить всем элементам расчетной схемы соответствующие материалы и условия гибкости, путем последовательного выделения однотипных элементов и назначения характеристик через окно «Жесткости и материалы».

Первым шагом будет назначение всем элементам башни материала, а именно стали марки С255, так как башня не северного исполнения (в этом случае, не ниже марки С345). Чтобы быстро выделить все элементы, можно воспользоваться комбинацией клавиш «Ctrl + A». После выделения, надо нажать на кнопку «Жесткости и материалы»,

перейти во вкладку «Сталь», поставить радио-переключатель на «Материал», нажать кнопку «Добавить», выбрать необходимый вид стали из списка (рис. 8.4.50).

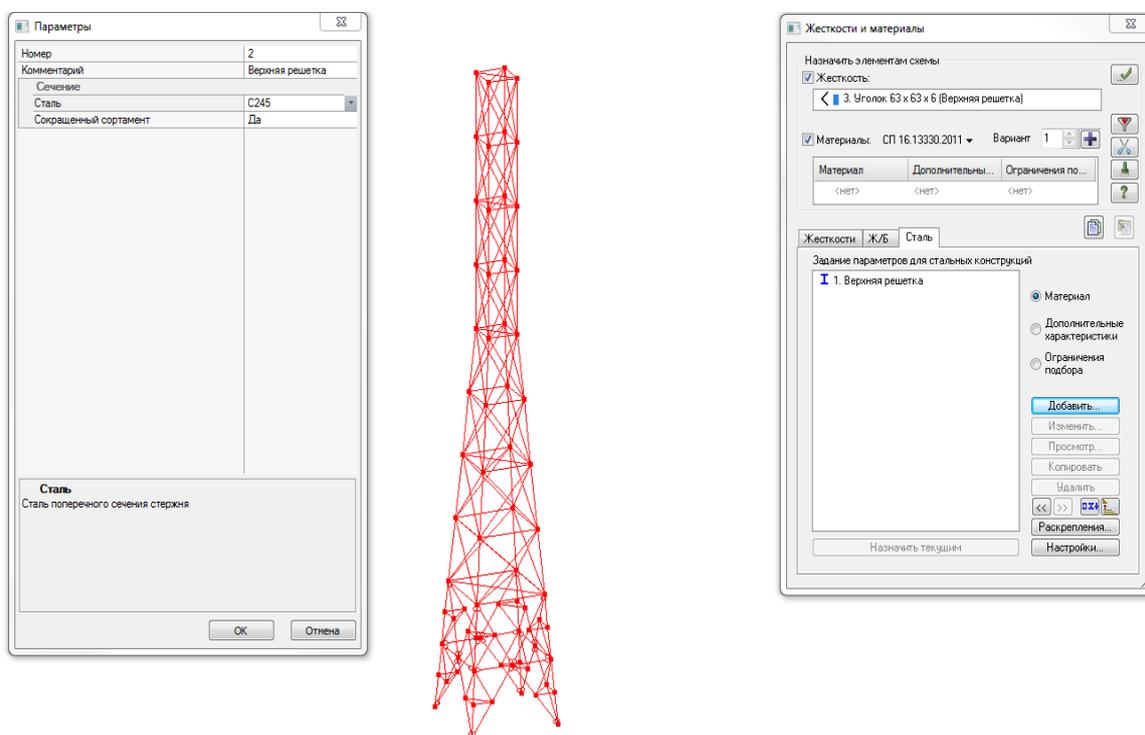


Рис. 8.4.50. Назначение материала

Следующим шагом будет назначение характеристик гибкости для каждого стержня расчетной схемы. Выбираются однотипные элементы и назначаются условия, согласно п. 10.2 СП «Стальные конструкции».

1. Для начала выберем элементы поясов (рис. 8.4.51), так же перейдем в окно назначения дополнительных характеристик в окне «Жесткости и материалы» и постепенно заполнить все необходимые пункты, а именно:

Тип элемента – ферменный;

Коэффициент условий работы - $\gamma_c=1$, согласно п. 17.6 (табл. 1, прим. 5, СП «Стальные конструкции»). Для первых двух панелей $\gamma_c=0,9$ (табл.45 СП,п.1)

Коэффициент надежности по назначению - $\gamma_n=1$, уровень ответственности – нормальный КС-2 (ГОСТ 27751-2014).

Предельная гибкость – ≤ 80 на сжатие, ≤ 120 на растяжение.

Расчетная длина. Использовать коэффициенты длины K_z и $K_y=1$, согласно табл. 27 СП «Стальные конструкции». Так как для поясов выбранной пространственной решетчатой схемы $l_{ef}=l_m$ (длина панели пояса фермы), то расчетная длина равна геометрической.

Нажать «ОК», затем галочку, настройки применятся.

2. Следующий шаг – настройка решетки 1 и 2 участков башни (у основания).

Тип элемента – ферменный;

Коэффициент условий работы - $\gamma_c=0,75$, согласно табл. 1, п. 7 Б, СП «Стальные конструкции».

Коэффициент надежности по назначению - $\gamma_n=1$, уровень ответственности – нормальный КС-2 (ГОСТ 27751-2014).

Предельная гибкость – ≤ 120 на сжатие, ≤ 120 на растяжение.

Расчетная длина. Использовать коэффициенты длины K_z и $K_y=1$.

Так как для раскосов выбранной пространственной решетчатой схемы $l_{ef}=l_d$ (длина раскоса), то расчетная длина равна геометрической (рис. 8.4.52).

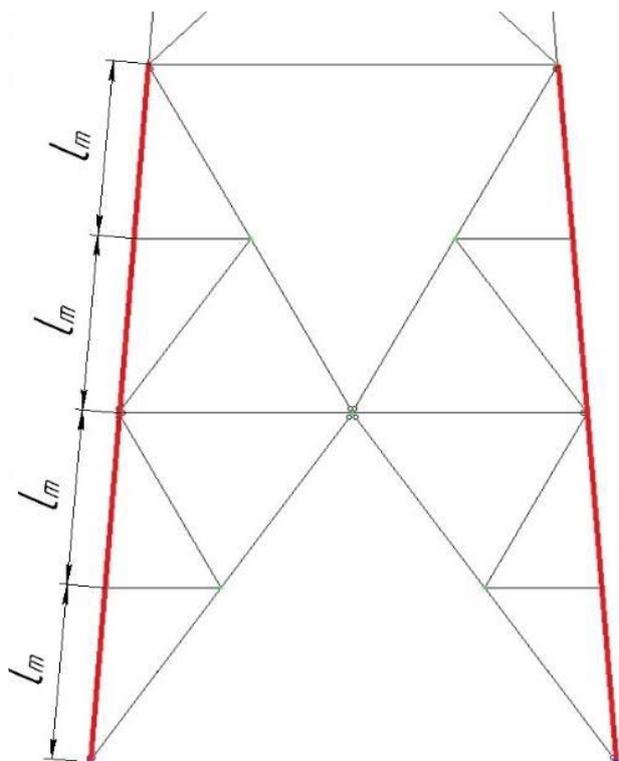


Рис. 8.4.51. Элементы поясов

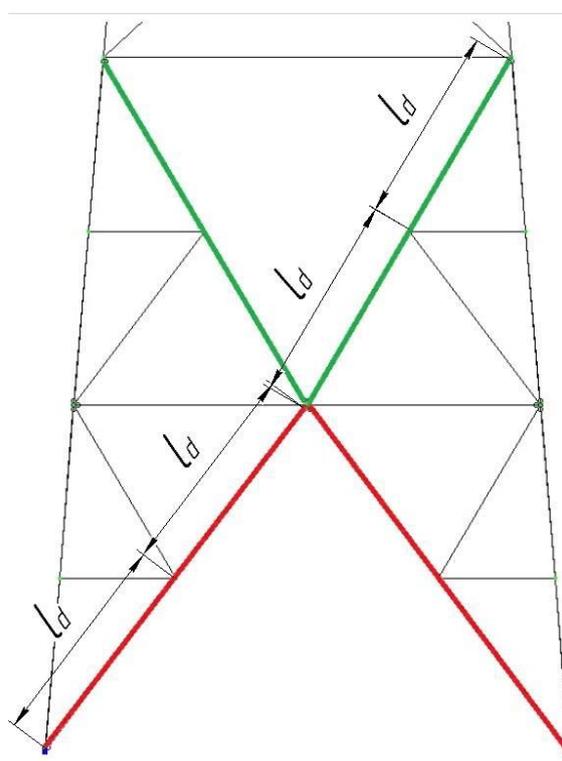


Рис. 8.4.52. Элементы раскосов

3. Распорки (рис. 8.4.53):

Тип элемента – ферменный;

Коэффициент условий работы - $\gamma_c=0,75$, согласно табл. 1, п. 7 Б, СП «Стальные конструкции».

Коэффициент надежности по назначению - $\gamma_n=1$, уровень ответственности – нормальный КС-2 (ГОСТ 27751-2014).

Предельная гибкость – ≤ 120 на сжатие, ≤ 120 на растяжение.

Расчетная длина. Использовать коэффициенты длины K_z и $K_y=0,9$. Так как для раскосов выбранной пространственной решетчатой схемы $l_{ef}=0,9 \cdot l_c$.

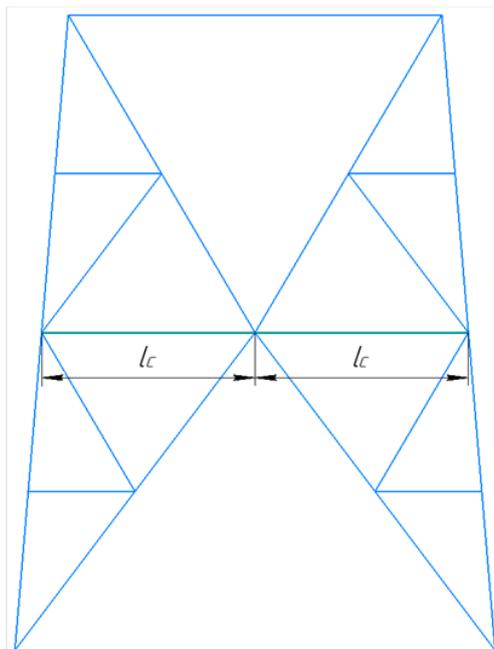


Рис. 8.4.53. Распорки

4. Элементы шпренгеля имеют следующие параметры (рис. 8.4.54):

Тип элемента – ферменный;

Коэффициент условий работы - $\gamma_c=0,75$, согласно табл. 1, п. 7 Б, СП «Стальные конструкции».

Коэффициент надежности по назначению - $\gamma_n=1$, уровень ответственности – нормальный КС-2 (ГОСТ 27751-2014).

Предельная гибкость – ≤ 150 на сжатие, ≤ 150 на растяжение.

Расчетная длина. Использовать коэффициенты длины K_z и $K_y=1$.

5. Элементы диафрагмы имеют следующие параметры (рис. 8.4.55):

Тип элемента – ферменный;

Коэффициент условий работы - $\gamma_c=0,75$, согласно табл. 1, п. 8, СП «Стальные конструкции».

Коэффициент надежности по назначению - $\gamma_n=1$, уровень ответственности – нормальный КС-2 (ГОСТ 27751-2014).

Предельная гибкость – ≤ 150 на сжатие, ≤ 150 на растяжение.

Расчетная длина. Использовать коэффициенты длины K_z и $K_y=1$.

6. Элементы диафрагмы следующих секций (рис. 8.4.56):

Тип элемента – ферменный;

Коэффициент условий работы - $\gamma_c=0,75$, согласно табл. 1, п. 8, СП «Стальные конструкции».

Коэффициент надежности по назначению - $\gamma_n=1$, уровень ответственности – нормальный КС-2 (ГОСТ 27751-2014).

Предельная гибкость – ≤ 150 на сжатие, ≤ 150 на растяжение.

Расчетная длина. Использовать коэффициенты длины K_z и $K_y=0,5$.

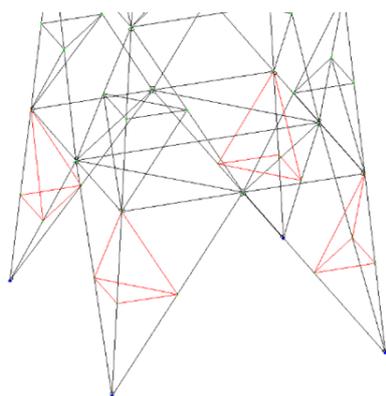


Рис. 8.4.54. Элементы шпренгеля

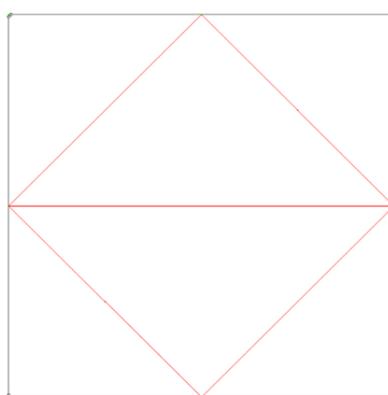


Рис. 8.4.55. Элементы диафрагмы

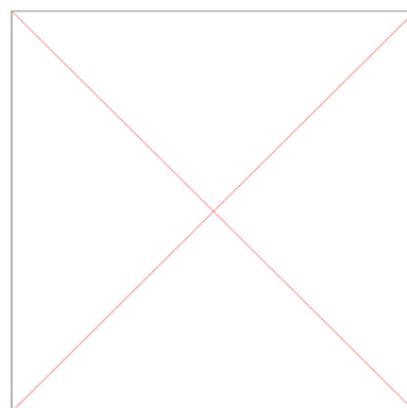


Рис. 8.4.56. Элементы диафрагм следующих секций

7. Согласно табл. 27 СП «Стальные конструкции», расчетная длина раскосов равна:

$$l_{ef} = \mu_d \cdot l_{dc}$$

где μ_d – коэффициент расчетной длины (см. табл. 29 СП «Стальные конструкции»); l_{dc} – условная длина раскоса (см. табл. 28 СП «Стальные конструкции»). Для каждой секции следует высчитывать собственные коэффициенты.

Вторая секция: оба стержня не прерываются, т.е. $l_{dc}=0,8 \cdot l_{d1}$.

Рассмотрим 2 расчетный участок башни, вычтем значение:

$$\frac{l}{i_{\min}} = \frac{4,43 \text{ м}}{1,57 \text{ м}} = 282,16 > 160$$

где l принимается равной $l_{dc} \cdot i_{\min} = i_{y0}$ для уголка 80x8.

В нашем случае, крепление раскосов к поясам осуществляется одним болтом без фасонки, поэтому $\mu_d = 0,82$ (табл.29 СП).

$$l_{ef} = 0,82 \cdot 0,8 \cdot K_z = 0,656 \cdot K_z$$

Тип элемента – ферменный;

Коэффициент условий работы - $\gamma_c = 0,75$, согласно табл. 1, п. 7б, СП «Стальные конструкции».

Коэффициент надежности по назначению - $\gamma_n = 1$, уровень ответственности – нормальный КС-2 (ГОСТ 27751-2014).

Предельная гибкость – радиокнопка «Неопорный элемент решетки фермы».

Расчетная длина. Использовать коэффициенты длины K_z и $K_y = 0,656$.

Расчетные длины элементов опоры представлены в таблице 8.4.6 и на рисунке 8.4.57.

Таблица 8.4.6

Расчетные длины элементов опоры

Элементы опор	l_{ef}	i
Пояса: по рисунку 8.4.57, а-д	l_m	i_{\min}
Раскосы: по рисунку 8.4.57, а, г, д (раскосы Р ₁ и Р ₂) по рисунку 8.4.57, б, в и г, д (раскос Р ₃)	l_d l_d	i_{\min} i_x
Распорки: по рисунку 8.4.57, а, б, г, д по рисунку 8.4.57, в	$0,9 \cdot l_c$ l_c	i_{\min} i_{\min}

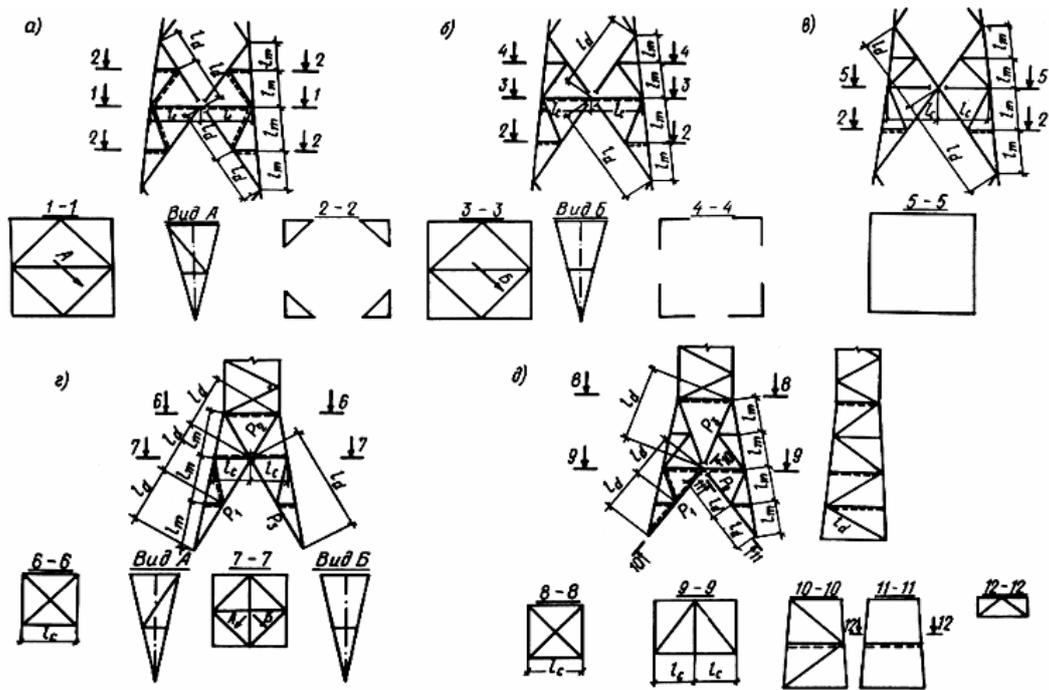


Рис. 8.4.57. Элементы опоры

Анализ прочностного расчета

После назначения данных из разделов выше требуется выполнить расчет. Результатами расчета являются подобранные сечения каждого стержня расчетной схемы. Чтобы увидеть подобранные сечения с запасом прочности, необходимо перейти во вкладку «Конструирование». Отображение результатов расчета по 1 предельному состоянию на рис. 8.4.58.

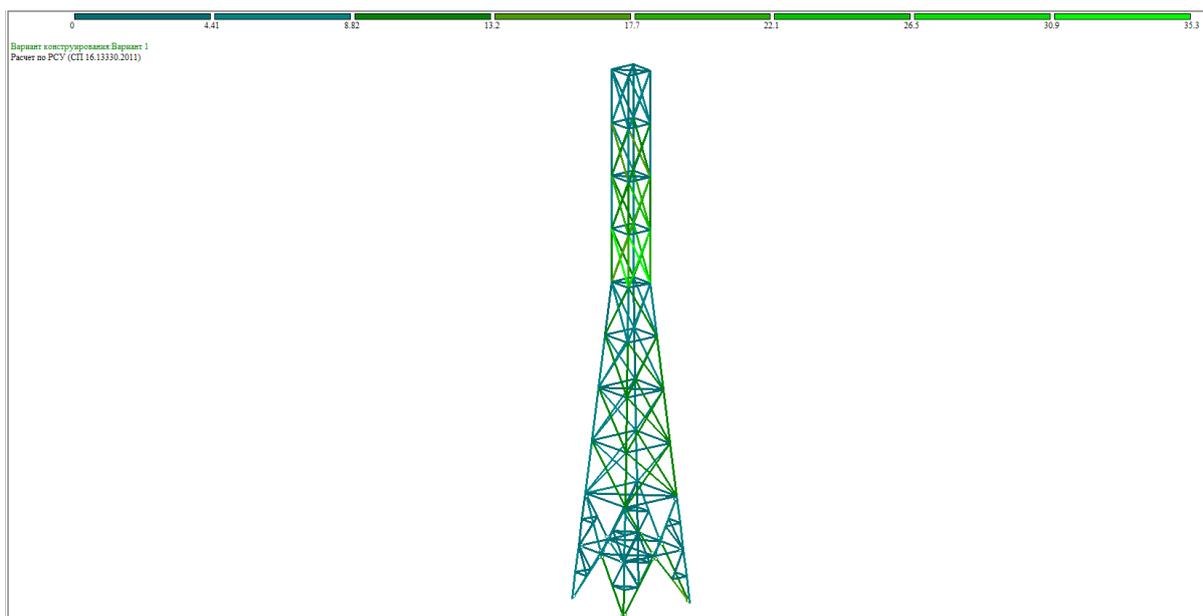


Рис. 8.4.58. Результаты расчета по 1 предельному состоянию

Как видно из изображения, все элементы по прочности проходят с максимальным процентом использования – 35 %.

Расчет по второму предельному состоянию показан на рис. 8.4.59.

В некоторых элементах зафиксирован повышенный процент деформации, при нажатии на кнопку «информация об узле или элементе» и наведении на стержень, отмеченный желтым цветом, можно увидеть предлагаемый профиль.

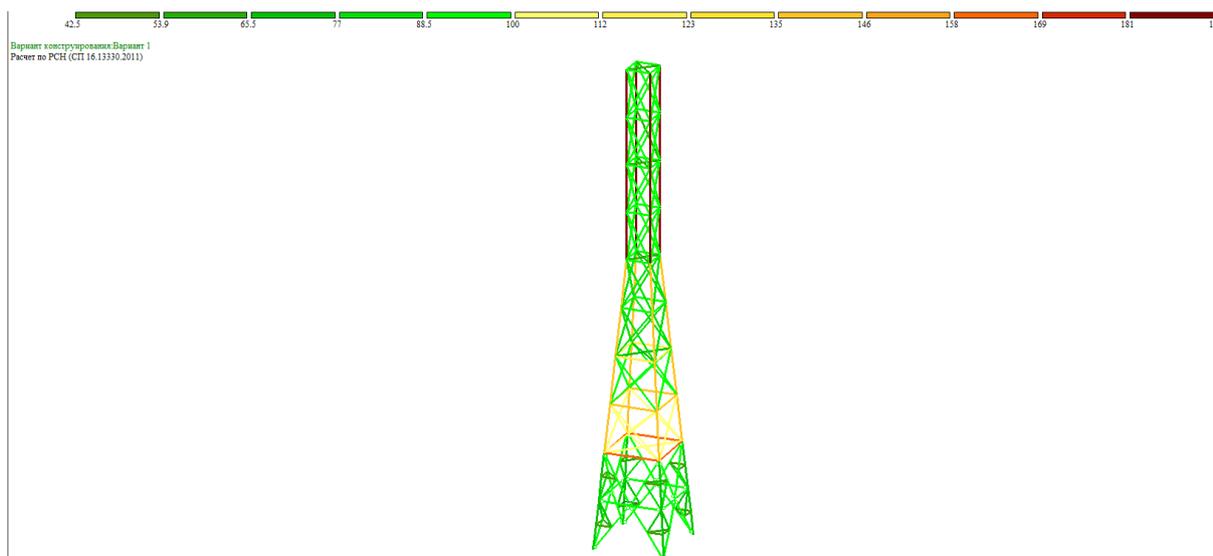


Рис. 8.4.59. Результаты расчета по 2 предельному состоянию

Как видно из графического представления результатов расчета и подбора сечений, что элементам поясов необходимо раскрепление в секциях. Эта мера отбросит необходимость замены профилей уголков на более мощные с последующим значительным утяжелением. Так же распорки между 1 и 2, 2 и 3 секциями необходимо раскрепить дополнительными стержнями диафрагмы.

Необходимо произвести корректировку расчетной схемы и нагрузок, в том числе ветровых и весовой.

Корректировка расчетной схемы

В связи с тем, что по результатам расчета, гибкость стержней поясов и распорок оказались выше необходимого уровня, их необходимо раскрепить, путем введения дополнительных уголков. Для этого вводятся в геометрическую схему новые стержни с соответствующими им характеристиками для формирования распорок.

В пределах секций в текущей схеме раскосы не разбиты промежуточным узлом при их взаимном пересечении. Чтобы ввести дополнительные раскрепляющие элементы, необходимо получить промежуточный узел. Осуществить это можно при помощи операций с блоками. В секциях, в которых нужно произвести изменения, для начала выделяются 1 из 2 раскосов и объединяются в блоки с помощью кнопки, расположенной в меню «редактирование» - «операции с блоками» - «объединение в блок». После объединения, выделяются оставшиеся раскосы и так же собираются в блок (в окне рис. 8.4.60 поставить галочку «все отмеченные»). После чего выбрать пару блоков в колонке слева и во вкладке «пересечение» осуществить разрыв (рис. 8.4.61).

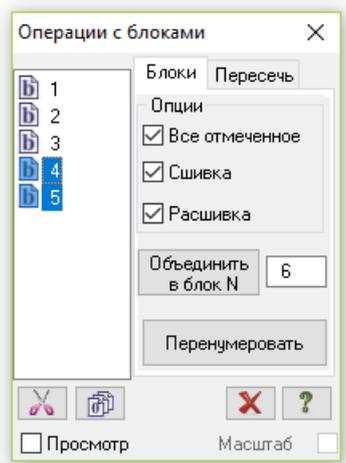


Рис. 8.4.60. Объединение в блоки

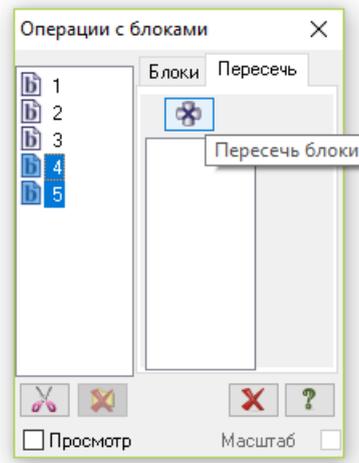


Рис. 8.4.61. Пересечение блоков

После выполнения процедуры на каждом пересечении раскосов появится узел-разрыв (рис. 8.4.62). Настоятельно рекомендуется выполнение упаковки схемы.

Ввиду несовершенства программного комплекса «ЛИРА», для разрыва поясов на высотной отметке, соответствующей точке пересечения раскосов, следует пользоваться хитростями. Суть ее проста: копируются точки пересечения раскосов влево и вправо от башни (рис. 8.4.63), после чего соединяются отрезком (рис. 8.4.64). Полученный элемент создается в один блок, пояс – в другой блок, после чего осуществляется пересечения (рис. 8.4.65).

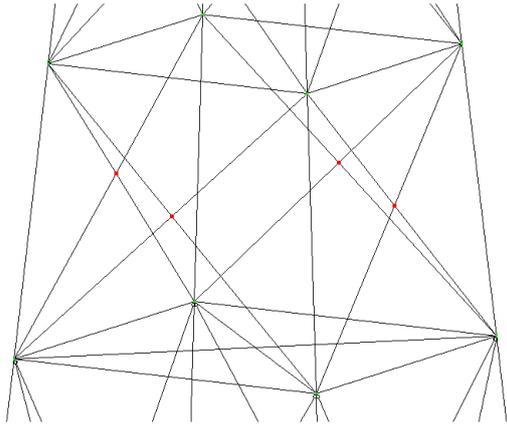


Рис. 8.4.62. Разрывы в пересечении раскосов

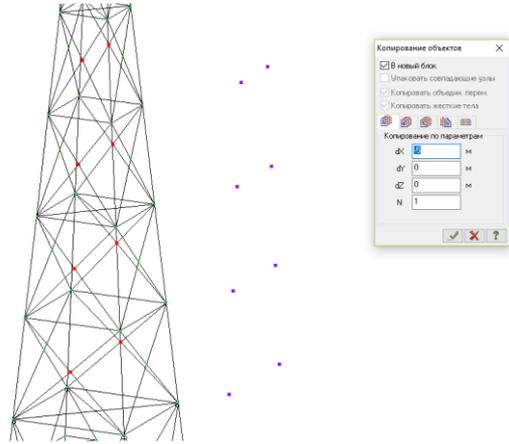


Рис. 8.4.63. Копирование узлов

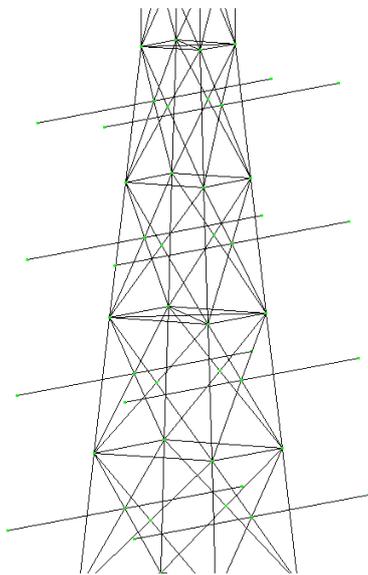


Рис. 8.4.64. Соединение точек

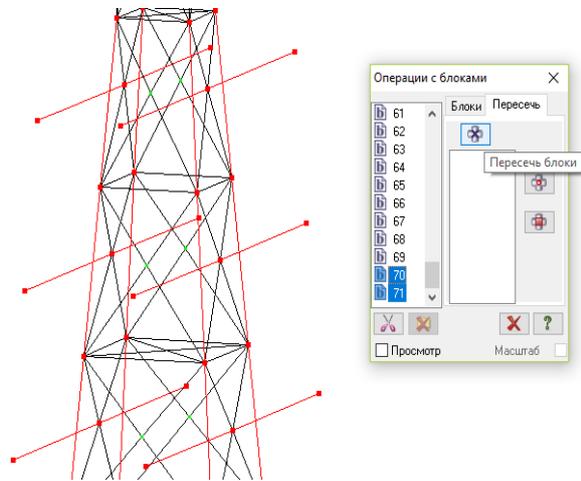


Рис. 8.4.65. Пересечение полученных отрезков с поясами

После осуществления вышеуказанной процедуры, необходимо выполнить упаковку схемы, поставив галочку «висячие узлы». В случае, если подобную операцию следует провести для вертикально направленных поясов, то следует воспользоваться функцией деления отрезка на 2 части, в результате которого будет получена искомая промежуточная точка.

Для решения проблем гибкости элементов диафрагм, следует изменить их конструкцию вместо текущей перекрестной на клеточную (рис. 8.4.66). По предварительной оценке, необходимо обустройство дополнительной диафрагмы между 2 и 3 секциями.

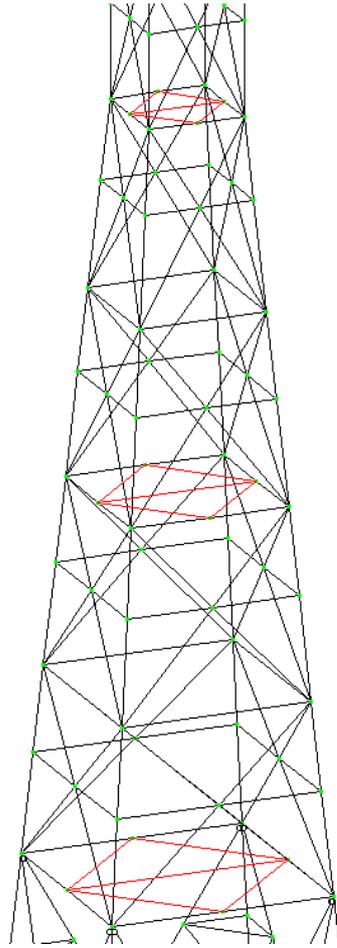


Рис. 8.4.66. Обновленная структура диафрагм

После геометрических изменений схемы, необходимо внести корректировки в нагрузки и жесткости. Следует привести результаты расчетов к требуемому виду (рис. 8.4.67).

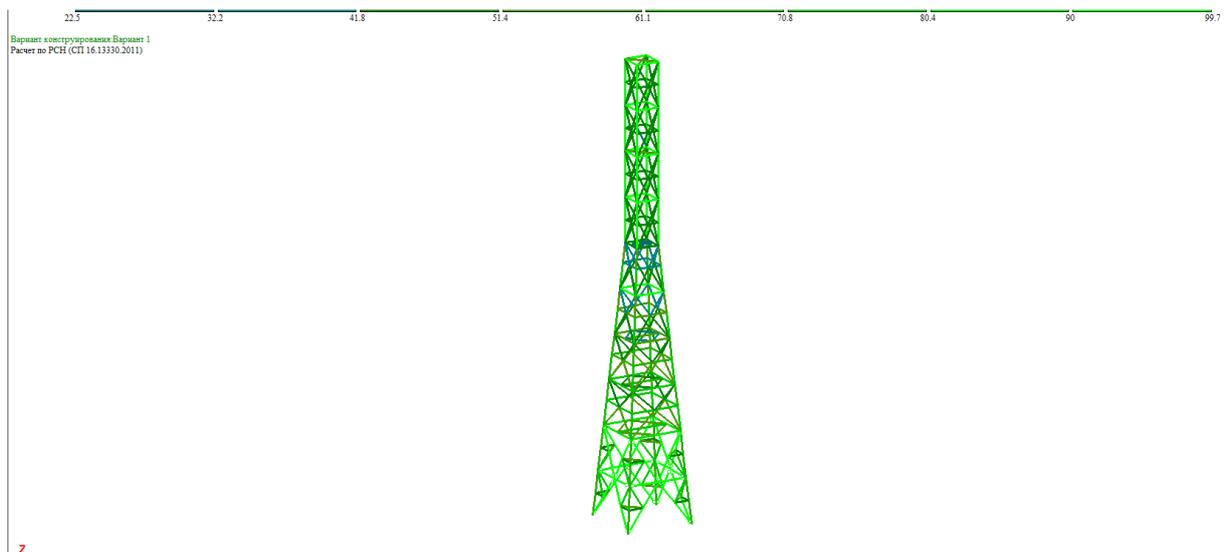


Рис. 8.4.67. Успешно пройденная расчетная схема по 2 ПС

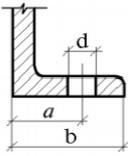
Основные результаты показывают, что при первом приближении рассматриваемая конструкция прошла проверку по 1 ПС, но выяснилось, что по 2 ПС условия не выполняются. В связи с этим в расчетную схему были внесены корректировки, направленные на снижение расчетных длин элементов, таких как пояса и распорки.

Результатами расчета являются сведения, которыми инженер-проектировщик устанавливает сечения всем основным элементам башенного сооружения, усилия, которые в них возникают (для расчета соединений), а также нагрузки на фундамент от 4 опор (для расчета непосредственно фундамента и опорного башмака).

После основного этапа расчета наступает этап расчета узлов конструкций. Основные из них: соединения поясов друг с другом через накладки, определение конфигурации соединений для раскосов и прочих элементов решетки, определение габаритов и крепежа для опорного башмака.

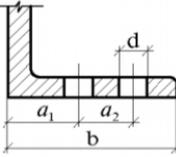
8.5. Расчеты узлов башенных конструкций

Расчет болтовых и сварных соединений удобно производить в программе «ЭС ПРИ», созданная разработчиками «ЛИРА-САПР». Фасонка, которая используется для соединения разных участков поясов, геометрически проектируется, исходя из расположения и диаметра болтов (рис. 8.5.1 и 8.5.2)



Однорядное расположение			
b, мм	a, мм	d, мм не более	
		для болтов по ГОСТ	
		7798-70*	22353-77
50	30	15	-
56			-
63	35	19	-
70			-
75	45	23	-
80			-
90	50	28	28
100*	60		
110			
125	75		

Рис. 8.5.1. Однорядное расположение болтов на уголке



Двухрядное расположение					
b, мм	Порядок расположения отверстий	Риски		d, мм не более	
		a ₁ , мм	a ₂ , мм	для болтов по ГОСТ	
				7798-70*	22353-77
125*	Шахматный	55	35	23	–
140	Рядовой		55	19	–
	Шахматный	60	45	28	–
160*	Рядовой	65	65	23	–
	Шахматный		60	–	–
180	Рядовой		75	28	28
	Шахматный		70		
200**	Рядовой, шахматный	80	80		
220		90			
250**		90	100		

Рис. 8.5.2. Двухрядное расположение болтов на уголке

Толщина фасонки назначается, исходя из данных табл. 8.5.1.

Таблица 8.5.1

Назначение толщины фасонки

Наибольшее расчетное усилие в стержнях решетки, кН	До 150	150-250	250-400	400-600	600-1000	1000-1400	1400-1800	Более 1800
Толщина фасонки, мм	6	8	10	12	14	16	18	20

После выполнения общего расчета башни в ПК «ЛИРА» на вкладке «Анализ» можно вывести показатели напряженно-деформированного состояния для каждого элемента конструкции в виде мозаики. Определяющим будут показатели продольных усилий N. Для этого нужно нажать на кнопку «Мозаика N» (рис. 8.5.3).

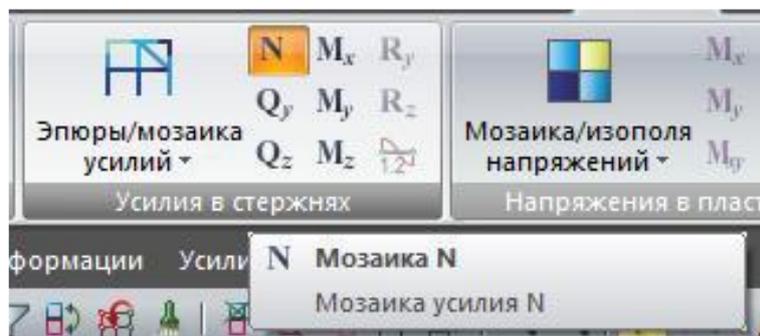


Рис. 8.5.3. Активация результатов N в виде мозаики

Рассмотрим в качестве примера узел сопряжения через фасонку поясов 1 и 2 секций в наиболее опасном нагружении (вес + пульсационный ветер) (рис. 8.5.4).

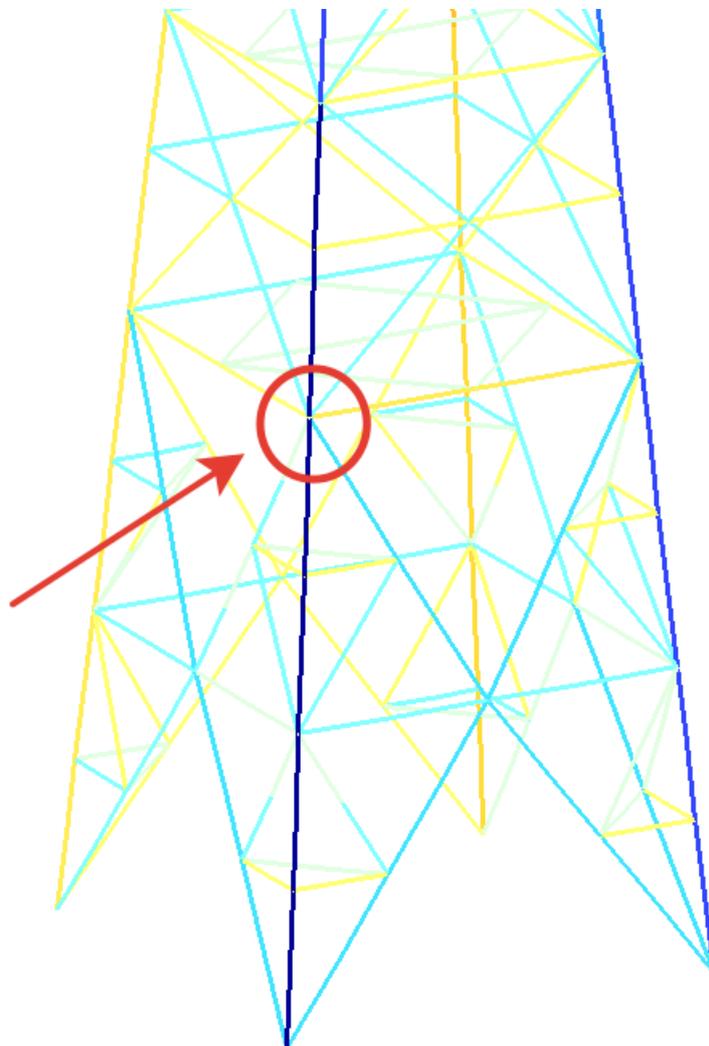


Рис. 8.5.4. Рассматриваемый узел сопряжения поясов

Продольное усилие в поясе составляет 42,91 кН. В программе «ЭСПРИ» последовательно надо заполнить данные, располагающиеся на трех разных вкладках. На первой вкладке общие данные, включающие указания типа соединения, условий эксплуатации, норм, типа болтов. В нашем случае расположение болтов двухрядное нахлесточное через фасонку (рис. 8.5.5).

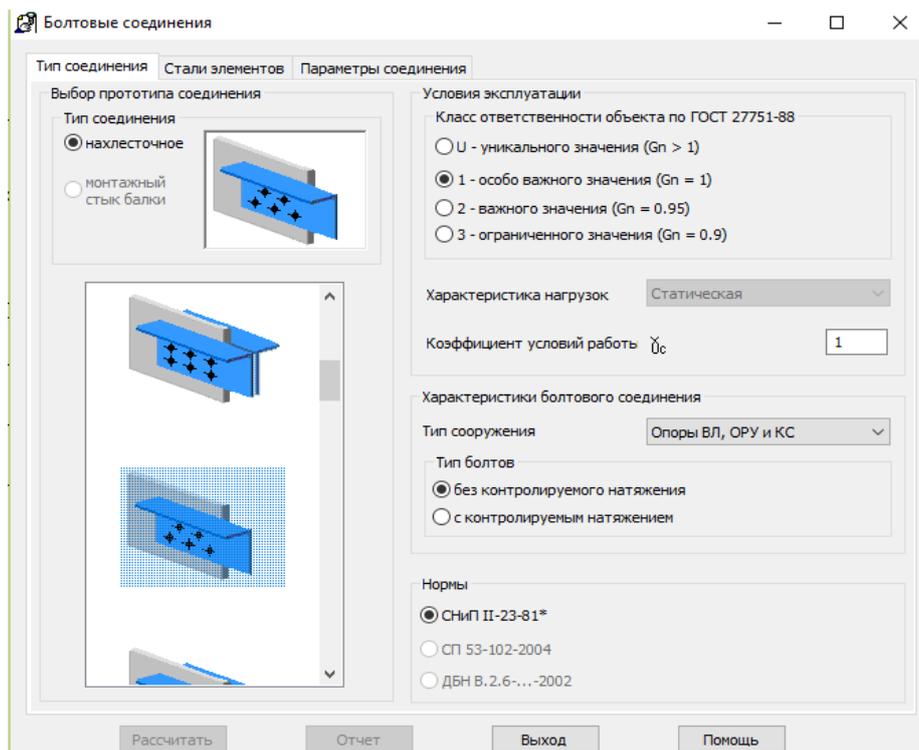


Рис. 8.5.5. Расчет болтовых соединений. Вкладка «Тип соединения»

Во второй вкладке «Стали элементов» назначаются материалы, профиля и условия эксплуатации, которые будут задействованы в расчете (рис. 8.5.6).

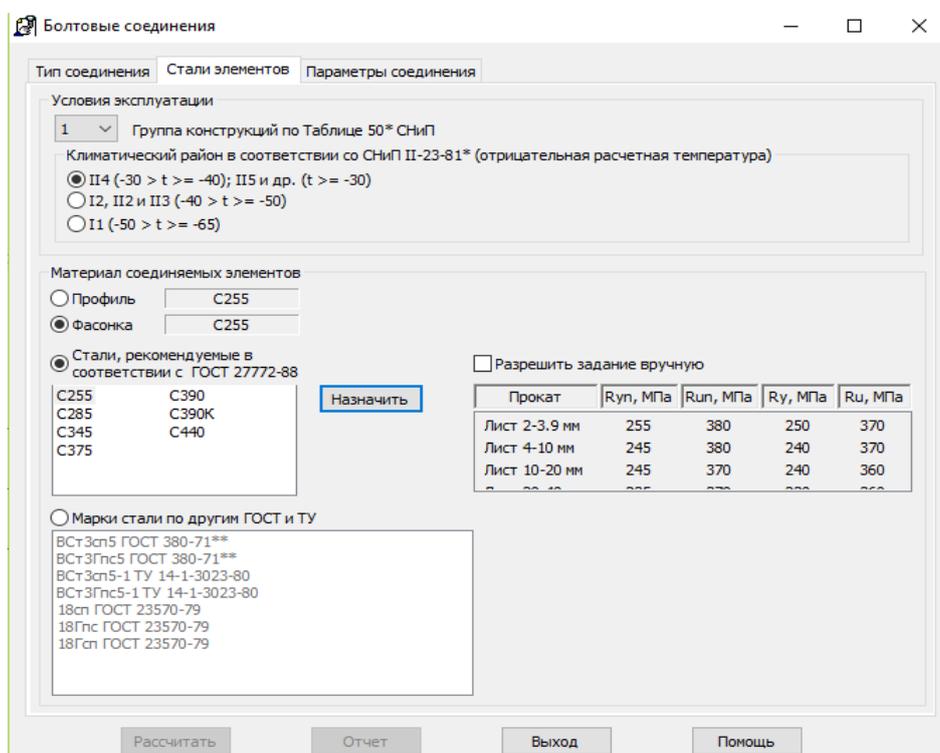


Рис. 8.5.6. Расчет болтовых соединений. Вкладка «Стали элементов».

В третьей вкладке назначаются параметры соединения, которые заполняются, исходя из данных расчетной схемы. Пояс состоит из уголка 140x140x12, усилие 42,91 кН, следовательно, толщина фасонки составляет 6 мм. Однако, тоньше, чем толщина уголка, фасонку принимать не рекомендуется, принимаем 12 мм. Класс точности болтов – В. Диаметр болтов – 16 мм. Конструктивно принимаем 12 болтов. Результат расчета и конфигурация соединения на рис.8.5.7.

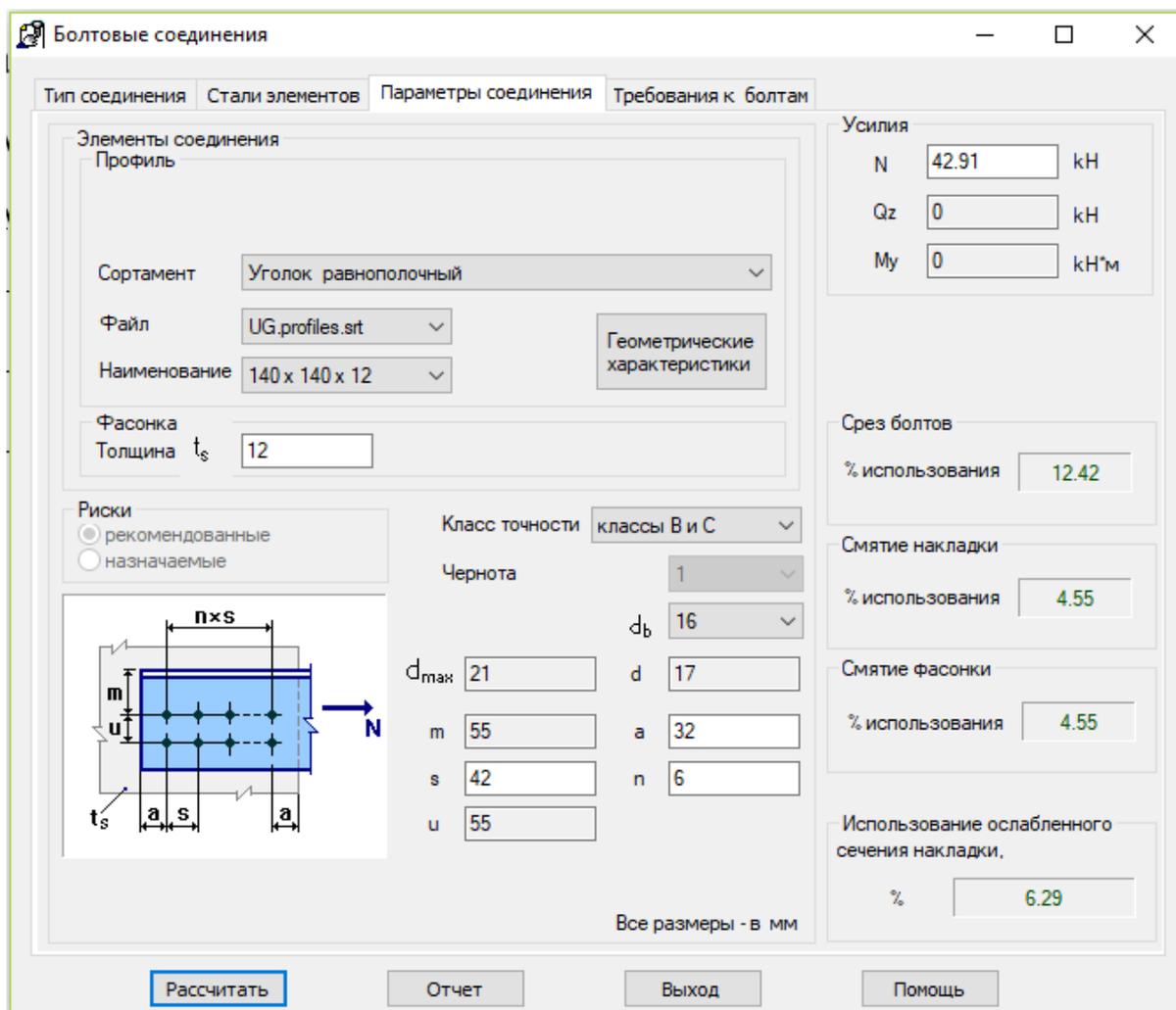


Рис. 8.5.7. Расчет болтовых соединений в «ЭСПРИ». Вкладка «Параметры соединения».

По результатам расчета, данное соединение гарантированно выдержит предполагаемые нагрузки, так как процент использования – 12,42 % по срезу болтов. Аналогично в этой программе рассчитываются и другие болтовые узлы конструкции.

Расчет опорного башмака

Ввиду несовершенства программного комплекса «ЛИРА» просчет сложных составных узлов в ней методом конечных элементов невозможен. Расчет опорного башмака осуществляется другими программами, например, SolidWorks.

Этот программный комплекс направлен на проектирование конструкций машиностроения, однако также подходит и для стальных конструкций. Поэтому просчет узлов удобно производить непосредственно в ходе проектирования всей конструкции (рис. 8.5.8).

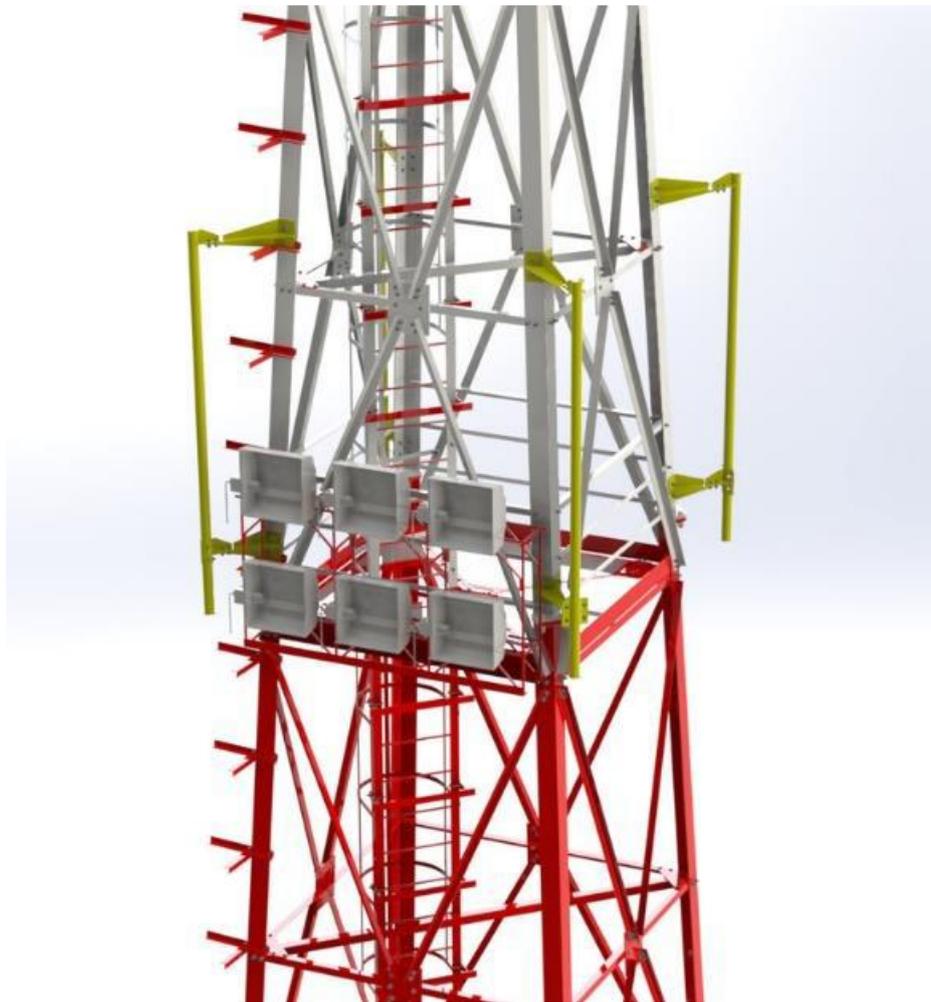


Рис. 8.5.8. Участок башни, спроектированный в SolidWorks

Проектирование удобнее всего начинать с очертания геометрической схемы, точно такой же, какая была изображена ранее в «ЛИРА». Рекомендуется подход проектирования по принципу «снизу – вверх», в котором все начинается с первой (нижней) секции.

Проектирование узла башмака

Как было отмечено выше, начинается проектирование с создания геометрической схемы. Для ее реализации пользователь должен создать новую сборку, после чего выбрать «трехмерный эскиз» (рис. 8.5.9)

Программа переключится в режим трехмерного эскиза, после чего требуется начертить саму геометрическую схему с помощью инструмента «осевые линии» (рис. 8.5.10). Выбор плоскостей, в которых нужно проводить линии, происходит нажатием клавиши TAB. Горизонтальной плоскостью является XoZ .

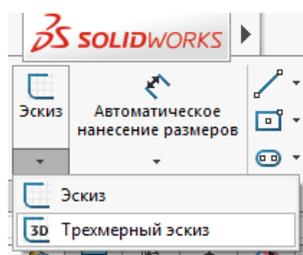


Рис. 8.5.9. Кнопка создания «трехмерного эскиза»

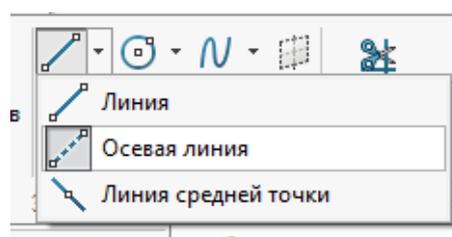


Рис. 8.5.10. Кнопка инструмента «Осевая линия»

Верхнее и нижнее основание удобно производить инструментом «прямоугольник из центра» (рис. 8.5.11). Ширина квадратного основания равно 4,5 м, а верхнего – 4 м. Созданные граничные узлы взаимосоединяются «осевыми линиями».

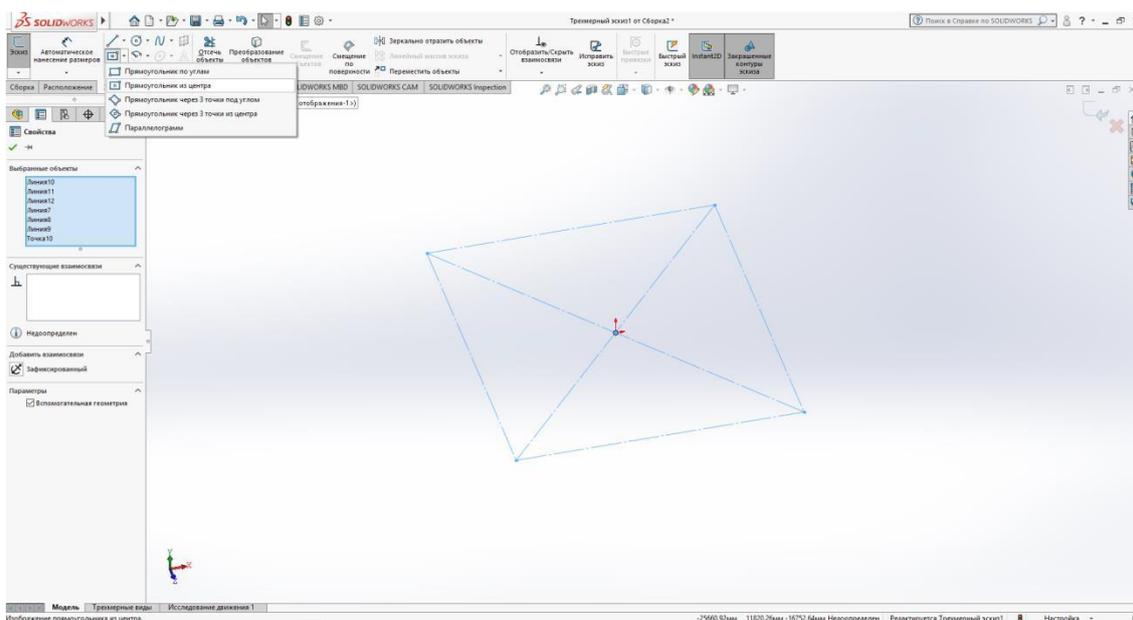


Рис. 8.5.11. Создание нижнего основания геометрической схемы

Конечный результат геометрической схемы для 1 секции на рис. 8.5.12. Следующим шагом является создание для сборки узла башмака отдельных компонентов – деталей, таких как опорная плита, уголок пояса, ребра жесткости.

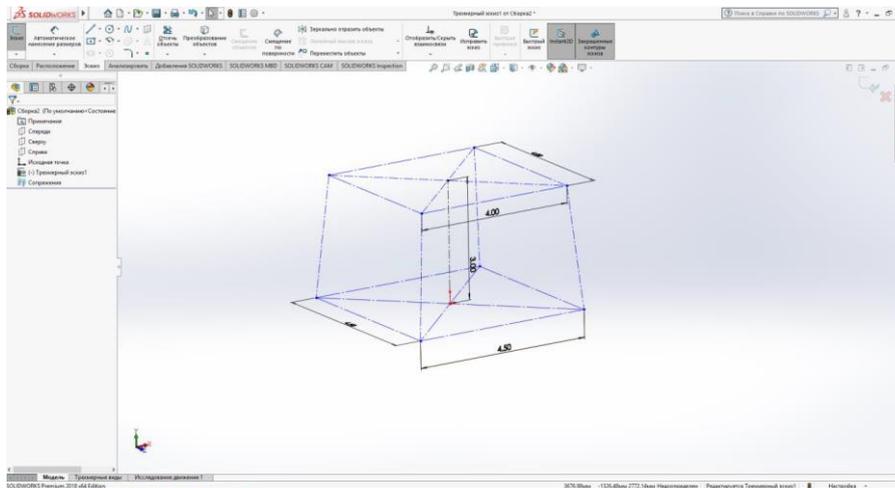


Рис. 8.5.12. Геометрическая схема первой секции

После того, как будет сформирован опорный узел башни (рис. 8.5.13) и расставлен крепеж (включая указание материалов), можно приступать непосредственно к назначению усилий в раскосах и поясе, согласно полученным данным расчета в ПК «ЛИРА». Пояс крепится к ребрам четырьмя болтами M24, раскосы – двумя болтами M12.

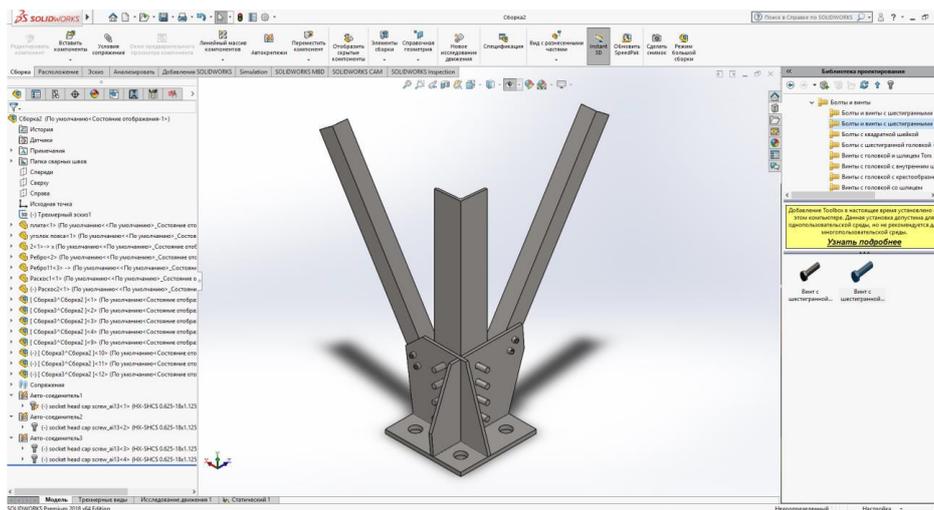


Рис. 8.5.13. Готовый опорный узел

Расчет опорного узла

В поясе продольное усилие N равно 44,2 кН (рис. 8.5.14), в раскосах – 9,1 и 7,6 кН соответственно на сжатие.

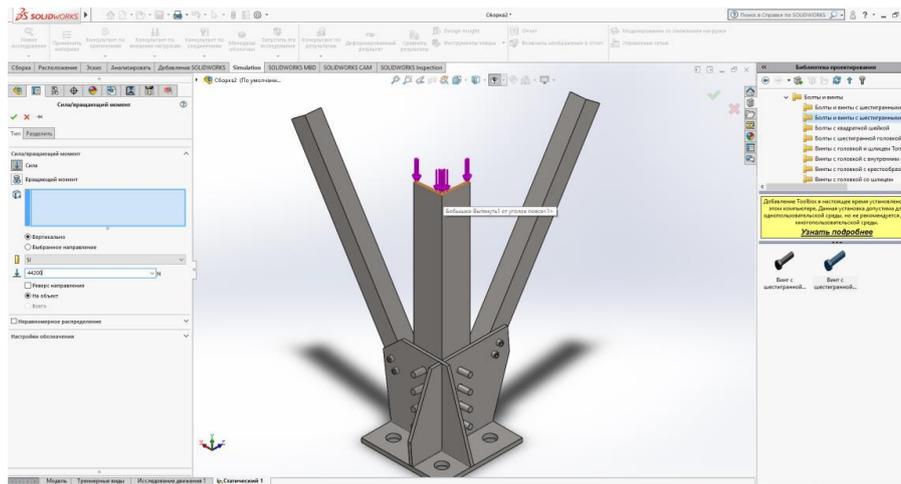


Рис. 8.5.14. Назначение сжимающего продольного усилия N в поясе

Опорная плита соприкасается с оголовком фундамента, который проектируется по результатам расчета в ПК «ЛИРА», выбирается самый максимальный показатель сжатия и отрыва (рис. 8.5.15). Это показатель равен 57 кН. Как вариант, удобно использовать программу BASE для расчета столбчатого фундамента. При расчете опорного узла в SolidWorks необходимо нижнюю грань плиты задать как неподвижную («зафиксированная геометрия») в разделе «крепления» дерева построения расчета (рис. 8.5.16).

Для проведения самого расчета требуется создать сетку конечных элементов, беря в учет правило, что чем мельче она – тем точнее будет результат расчета, однако на этот процесс будет затрачено больше времени. Для начала построения выбрать команду «сетка» - «построение сетки» (рис. 8.5.17).

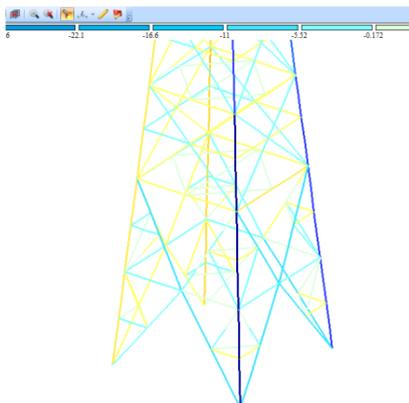


Рис. 8.5.15. результаты воздействия на оголовки фундамента

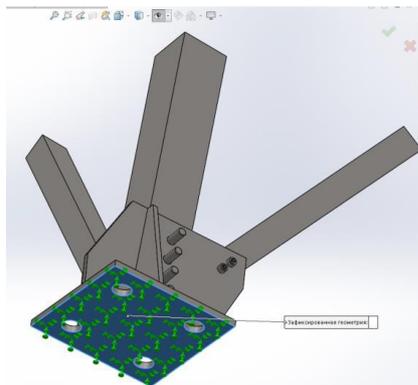


Рис. 8.5.16. Назначение граничных условий для плиты



Рис. 8.5.17. Полученная сетка

Выполнение расчета происходит при нажатии заголовка задачи правой кнопкой мыши – «выполнение».

Анализ данных

После выполнение расчета в графическом окне программы будет наглядно представлена мозаика напряжений и перемещений совместно с числовыми результатами (рис. 8.5.18). Наиболее уязвимыми зонами являются места концентрации напряжений, расположенные рядом с отверстиями в болтовых соединениях.

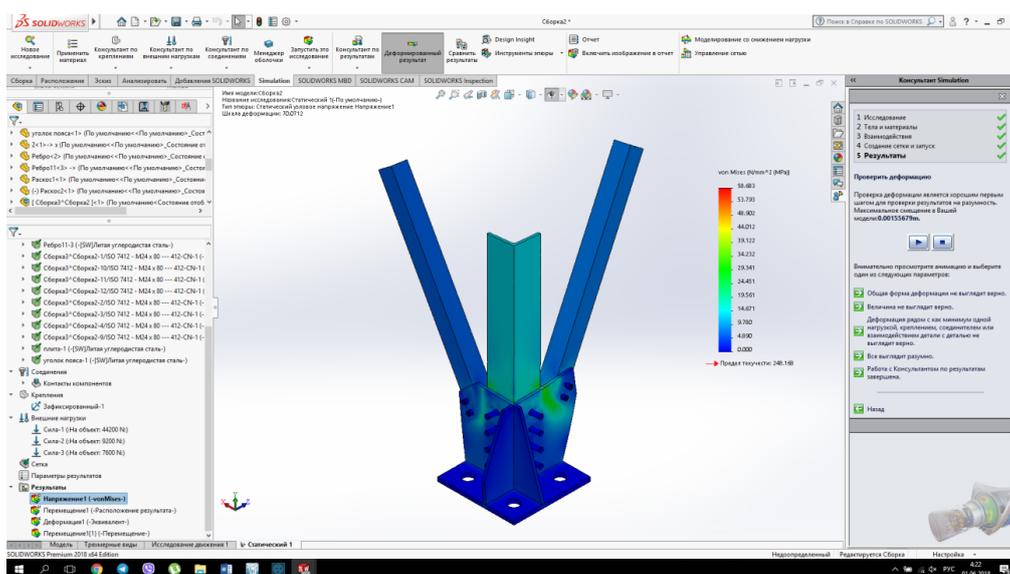


Рис. 8.5.18. Мозаика напряжений опорного узла

Выводы по главе 8:

1. На основе проведенного анализа можно выделить основные элементы башенных (антенно-мачтовых) сооружений, от которых в первую очередь зависит несущая способность конструкции или они имеют наибольшее напряженное состояние: пояса, раскосы, шпренгели, распорки, диафрагмы жесткости.

2. Разработана расчетная модель башенного/антенно-мачтового сооружения с привязкой к конкретному месту строительства. Исходные данные для расчета: район строительства – г. Москва, что соответствует III району по весу снегового покрова, I району по давлению ветра, II району по толщине стенки гололеда в соответствии картам СП 20 «Нагрузки и воздействия» с расчетной температурой наиболее холодной пятидневки выше - 20°C.

3. Исследовано напряженно-деформированное состояние АМС на основе данных, полученные в результате расчета в ПК «ЛИРА-САПР». Основные результаты показывают, что при первом приближении рассматриваемая конструкция прошла проверку по 1 ПС, но выяснилось, что по 2 ПС условия не выполняются. В связи с этим в расчетную схему были внесены корректировки, направленные на снижение расчетных длин элементов, таких как пояса и распорки.

4. Результатами расчета являются сведения, которыми инженер-проектировщик устанавливает сечения всем основным элементам башенного сооружения, усилия, которые в них возникают (для расчета соединений), а также нагрузки на фундамент от 4 опор (для расчета непосредственно фундамента и опорного башмака).

5. Приведены примеры расчета узлов, имеющих сложные напряженно-деформированное состояния: соединение стыков поясов через фасонку и опорный башмак.

Вопросы для самопроверки

1. В чём ключевое отличие висячих покрытий от традиционных по распределению усилий и какие материалы используются для пролётных элементов?

2. В чём заключается различие между башнями и мачтами по схеме работы: консольная для башен и балка на упругих опорах для мачт?

3. Объясните преимущества арок для больших пролётов и как уменьшается горизонтальный распор при увеличении радиуса очерта-ния.

4. В чём заключаются конструктивные особенности решётчатых башен для обеспечения пространственной жёсткости?

5. Перечислите типы оболочек большепролётных покрытий и материалы их изготовления.

6. Назовите элементы висячих покрытий (пролётная конструкция, опорные устройства) и их функции при передаче распора.

7. Какие виды вантовых покрытий существуют по расположению вант и когда применяются мембранные?

8. Почему в башнях и мачтах ветровые нагрузки доминируют над собственным весом при расчёте?

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В учебном пособии обобщены фундаментальные сведения о металлических конструкциях как основе строительной индустрии. Рассмотрены преимущества материалов, включая высокую несущую способность и скорость монтажа, а также методы расчета на прочность и устойчивость согласно нормативам СП и ПО (SCAD, LIRA).

В отрасли сохраняются задачи по проектированию большепролетных покрытий и высотных сооружений, требующие знаний специфики металла. Для углубления компетенций рекомендуется изучение нормативной документации и особенностей конструирования узлов специальных конструкций. Важно понимать методы обеспечения прочности в экстремальных условиях и специфику листовых конструкций для решения нестандартных задач.

Освоение материала составляет важный этап формирования компетенций бакалавров направления подготовки 08.03.01 «Строительство». Выпускники получают навыки решения задач: от расчета соединений до проектирования каркасов. Использование ПК «ЛИРА-САПР» позволяет верифицировать ручные расчеты. Перспективы развития дисциплины связаны с углублением навыков компьютерного анализа, что будет подробно рассмотрено в последующих учебных изданиях по численному моделированию.

Данный курс закладывает базу для создания надежных конструкций и перехода к изучению передовых технологий моделирования.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 16.13330.2017. Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81. – М., 2017.
2. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85. – М., 2016.
3. Металлические конструкции. Общий курс : учеб. для вузов / Е. И. Беленя, В. А. Балдин, Г. С. Ведеников и др. ; под общ. ред. Е. И. Белени. – 6-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1985. – 560 с. : ил.
4. Доркин В. В., Рябцева М. П. Металлические конструкции: учебник / В. В. Доркин, М. П. Рябцева. – М. : ИНФРА-М, 2026. – 457 с. – (Среднее профессиональное образование). – ISBN 978-5-16-003631-1.
5. Проектирование металлических конструкций. Часть 2: учебник для вузов / С. М. Тихонов, В. Н. Алехин, З. В. Беляева и др.; под общ. ред. А. Р. Туснина. – М. : Перо, 2023. – 466 с.: ил., цв. ил., рис., табл. – ISBN 978-5-00171-440-8.
6. Проектирование металлических конструкций. Часть 1: учебник для вузов / С. М. Тихонов, В. Н. Алехин, З. В. Беляева и др.; под общ. ред. А. Р. Туснина. – М. : Перо, 2020. – 432 с. – ISBN 978-5-00171-441-5.
7. Белостоцкий А.М., Акимов П.А., Кайтуков Т.Б. Математическое и компьютерное моделирование в основе мониторинга зданий и сооружений. Учебное пособие. – М. : Изд. Дом АСВ, 2018. – 712 с.
8. Муханов К. К. Металлические конструкции: учебник для вузов. – Изд. 2-е, перераб. и доп. – 1976. – 504 с..
9. Барабаш М.С., Ромашкина М.А. Проектирование конструкций рабочей площадки в ПК ЛИРА-САПР. Учебное пособие. – М. : Изд. Дом АСВ, 2018. – 148 с.
10. Москалев Н.С., Пронозин Я.А., Парлашкевич В.С., Корсун Н.Д. Металлические конструкции, включая сварку. Учебник – М. : Изд. Дом АСВ, 2016. – 352 с.
11. Preparation of Polymer Coatings for Protection of Metal Structures from Corrosive Effects / V. V. Merkulov, G. A. Ulyeva, A. A. Yepaneshnikova, I. E. Volokitina // Structural Mechanics of Engineering Constructions and Buildings. – 2024. – Vol. 20, No. 4. – P. 311-330. – DOI 10.22363/1815-5235-2024-20-4-311-330. – EDN TYJZYZ.

12. Астахов, И. В. Оценка целесообразности учета податливости узлов металлических конструкций аутригера при расчете конструкций высотного здания / И. В. Астахов, Д. В. Калюжный // Вестник МГСУ. – 2024. – Т. 19, № 8. – С. 1285-1300. – DOI 10.22227/1997-0935.2024.8.1285-1300. – EDN BYDSVJ.

13. Гурбанов, Ы. Г. Металлические конструкции: типы, особенности проектирования и применение в строительстве / Ы. Г. Гурбанов, А. Гараджаев, А. Гундогдыев // Вестник науки. – 2024. – Т. 2, № 11(80). – С. 1237-1240. – EDN YLOOAF.

14. Соколов, М.П. Металлические конструкции в современном строительстве. Строительство и архитектура, 12(5), 24-31. 2018.

15. Петров, И.А., Иванов, А.В. Современные методы защиты металлических конструкций от коррозии. Коррозия и защита материалов, 15(4), 34-41. 2020.

16. Джонс, К.Л., & Смит, А.Д. Применение 3D-печати в строительстве металлических конструкций. Материалы и технологии, 27(7), 56-63. 2019.

17. Коррозионная активность углепластиков и защита металлических силовых конструкций в контакте с углепластиком / С. А. Каримова, Т. Г. Павловская, Д. В. Чесноков, Л. В. Семенова // Российский химический журнал. – 2010. – Т. 54, № 1. – С. 110-116. – EDN KVUFPS.

18. Шатов, А. П. Сварка и ремонт металлических конструкций с противокоррозионными покрытиями / А. П. Шатов, О. И. Стеклов, В. П. Ступников ; А. П. Шатов, О. И. Стеклов, В. П. Ступников. – Москва : Изд-во МГТУ им. Н. Э. Баумана, 2009. – ISBN 978-5-7038-3379-7. – EDN QNCLXT.

19. Харламов, И. В. Разработка САПР для расчета экономичности металлических конструкций с учетом эксплуатационных затрат / И. В. Харламов, В. В. Соколова, А. В. Барышников // Ползуновский вестник. – 2011. – № 1. – С. 219-222. – EDN OCSKHX.

20. Кикин А.И. Повышение долговечности металлических конструкций промышленных зданий. - 2-е изд., перераб. и доп. - М.:Стройиздат, 1984.- 3012с.

21. Горохов Е.В. Долговечность стальных конструкций в условиях реконструкции, - М.: Стройиздат, 1994. - 488 с.

Учебное электронное издание

ПОПОВА Марина Владиславовна
ЧИБРИКИН Данила Александрович
ТУЖИЛОВА Мария Валерьевна
и др.

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ
Компьютерное моделирование
металлических конструкций специальных сооружений

Учебное пособие

Издается в авторской редакции

Системные требования: Intel от 1,3 ГГц; Windows XP/7/8/10;
Adobe Reader; дисковод DVD-ROM.

Тираж 9 экз.

Издательство Владимирского государственного университета
имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых.
600000, Владимир, ул. Горького, 87.