

А.Р. Туснин, О.А. Туснина

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЁТ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ
КОНСТРУКЦИЙ**

Учебно-методическое пособие

Москва

2020

В учебно-методическом пособии рассмотрены вопросы работы балок, центрально-сжатых колонн и узлов, указанных конструкций. Представлены рекомендации по расчету и проектированию основных несущих конструкций балочной рабочей площадки. Изложена методика подбора сечения балок, колонн, расчета узловых соединений стальных конструкций.

Учебно-методическое пособие создано в соответствии с Федеральным государственным образовательным стандартом высшего образования для обучающихся по программе специалитета по специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений». Для студентов учреждений высшего образования.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	4
1. СТАЛЬ, КАК МАТЕРИАЛ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	4
2. МЕТОДЫ РАСЧЁТА СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ. НАГРУЗКИ. НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЁТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ	11
3. РАБОТА И РАСЧЁТ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ	20
4. РАБОТА И РАСЧЁТ ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ	41
5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ РАБОЧЕЙ ПЛОЩАДКИ	48
5.1. ПРИМЕР РАСЧЕТА.....	52
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	79

ВВЕДЕНИЕ

Учебное пособие предназначено для изучения теоретических основ работы стальных конструкций. Кроме этого пособие содержит методические рекомендации по выполнению курсового проекта, указания по расчету и проектированию основных несущих конструкций балочной клетки рабочей площадки. Пособие может использоваться не только при разработке курсового проекта, но и при проведении практических занятий по металлическим конструкциям.

1. СТАЛЬ, КАК МАТЕРИАЛ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Сталь это сплав железа с углеродом. Кроме этих основных компонентов в состав стали входят и другие химические элементы. В зависимости от влияния дополнительных химических элементов на свойства стали их делят на легирующие добавки и вредные примеси.

Сталь поликристаллический материал, она состоит из большого числа кристаллов или зёрен произвольно ориентированных друг относительно друга. Каждый кристалл (зерно) обладают анизотропными свойствами, однако наличие в стали множества мелких и по разному ориентированных зёрен ведёт к тому, что в среднем по всем направлениям сталь имеет одинаковые свойства. Зерна, образующие сталь, делятся на феррит, цементит и перлит.

Зерна феррита занимают основной объём стали, они состоят из чистого железа. Цементит это карбид железа FeC_3 . Перлит представляет собой смесь феррита и цементита. Феррит пластичный и относительно малопрочный материал, цементит хрупкий и прочный, а перлит обладает промежуточными свойствами. Наличие таких разных по свойствам зёрен в структуре стали проявляется в работе стали под нагрузкой.

Значительное влияние на структуру, а значит и на механические свойства стали оказывает скорость остывания. При быстром охлаждении зёрна очень мелкие, прочность стали получается больше, но пластичность её при этом снижается. Быстрое охлаждение стали называется закалкой. Для увеличения пластичности закалённой стали её нагревают до температуры выше 700 градусов, выдерживают некоторое время, а затем охлаждают с контролируемой скоростью. При этом снижаются напряжения между зёрнами, пластичность стали увеличивается, а прочность стали снижается незначительно. Эта термическая процедура называется отпуск.

Испытание стальных образцов на растяжение показало, что при нагружении до напряжений, равных пределу пропорциональности сталь работает упруго в соответствии с законом Гука, после снятия нагрузки на этой стадии деформации исчезают. С ростом напряжений выше предела пропорциональности начинают происходить сдвиги в отдельных зёрнах феррита, пропорциональность между деформациями и напряжениями нарушается. На этой стадии развитию плоскостей сдвига по всему образцу препятствуют более прочные зёрна перлита и цементита. Дальнейшее увеличение напряжений ведёт к тому, что плоскости сдвига пронизывают всё сечение. Деформации при этом растут без увеличения напряжений. На диаграмме появляется площадка текучести, длина которой составляет от 1,5 до 2,5%. Площадка текучести ограничивается из-за того, что развитие плоскостей сдвига сдерживается на границах зёрен. Ограничение распространения плоскостей сдвига требует для роста деформаций увеличения напряжений, а на диаграмме появляется участок, называемый стадией самоупрочнения. При приближении напряжений к временному сопротивлению в растягиваемом образце возникает утонение (шейка). При дальнейшем росте напряжений именно в шейке и происходит разрыв растягиваемого образца.

По прочности стали делят на три группы. Стали обычной прочности (предел текучести до 29 кН/см²), стали повышенной прочности (предел те-

кучести от 29 до 40 кН/см²), стали высокой прочности (предел текучести больше 40 кН/см²). На рис.1.1 показана диаграмма работы стали на растяжение.

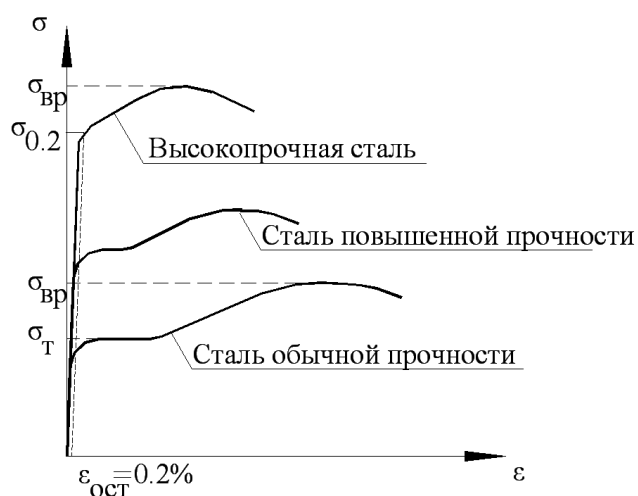


Рис.1.1. Диаграмма работы стали

Для определения механических свойств стали проводят испытания образцов на растяжение. При испытании на растяжение образцов из стали обычной прочности на диаграмме «деформация-напряжение» после упругого участка, где справедлив закон Гука, наблюдается при напряжениях, равных пределу текучести, площадка текучести. На площадке текучести деформации растут без увеличения напряжений. Протяжённость площадки текучести для таких сталей достигает 2,5%. При достижении напряжениями в образце временного сопротивления происходит разрыв стали. Удлинение при разрушении достигает 25%. Стали обычной прочности весьма пластичны, помимо протяжённой площадки текучести для них характерна значительная разница между пределом текучести и временным сопротивлением, которое составляет 0,6-0,7. Стали обычной прочности хорошо свариваются и имеют невысокую коррозионную стойкость.

Стали повышенной прочности – это или низколегированные стали, или термоупрочнённые углеродистые стали. Эти стали менее пластичны. Площадка текучести у них 1-1,5%, отношение предела текучести к временному сопротивлению 0,7-0,8. Сталь имеет высокую ударную вязкость,

что позволяет успешно использовать её при пониженных температурах эксплуатации.

Стали высокой прочности легированные и, как правило, термообработанные. Эти стали могут вообще не иметь площадки текучести на диаграмме растяжения. Для нормирования предела текучести используется напряжение, при достижении которого остаточная деформация составляет 0,2%. Отношение предела текучести к временному сопротивлению 0,8-0,9, что требует расчёта этих сталей только в упругой стадии.

Увеличение содержания углерода в стали ведёт к росту прочности, но снижает пластические свойства и свариваемость стали. В строительных сталях содержание углерода ограничено величиной 0,22%, что позволяет её надёжно сваривать, а сами строительные стали – это малоуглеродистые стали.

Кроме основных элементов (железа и углерода) в состав стали входят и другие компоненты. В зависимости от влияния на свойства стали химические элементы делятся на легирующие добавки и вредные примеси.

В качестве легирующих добавок используются кремний (С), марганец (Г), медь (Д), хром (Х), никель (Н), ванадий (Ф), молибден (М), алюминий (Ю), азот (А). Буквы, указанные в скобках, используются для условного обозначения легирующего элемента в марке стали. Стали, в состав которых входят легирующие элементы называются легированными сталями.

Основное назначение легирующих элементов улучшить механические свойства стали. Чаще всего легирующие элементы увеличивают прочность стали. Некоторые элементы, увеличивая прочность, снижают пластичность (например, кремний, марганец, медь). Ряд элементов используется для увеличения коррозионной стойкости стали. Азот в виде химических соединений с легирующими элементами (нитридами) способствует получению мелкозернистой структуры стали и улучшению механических характеристик.

Вредными примесями являются азот в несвязанном состоянии, кислород, водород, которые повышают хрупкость стали. Сера, образуя легкоплавкое сернистое железо, способствует образованию трещин при повышенной температуре (красноломкость). Фосфор образует твёрдый раствор с ферритом, повышая хрупкость стали при пониженных температурах (хладноломкость). Однако при наличии алюминия фосфор может играть легирующую роль, повышая коррозионную стойкость.

Ещё одной особенностью легированных сталей является их худшая свариваемость. Для оценки свариваемости легированной стали используют углеродный эквивалент, который позволяет привести содержание легирующих элементов к углероду. По величине углеродного эквивалента можно сделать вывод о том, как будет свариваться легированная сталь.

Сталь выплавляется в мартеновских печах и кислородных конвертерах. Второй способ выплавки значительно дешевле и производительнее. Мартеновская и конверторная стали имеют одинаковое качество, их используют в большинстве строительных конструкций. Наиболее качественную сталь получают в электропечах, но это самая дорогая сталь, она применяется только для самых ответственных элементов конструкций..

По тому, как ведёт себя сталь при кристаллизации, сталь бывает кипящая, спокойная и полуспокойная.

Кипящая сталь при разливке в изложницы кипит из-за интенсивного выделения растворённых в стали газов. Такая сталь более загрязнена и неоднородна. Наиболее неоднородна головная часть слитка, в ней наблюдается концентрация вредных примесей и углерода. Головную часть слитка (примерно 5% от общей массы), насыщенную примесями и дефектами, не используют, отрезают и направляют на переплавку. Кипящие стали плохо сопротивляются хрупкому разрушению и склонны к старению. В связи со свойствами кипящей стали её не используют для ответственных конструкций.

Для повышения качества стали её раскисляют, вводя в расплав кремний, алюминий или марганец, которые связывают кислород и образуют многочисленные очаги кристаллизации, следствием чего является мелкокристаллическая структура стали. Раскисленные стали не кипят при разливке и называются спокойными. Для обеспечения гарантированных свойств стали от слитка отрезают примерно 15%. Спокойные стали более однородные и менее хрупкие, чем кипящие стали, хорошо свариваются и сопротивляются динамическим воздействиям. Такие стали дороже, чем кипящие и используются для ответственных конструкций.

Промежуточное положение между кипящими и спокойными сталями занимают полуспокойные, которые раскисляются меньшим количеством раскислителя, что и определяет свойства полуспокойных сталей.

В стальных конструкциях при эксплуатации возникают напряжения, которые можно классифицировать следующим образом:

1. Основные напряжения - напряжения от расчётных нагрузок, полученные расчётом принятой расчётной схемы конструкции. Используются при проектировании конструкции.

2. Дополнительные напряжения – возникают в элементах конструкций из-за наличия дополнительных связей, неучтённых в расчётной схеме и отличия фактической конструкции от идеализированной расчётной схемы. Дополнительные напряжения при правильно выбранной расчётной схеме, как правило, невелики. При допустимости пластических деформаций эти напряжения не учитываются, а при расчёте с учётом возможного хрупкого разрушения их необходимо учитывать. Учёт дополнительных напряжений для некоторых конструкций, где их влиянием пренебречь нельзя, осуществляется за счёт использования коэффициента условий работы конструкции. Учитывают эти напряжения в нормах расчёта и при определении коэффициента продольного изгиба, что обусловлено более ранним наступлением пластических деформаций.

3. Местные напряжения действуют на отдельных ограниченных участках конструкции. В конструкциях возникает два вида таких напряжений. Во-первых, местные напряжения могут возникать в результате локального силового воздействия (например, сосредоточенная сила на балку). Эти напряжения учитываются при проектировании конструкции. Во-вторых, местное увеличение напряжений, возникающее при концентрации напряжений. Эти напряжения при нормальной температуре и статической нагрузке не учитываются.

4. Начальные напряжения – действуют в конструкции из-за пластических деформаций, возникающих при прокатке, сварке, сборке и монтаже конструкции. Начальные напряжения уравновешены в конструкции. Они влияют на деформации конструкции, а из-за развития пластических деформаций их влияние на прочность конструкции не учитывается. При расчёте конструкций на устойчивость остаточные напряжения учитывают при нормировании коэффициента продольного изгиба.

5. Предварительные напряжения – напряжения, действующие в ненагруженной конструкции из-за её предварительного напряжения. При расчёте эти напряжения учитываются.

Сложное напряжённое состояние возникает при действии двух или трёх главных напряжений. При сложном напряжённом состоянии пластические деформации наступают при напряжениях отличных от предела текучести одноосного напряжения. Так при двухосном напряжении однозначные напряжения в двух направлениях вызывают повышение предела текучести и снижают пластичность металла. При разнозначных напряжениях предел текучести уменьшается, а пластичность металла увеличивается.

Для оценки влияния сложного напряжённого состояния используются разные теории прочности. Для металла, как упругопластического материала наиболее справедлива четвёртая или энергетическая теория прочности:

$$\sigma_{np} = \sqrt{(\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x \sigma_y - \sigma_x \sigma_z - \sigma_y \sigma_z + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2))}, \quad \text{где}$$

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ - нормальные напряжения, а $\tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz}$ - касательные напряжения в точке.

2. МЕТОДЫ РАСЧЁТА СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ. НАГРУЗКИ. НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЁТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ

В процессе проектирования строительных конструкций выполняется их расчёт. Цель расчёта - обоснование сечений элементов, проверка прочности, устойчивости и жёсткости конструкции. Конструкция должна полностью удовлетворять всем эксплуатационным требованиям. При расчёте конструкций необходимо выполнение противоречивых требований. С одной стороны конструкция должна быть экономичной (минимальный расход металла, низкая трудоёмкость, стоимость изготовления и монтажа). С другой стороны иметь высокую надёжность в течение всего периода эксплуатации с учётом конкретных условий работы, иметь определённые резервы, учитывающие возможное случайное превышение нагрузок, неблагоприятное отклонение свойств материалов, отличие действительной работы конструкции от теоретической модели.

Расчёт конструкций производят с использованием положений сопротивления материалов, теории упругости и строительной механики. Расчётом получают внутренние усилия и перемещения, возникающие в конструкции от приложенных к ней нагрузок. С развитием вычислительной техники и численных методик можно рассчитать любую даже самую сложную конструкцию.

Для успешного расчёта необходимо создать расчётную схему близкую к рассчитываемой конструкции, правильно задать нагрузки, действующие на конструкцию, а после расчёта оценить усилия (напряжения) и перемещения. Кроме того, необходимо обеспечить требуемую надёжность кон-

струкции в течение всего срока эксплуатации. Все эти вопросы решаются выбором соответствующей методики расчёта конструкций.

Исторически первым был метод расчёта по допускаемым напряжениям. Суть метода состоит в том, чтобы напряжения в элементах конструкции не превышали допускаемого напряжения: $\sigma_n \leq [\sigma] = \sigma_T / k$, где σ_n - напряжения в элементе конструкции, σ_T - предел текучести, k - коэффициент запаса. Напряжения в конструкции определялись от нормативной нагрузки, т.е. нагрузки, действующей при нормальных условиях эксплуатации. Предел текучести определяется его значением, установленным в технических условиях на поставку металла. Коэффициент запаса назначался с учётом опыта проектирования и эксплуатации. Для металлических конструкций он составлял 1,8-2,0. Существенным недостатком данной методики является непонятная природа коэффициента запаса.

В 1955 году был разработан метод расчёта конструкций по предельным состояниям. Главное в этой методике учёт изменчивости свойств материала и действующей на конструкцию нагрузки. Вместо единственного коэффициента запаса введён ряд коэффициентов, значения которых обоснованы методами математической статистики.

Предельным состоянием конструкции называется такое состояние, при котором она перестаёт удовлетворять эксплуатационным требованиям.

Предельные состояния разделяют на две группы:

- первая группа включает предельные состояния, которые ведут к полной непригодности к эксплуатации конструкций, оснований (зданий или сооружений в целом) или к полной (частичной) потере несущей способности зданий и сооружений в целом;

- вторая группа включает предельные состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию конструкций (оснований) или уменьшающие долговечность зданий (сооружений) по сравнению с предусматриваемым сроком службы.

Предельные состояния первой группы характеризуются:

- разрушением любого характера (например, пластическим, хрупким, усталостным) (1a);
- потерей устойчивости формы, приводящей к полной непригодности к эксплуатации (1b);
- потерей устойчивости положения (1c);
- переходом в изменяемую систему (1d);
- качественным изменением конфигурации (1e);
- другими явлениями, при которых возникает необходимость прекращения эксплуатации (например, чрезмерными деформациями в результате ползучести, пластичности, сдвига в соединениях, раскрытия трещин, а также образованием трещин) (1f).

Предельные состояния второй группы характеризуются:

- достижением предельных деформаций конструкций (например, предельных прогибов, поворотов) или предельных деформаций основания (2a);
- достижением предельных уровней колебаний конструкций или оснований (2b);
- образованием трещин (2c);
- достижением предельных раскрытий или длин трещин (2d);
- потерей устойчивости формы, приводящей к затруднению нормальной эксплуатации (2e);
- другими явлениями, при которых возникает необходимость временного ограничения эксплуатации здания или сооружения из-за неприемлемого снижения их срока службы (например, коррозионные повреждения) (2f).

Обозначения, указанные у предельных состояний, приняты в соответствии с действующими нормативными документами.

Первое предельное состояние возникает при нарушении условия: $N \leq [N]$, где N - усилие, возникающее в элементе от внешних воздействий, $[N]$ - предельное усилие, выдерживаемое элементом. При наступлении 1

предельного состояния эксплуатация конструкции полностью прекращается из-за возможного обрушения конструкции. За всё время службы сооружения 1 предельное состояние не должно быть достигнуто ни разу. Поэтому N – это максимально возможная величина усилия, определённая от максимально возможной нагрузки на конструкцию, а $[N]$ – минимально возможная несущая способность элемента.

Второе предельное состояние возникает при нарушении условия: $f \leq [f]$, где f – перемещения конструкции от эксплуатационной нагрузки, $[f]$ – допустимые по условиям эксплуатации конструкции перемещения. Второе предельное состояние более мягкое, его достижение не ведёт к разрушению конструкции. Расчёт на второе предельное состояние ведут от нормативных нагрузок.

Важным является правильное определение нагрузок, действующих на конструкцию. Принципиальной особенностью нагрузок является их изменчивость. Несмотря на их случайный характер, нагрузки в методе предельных состояний используются в виде детерминированных вполне определённых значений. Для расчёта по методу предельных состояний используют два значения нагрузки – нормативную нагрузку и расчётную нагрузку.

Нормативная нагрузка это нагрузка наиболее характерная для данного воздействия. Для собственного веса конструкции нормативная нагрузка определяется её весом по проектным данным. Нормативная нагрузка от оборудования и транспортных средств назначается по их паспортным данным. Атмосферные воздействия специально исследуются и назначаются так, чтобы за весь период эксплуатации нагрузка на сооружение не имела более неблагоприятное значение, чем та, которая была принята при проектировании.

В качестве расчётной нагрузки принимается значение, как правило, превышающее нормативную нагрузку. В некоторых случаях в качестве расчётной принимается не большее, а меньшее значение (например, при

оценке устойчивости положения высотных сооружений, расчёте анкерных болтов и т.п.)

Расчётная и нормативная нагрузки связаны простой зависимостью: $\gamma_f = F / F_n$, где F – расчётная нагрузка, F_n – нормативная нагрузка, γ_f – коэффициент надёжности по нагрузке. Для назначения коэффициента надёжности по нагрузке проводят натурные наблюдения за изменчивостью нагрузки. На основании этих наблюдений для разных нагрузок установлены законы изменения нагрузок. Для большинства нагрузок характерна зависимость от очень многих случайных факторов, поэтому для описания закона изменения нагрузок часто используют закон распределения Гаусса или закон нормального распределения плотности вероятности значения нагрузок (рис.2.1): $p(F) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(F-F_m)^2}{2\sigma^2}}$, где F_m – среднее значение нагрузки или математическое ожидание, σ – среднеквадратичное или стандартное отклонение.

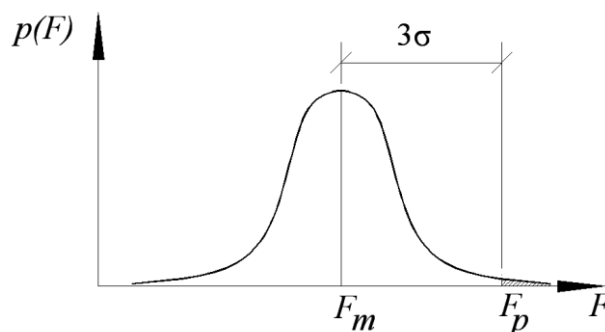


Рис.2.1. Кривая распределения нагрузки

На кривой Гаусса максимум соответствует математическому ожиданию величины, т.е. наиболее часто наблюдаемому значению. Если принять математическое ожидание в качестве нагрузки, то обеспеченность нагрузки составит 0,5, т.е. в 50% случаев нагрузка на конструкцию не превысит принятое значение. Этого совершенно недостаточно, чтобы обеспечить надёжную эксплуатацию конструкции, поэтому для назначения расчётной нагрузки задаются требуемой обеспеченностью нагрузки, а затем опреде-

ляют величину нагрузки, удовлетворяющую этим требованиям. Обеспеченность нагрузки может быть определена так: $\omega(F_p) = 1 - P(F_p)$, где

$P(F_p) = \int_{F_p}^{\infty} p(F)dF$ - вероятность появления нагрузки величиной превышающей F_p .

От величины принятой обеспеченности зависит значение расчётной нагрузки. При очень большой обеспеченности нагрузка будет большой (при обеспеченности 1 величина нагрузки стремится к бесконечности), что экономически нецелесообразно. В качестве обеспеченности в методе предельных состояний, удовлетворяющее условиям обеспечения надёжности эксплуатации и экономичности конструкции, принято значение 0,99865. Выбор этой величины соответствует отклонению от математического ожидания примерно в 3σ (σ – стандартное отклонение). Таким образом, при назначении расчётных нагрузок обеспечивается надёжность по нагрузке в 0,99865. Расчётная нагрузка может быть больше или меньше нормативной в зависимости от того большая или меньшая нагрузка опасны для конструкции. Величина коэффициента надёжности по нагрузке γ_f назначается в строительных нормах и определяется видом нагрузки.

В зависимости от продолжительности действия нагрузки делятся на постоянные и временные. Постоянная нагрузка действует весь период эксплуатации сооружения, к ней относятся собственный вес конструкций, вес грунта в засыпках, гидростатическое давление, предварительное напряжение.

Временная нагрузка меняется в процессе эксплуатации. В зависимости от продолжительности действия нагрузки временная нагрузка делится на длительную и кратковременную. К длительным нагрузкам нормы относят: вес временных перегородок; подливки и подбетонок под оборудование; вес стационарного оборудования; вес жидкостей и твёрдых тел, заполняющих оборудование; давление газа, жидкости, сыпучих тел в емкостях и трубопроводах; избыточное давление или разрежение при вентиляции шахт; нагрузки на перекрытия от складированных материалов и стел-

лажного оборудования в складских помещениях, холодильниках, зернохранилищах, книгохранилищах, архив и т.п.; температурные технологические воздействия от стационарного оборудования; вес слоя воды на водонаполненных покрытиях; вес отложений производственной пыли; полезная нагрузка на перекрытия с пониженным нормативным значением; вертикальные нагрузки от опорных и подвесных мостовых кранов с пониженным нормативным значением; снеговые нагрузки с пониженным нормативным значением, полученным умножением полного значения на коэффициент 0,7; температурные климатические воздействия с пониженными нормативными значениями; воздействия, вызванные деформациями основания без коренного изменения структуры грунта, а также оттаиванием вечномёрзлых грунтов; воздействия из-за усадки, ползучести, изменения влажности материала.

К кратковременным нагрузкам нормы относят: нагрузки от оборудования при его пуске, остановке и испытании, а также при его перестановке и замене; вес людей, ремонтных материалов при обслуживании и ремонте оборудования; полезная нагрузка на перекрытия зданий с полным нормативным значением; нагрузки от подъёмно-транспортного оборудования; снеговые нагрузки с полным нормативным значением; температурные климатические воздействия с полным нормативным значением; ветровые нагрузки; гололёдные нагрузки.

В моменты экстремальных воздействий на конструкции действуют особые нагрузки, к которым относятся: сейсмические; взрывные; нагрузки, возникающие при резком нарушении технологического процесса или неисправности оборудования; нагрузки при деформациях основания из-за коренного изменения структуры грунта (замачивание просадочного грунта) или осадок его в районах горных выработок и карстовых территориях.

На сооружение, как правило, действует не одна, а несколько нагрузок. Для определения наиболее неблагоприятного воздействия необходимо учесть их взаимное действие на конструкцию, т.е. сформировать сочетания

нагрузок, действующих на конструкцию. Для учёта изменчивости нагрузки каждая из нагрузок включается в сочетание с коэффициентом сочетания ψ , который определяется продолжительностью действия нагрузки и видом сочетания. Существует два вида сочетаний – основные и особые. Основные сочетания включают постоянную и одну или несколько временных нагрузок. Особые сочетания – постоянную, одну или несколько временных и одну особую нагрузку. Постоянная нагрузка во всех сочетаниях присутствует с коэффициентом сочетания 1, т.к. во время эксплуатации здания не меняется. При одной временной нагрузке в сочетании её величина учитывается с коэффициентом сочетания 1, если их число две и более, то временные нагрузки включаются в сочетание умноженными на коэффициенты сочетаний (см. нормы на проектирование), меньшие единицы.

Кроме факторов, учитывающих природу нагрузки и её изменчивость, при определении расчётных воздействий на конструкцию учитывают назначение, ответственность и длительность эксплуатации сооружения. Эти факторы плохо поддаются математической оценке, для их учёта на практике используют директивно задаваемый коэффициент надёжности по назначению γ_n , на который умножают величину нагрузки. Коэффициент надёжности по назначению изменяется от 0,8 до 1,25, для более значимых и ответственных зданий и сооружений коэффициент надёжности по назначению больше.

С учётом сказанного о нагрузке расчётные усилия в элементе конструкции от n нагрузок можно записать в виде:
$$N = \sum_i^n (\gamma_{fi} \gamma_n \psi_i N_{ni}),$$
 где N_{ni} – усилие в элементе от нормативной нагрузки.

Для определения несущей способности элемента необходимо знать прочностные параметры материала. Характерными значениями для металла являются предел текучести и временное сопротивление. Многочисленные испытания позволили выявить законы распределения этих величин. Достаточно точно распределение данных параметров описывается стати-

стическим законом Гаусса или законом нормальным распределением (рис.2.2).

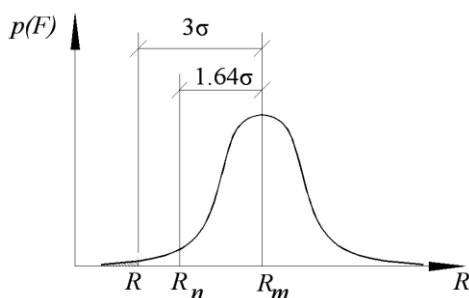


Рис.2.2. Кривая распределения прочностных свойств стали

При назначении нормативных сопротивлений принимается обеспеченность предела текучести и временного сопротивления 0,95 (95% испытанных образцов имеют предел текучести и временное сопротивление не меньше установленного нормативного сопротивления). Указанная обеспеченность нормативного сопротивления достигается при уменьшении его значения относительно математического ожидания на величину $1,64\sigma$. Нормативные сопротивления обозначаются: предел текучести – R_{yn} , временное сопротивление – R_{un} .

Нормативное сопротивление имеет обеспеченность недостаточную для надёжной работы конструкции. Кроме того, на величины предела текучести и временного сопротивления оказывают влияние место и способ выплавки стали, а также состав сырья. Для назначения расчётных сопротивлений, используемых при расчёте по первому предельному состоянию, накапливают данные различных производителей стали за длительный промежуток времени и после обработки получают закон распределения, который позволяет назначить расчётные сопротивления с требуемой обеспеченностью. Как и для нагрузки, обеспеченность расчётных сопротивлений устанавливается на уровне 0,99865, что соответствует отклонению в 3σ (три стандартных отклонения). Переход от нормативных к расчётным сопротивлениям осуществляется следующим образом: $R_y = R_{yn} / \gamma_m$; $R_u = R_{un} / \gamma_m$, где γ_m коэффициент надёжности по материалу.

Для упрощения расчётной схемы, учёта факторов, не имеющих аналитического описания, приближённого учёта динамической нагрузки, учёта влияния несовершенств вводят коэффициент условия работы γ_c , на который умножают расчётные сопротивления.

Рассмотрим условие проверки первого предельного состояния на примере стержня растягиваемого силой N . Усилие в стержне можно представить в виде: $N = \gamma_f \gamma_n \psi N_n$, где N_n - усилие в стержне от нормативной нагрузки. Несущая способность стержня: $[N] = AR_{yn} \gamma_c / \gamma_m$, где A - площадь поперечного сечения. После подстановки условие для проверки первого предельного состояния выглядит так: $\gamma_f \gamma_n \psi N_n \leq AR_{yn} \gamma_c / \gamma_m$. Разделив левую и правую часть неравенства на A и выполнив простейшие преобразования получим: $\sigma_n \leq R_{yn} \gamma_c / (\gamma_m \gamma_f \gamma_n \psi)$, где $\sigma_n = N_n / A$. Приближённо можно считать, что $R_{yn} \approx \sigma_T$, тогда $\sigma_n \leq \sigma_T / k$, где $k = \gamma_m \gamma_f \gamma_n \psi / \gamma_c$. Таким образом, в отличие от метода расчёта по допускаемым напряжениям в методе расчёта по предельным состояниям коэффициент запаса разбит на составляющие, природа которых может быть достаточно полно изучена, эти коэффициенты по мере совершенствования методики расчёта могут корректироваться.

Наступлению предельного состояния соответствует равенство левой и правой частей предельного неравенства ($N = [N]$), т.е. одновременное совпадение двух случайных величины, имеющие высокую обеспеченность. С учётом этого надёжность конструкции даже в предельном состоянии высока и составляет не менее $1 - 0,00135^2 = 0,9999982$.

3. РАБОТА И РАСЧЁТ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Основным нормативным документов для расчёта и проектирования стальных конструкций является СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции», в нём дана классификация конструкций в зависимости от напряжён-

но-деформированного состояния, типа конструкций, условий эксплуатации, действующих нагрузок. Представлены рекомендации по проверке прочности и устойчивости конструкций и их элементов, сварных и болтовых соединений, конструктивные требования. В нормах содержатся справочные данные по прочностным свойствам стали, элементов соединений, коэффициенты для расчёта устойчивости и проверки прочности с учётом развития пластических деформаций.

Балки это стержневые элементы, работающие на изгиб. Для металлических балок характерно то, что их длина значительно превосходит высоту сечения. Балки широко используются в перекрытиях и покрытиях зданий и сооружений, а также в качестве несущих конструкций рабочих площадок и подкрановых конструкциях.

Основные типы сечений балок: двутавр, швеллер, квадратные и прямоугольные коробчатые сечения.

Для оценки эффективности использования материала в балках используют ядровое расстояние $\rho = W / A$. Чем больше величина ρ , тем эффективнее используемое сечение. Двутавровые и швеллерные сечения имеют большее ядровое расстояние по сравнению с аналогичными по несущей способности сплошными (круглыми или прямоугольными) и поэтому получили наибольшее распространение при изгибе в одной плоскости. Коробчатые сечения эффективны при изгибе в двух плоскостях и действии крутящих нагрузок.

По способу изготовления балки могут быть: прокатные, составные (сварные или на высокопрочных болтах), гнутые и гнутосварные, прессованные. Прокатные балки наиболее просты и технологичны, но имеют ограниченные размеры, они менее экономичны т.к. сечения относительно толстостенные из-за ограничений прокатки. Составные сечения можно делать практически любых размеров, такие балки имеют меньший расход металла, но более трудоёмки. Гнутые и гнутосварные профили широко применяются в качестве прогонов кровли и фахверковых ригелей. Прессо-

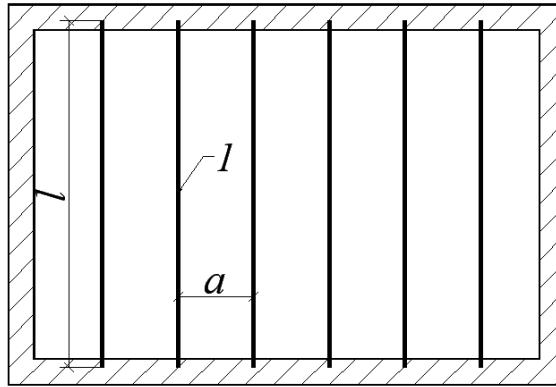
ванные балки выполняются из алюминиевых сплавов и применяются в ограждающих конструкциях.

По схеме статической работы балки делятся на однопролётные разрезные, консольные и многопролётные неразрезные. Разрезные и консольные балки - статически определимы, нечувствительны к осадкам опор и изменениям температуры. Наиболее просты в изготовлении и монтаже однопролётные разрезные балки. Неразрезные многопролётные балки статически неопределимы и имеют меньшую материалоемкость. Неразрезные балки статически неопределимые конструкции и поэтому чувствительны к осадкам опор и изменению температуры

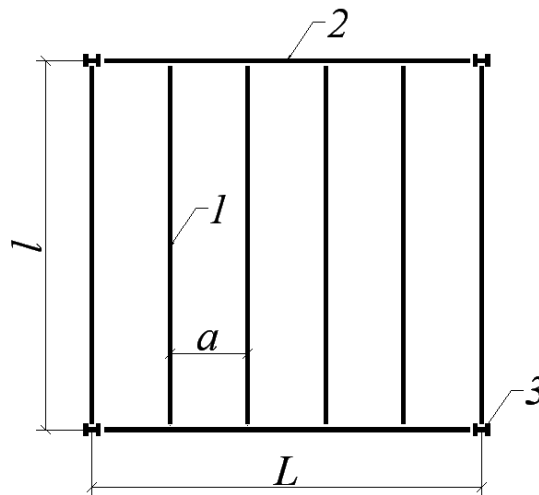
Балки часто применяются в виде балочных площадок, в которых балки воспринимают нагрузку, распределённую по площади. В зависимости от компоновки различаются следующие виды балочных площадок (рис. 3.1):

- упрощённая - состоит из балок настила, опирающихся на стены;
- нормальная - включает колонны, опёртые на них главные балки, на главные балки опираются балки настила;
- усложнённая - в отличие от нормальной на главные балки опираются второстепенные, а на них опираются балки настила.

а)



б)



в)

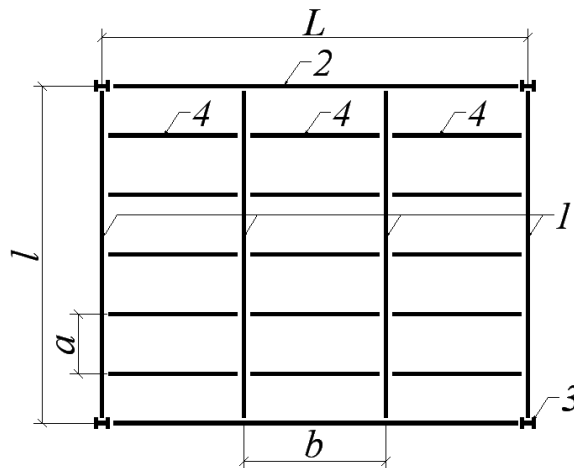


Рис.3.1. Виды балочных площадок

а) – упрощённая; б) – нормальная; в) – усложнённая.

1 – балки настила; 2 – главные балки; 3 – колонны; 4 – второстепенные балки

Настилы балочных площадок могут быть стальными из гладких или рифлёных листов, а также из сборных железобетонных плит. В последнее время широкое применение получили металлические решётчатые и про-сечно-вытяжные настилы.

При проектировании балок определяются нагрузки, действующие на балку, расчётная схема балки, возникающие в ней усилия, проверяется прочность и устойчивость, балки в целом, а также элементов и узлов. Оценивается жёсткость балки. При разработке рабочих чертежей учитываются нормативные конструктивные требования к балкам, соединениям и узлам, требования стандартов на выполнение чертежей стадии КМ (конструкции металлические), технологические особенности заводов-изготовителей металлических конструкций, требования экспертизы, проверяющей проектную документацию.

Перед началом проектирования формулируется техническое задание, которое содержит исходные данные и требования к проектируемой конструкции. В техническом задании приводится объёмно-планировочное решение сооружения, материал конструкций рабочей площадки, указывается место строительства, категория сооружения по ответственности, требования по огнестойкости, представлены технологические нагрузки от оборудования, складываемых материалов и обслуживающего персонала.

Одним из начальных этапов проектирования является определение или сбор нагрузки на балку. Нагрузки определяются с учётом технического задания и действующих норм. Вся нагрузка разбивается на ряд загрузок: вес несущих конструкций; вес ограждающих конструкций; нагрузка от технологического оборудования; нагрузка от складываемых на площадке материалов; нагрузка от технологического транспорта; атмосферная нагрузка; температурная нагрузка; особые нагрузки.

Разбиение нагрузок на загрузки упрощает корректировку нагрузок в процессе проектирования при изменении исходных данных. С использованием отдельных загрузок удобно определять расчётные сочетания усилий в элементах конструкции для проверки прочности и жёсткости. Формирование расчётных сочетаний усилий встроено в современные вычислительные комплексы, что упрощает определение расчётных усилий в балках.

Расчётная схема балки должна в наибольшей степени отражать действительную работу балки. Пролёт, уклон, отметки, очертание балки, расположение её опор, наличие конструкций, с которыми взаимодействует балка, должны найти отражение в геометрии расчётной схемы. Особое внимание следует уделить узловым соединениям, которые в большинстве случаев обладают определённой жёсткостью на изгиб. Однако ряд таких узлов из-за малой жёсткости соединительных элементов, наличием зазоров в соединении, податливости опорных конструкций могут считаться шарнирными без больших погрешностей при расчёте.

Стальные конструкции в наибольшей степени отвечают гипотезам и предпосылкам, использованным в теоретических курсах (сопротивление материалов, теория упругости, строительная механика).

Изгибаемые элементы (балки) при длине в 5 и более раз превышающей высоту поперечного сечения работают в соответствии с гипотезой плоских сечений. Справедливость этой гипотезы для длинных балок подтверждена экспериментально. Кроме этой гипотезы при исследовании работы балок приняты следующие допущения: продольные волокна не давят друг на друга, нормальные напряжения по ширине сечения не изменяются.

Рассмотрим напряжённо-деформированное состояние двутавровой симметричной балки (рис.3.2).

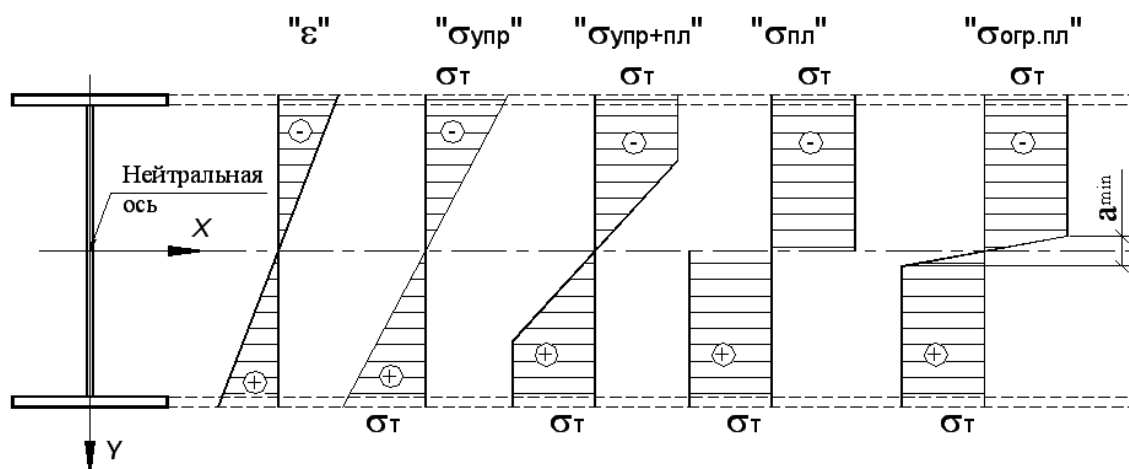


Рис.3.2. Распределение деформаций и нормальных напряжений в сечении стальной балки

Деформация по сечению изменяется (при реализации принятых допущений) по линейному закону: $\varepsilon = y / \rho$, где y - расстояние от нейтральной оси до рассматриваемого волокна, ρ - радиус кривизны изогнутой оси балки. Связь между деформациями и напряжениями описывается известными соотношениями (см. диаграмму растяжения стали). В упругой стадии работы справедлив закон Гука и напряжения равны: $\sigma = \varepsilon E$, а изменение напряжений по высоте сечения соответствует изменению деформаций и выражается зависимостью $\sigma = \frac{M \cdot y}{I_x}$, где I_x - момент инерции сечения относительно нейтральной оси. Наибольшие напряжения действуют по краям сечения. При расчёте балки в упругой стадии проверка прочности выглядит так: $\frac{M}{W_n R_y \gamma_c} \leq 1$, где W_n - момент сопротивления сечения с учётом его ослаблений отверстиями, дефектами или подтверждениями.

После того, как при загрузении балки максимальные нормальные напряжения по краям сечения достигнут предела текучести в балке развиваются пластические деформации, и рост напряжений на этих участках сечения балки прекращается. Достижение предела текучести по краям сечения не означает полного использования несущей способности балки, которая продолжит работу в упругопластической стадии. При чистом изгибе с ростом нагрузки зона пластических деформаций распространяется от краёв сечения внутрь, пока всё сечение не будет работать в пластической стадии. Только после этого несущая способность на изгиб элемента будет исчерпана. Исчерпание несущей способности сопровождается ростом прогибов и углов поворота без увеличения нагрузки. Состояние, при котором пластические деформации распространяются на всё сечение, соответствует полному использованию прочности изгибаемого элемента и называется пластическим шарниром. При уменьшении нагрузки пластический шарнир исчезает, т.к. при уменьшении деформаций материал восстанавливает свои упругие свойства. Для симметричных сечений положение нейтральной оси

при развитии пластических деформаций не изменяется, в несимметричных сечениях происходит смещение нейтральной оси.

Полному пластическому шарниру соответствуют бесконечно большие деформации и радиус кривизны сечения равный нулю, что недостижимо. Длина площадки текучести, у самых пластичных сталей не превышает 3%, поэтому при расчёте развитие пластических деформаций по краям сечения в балке ограничивают. При ограничении развития пластических деформаций исчерпание несущей способности балки происходит в упругопластической стадии, а в районе нейтральной оси сохраняется небольшая область упругой работы материала. Необходимо отметить, что несущая способность при достижении пластического шарнира незначительно отличается от принятой в нормах несущей способности балки при ограниченном развитии пластических деформаций.

Момент, воспринимаемый сечением при образовании пластического шарнира, равен: $M = (|S_B| + |S_H|) \sigma_T = W_{пл} \sigma_T$, где S_B и S_H - статические моменты верхней и нижней части сечения относительно нейтральной оси при образовании пластического шарнира, $W_{пл}$ - пластический момент сопротивления сечения, σ_T - предел текучести (рис.3.3).

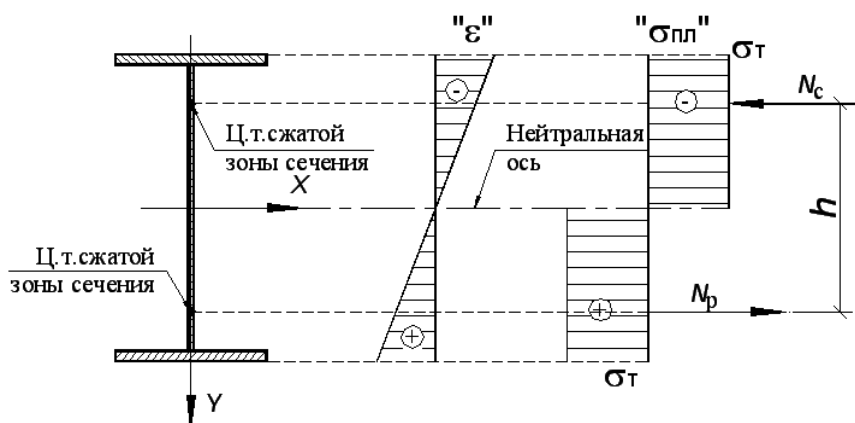


Рис.3.3. Эпюры деформаций и нормальных напряжений в сечении при достижении пластического шарнира

Обозначим c - коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций в сечении. Величину этого коэффициента определяют по

формуле: $c = \frac{W_{пл}}{W}$. Коэффициент c зависит от формы поперечного сечения.

Минимальное значение этого коэффициента 1 (для условной балки со стенкой, площадь которой равна нулю, или для фермы, в которой нет стенки), максимальное 2 (для сечения в виде квадрата при изгибе относительно диагоналей). Наиболее просто коэффициент c вычисляется для прямоугольного сечения, для которого теоретическое значение коэффициента $c = 1,5$. Значения коэффициента c устанавливаются в нормах, и определяются в зависимости от вида сечения. Теоретические значения коэффициента c незначительно отличаются от нормативных значений этого коэффициента. Так для прямоугольного сечения нормативное значение коэффициента c равно 1,47. Таким образом, при ограничении развития пластических деформаций зона упругой работы материала, сохраняющаяся в районе нейтральной оси, незначительно влияет на несущую способность балки. Для двутавровых сечений коэффициент, учитывающий развитие пластических деформаций, вычисляют по формуле: $c = \frac{A_f / A_w + 1/4}{A_f / A_w + 1/6}$, где A_f - площадь полки, A_w - площадь стенки.

Диапазон изменения коэффициента c для двутавра от 1 (площадь стенки равна нулю) до 1,5 (площадь полок равна нулю). При средних для прокатных двутавров соотношений площадей полки и стенки значение коэффициента c составляет примерно 1,1-1,12. Для балок из сталей, не имеющих площадки текучести, предельный момент с учётом развития пластических деформаций в этом случае больше упругого не более, чем на 7%. Для балок из сталей с пределом текучести не более 440 МПа расчёт с учётом развития пластических деформаций при изгибе в одной плоскости выполняется с использованием формулы: $\frac{M}{c W_n R_y \gamma_c} \leq 1$. Коэффициент c , учитывающий развитие пластических деформаций, определяется в соответствии с требованиями приложения Е, табл. Е1 действующих норм.

Кроме нормальных напряжений от действия поперечной силы в балках возникают касательные напряжения (рис.3.4).

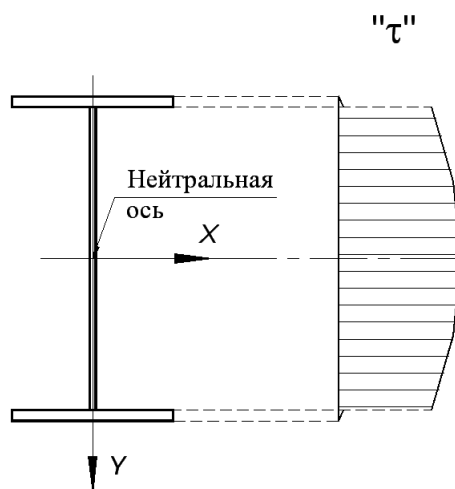


Рис.3.4. Касательные напряжения в двутавром сечении стальной балки

Касательные напряжения можно вычислить с использованием формулы Журавского, тогда проверка балки на срез имеет вид:

$$\frac{QS^{1/2}}{It_w R_s \gamma_c} \leq 1, \text{ где}$$

Q - поперечная сила, $S^{1/2}$ - статический момент половины сечения, t - толщина стенки, R_s - расчётное сопротивление на срез.

В сечениях, где совместно действуют нормальные и касательные напряжения, пластические деформации появляются, когда приведённые напряжения достигают предела текучести: $\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sigma_T$. Если в приведённые напряжения больший вклад вносят нормальные напряжения, то пластика начинается с краёв сечения и распространяется с ростом нагрузки с сохранением упругого ядра у нейтральной оси.

При значительных касательных напряжениях пластические деформации могут начинаться с нейтральной оси, где касательные напряжения достигают максимальных значений. Такое распределение более опасно для несущей способности, чем в первом случае, т.к. после исчерпания прочности в районе нейтральной оси с дальнейшим ростом нагрузки пластические деформации быстро распространяются к краям сечения, что ведёт к возникновению пластического шарнира.

Только в зоне чистого изгиба прочность балки определяется наличием нормальных напряжений. Для большинства балок характерно действие одновременно изгибающих моментов и поперечных сил, поэтому расчёт в стадии развития пластических деформаций следует выполнять с учётом не только нормальных, но и касательных напряжений. В действующих нормах даны рекомендации по корректировке коэффициента c в зависимости от уровня касательных напряжений. Указано, что если касательные напряжения при изгибе в одной плоскости превышают $0,9R_s$, то расчёт выполняется только в упругой стадии. При назначении коэффициента c также учитывается наличие или отсутствия зон чистого изгиба.

При действии на балку сосредоточенных сил в стенке балок двутаврового и швеллерного сечения возникают местные напряжения, которые направлены перпендикулярно оси балки и распределяются в стенке неравномерно (рис.3.5).

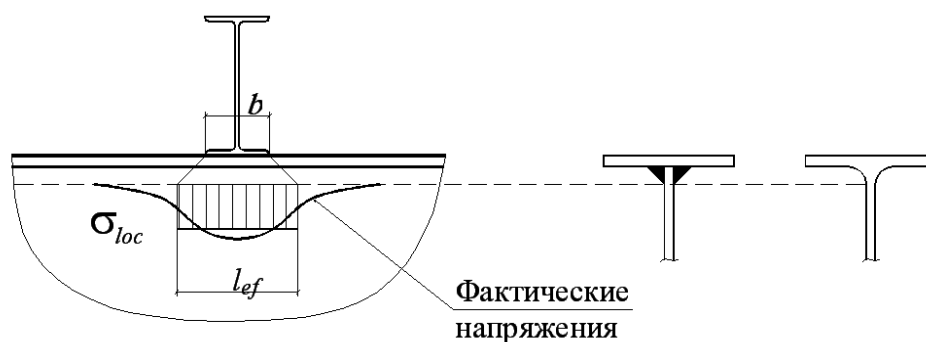


Рис.3.5. Местные напряжения в стенке двутавровой балки

Расчёт прочности на действие местных напряжений выполняют по упрощённой методике. В отличие от фактического неравномерно распределения напряжений предполагается равномерное распределение местных напряжений:

$$\sigma_{loc} = \frac{P}{t_w l_{ef}} \leq R_y \gamma_c, \text{ где } l_{ef} - \text{длина распределения местных}$$

напряжений. Для сварных балок $l_{ef} = b + 2(t_f + k_f)$, для прокатных балок

$l_{ef} = b + 2t_f + R$, где t_f - толщина полки, R - радиус закругления между стенкой и полкой.

Стенки двутавровых и швеллерных балок при совместном действии нормальных и касательных напряжений проверяются по формулам:

$$\frac{0,87}{R_y \gamma_c} \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \leq 1, \quad \frac{\tau_{xy}}{R_s \gamma_c} \leq 1, \quad \text{где } \sigma_x = \frac{M_x y}{I_{xn}} - \text{нормальные}$$

напряжения в стенке балки от изгиба, σ_y - нормальные напряжения в стенке в направлении перпендикулярном нейтральной оси, в том числе и местные напряжения, τ_{xy} - касательные напряжения в рассматриваемом сечении. Коэффициент 0,87 учитывает возможность увеличения прочности стенки за счёт развития пластических деформаций.

При изгибе в двух плоскостях напряжённо-деформированное состояние балки определяется суммой двух независимых изгибов. Изгиб в каждой из плоскостей можно рассматривать с использованием выше представленных гипотез. Относительные деформации в каждой из плоскостей распределяются по линейному закону. Максимальные нормальные напряжения от изгиба в каждой из плоскостей действуют в крайних волокнах. В некоторых точках сечения деформации и напряжения суммируются. Поэтому проверка прочности по нормальным напряжениям в упругой стадии работы материала выполняется так:

$$\frac{M_x y}{I_{xn} R_y \gamma_c} \pm \frac{M_y x}{I_{yn} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad \text{где } M_x \text{ и } M_y - \text{изгибающие моменты относительно осей } X \text{ и } Y, I_{xn} \text{ и } I_{yn} - \text{моменты инерции нетто относительно этих осей.}$$

Проверка прочности на срез для распространённых тонкостенных сечений (швеллеры, двутавры, коробчатые профили и т.п.) выполняется в каждой из плоскостей отдельно.

При развитии пластических деформаций проверку прочности выполня-

няют по формуле:
$$\frac{M_x}{c_x W_{xn, \min} R_y \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y W_{yn, \min} R_y \gamma_c} \leq 1, \quad \text{коэффициенты } c_x \text{ и } c_y$$

определяется по методике, изложенной в действующих нормативных документах (табл. Е1 СНиП).

Нормальная работа изгибаемого элемента возможна только при сохранении неизменным контура сечения. Элементы с двутавровыми, коробчатыми и швеллерными сечениями состоят из тонких пластинок, образующих стержень. Пластинки при изгибе элемента не должны выпучиваться и искривляться. Местное выпучивание пластинок при изгибе называется потерей местной устойчивости. Потеря местной устойчивости может наблюдаться и у полки, и у стенки. При потере устойчивости уменьшается рабочее сечение и снижается несущая способность балки.

Потеря устойчивости полки происходит в виде волн, образующихся по свободным свесам. В нормально работающей балке потери местной устойчивости полки не должно происходить до исчерпания прочности полки. Сжатая полка представляет собой пластинку, нагруженную по краям нормальными напряжениями и закреплённую от потери устойчивости в месте крепления стенки, в запас считается, что полка и стенка крепятся шарнирно. При оценке местной устойчивости полки нормальные напряжения считают распределёнными по ширине и толщине полки равномерно, что достаточно близко к фактическому напряжённо-деформированному состоянию полки в балке.

Условие обеспечения устойчивости полки до исчерпания прочности имеет вид: $\sigma_T \leq \sigma_{cr}$, где σ_T - предел текучести стали, σ_{cr} - критические нормальные напряжения при которых происходит потеря устойчивости полки. При соблюдении указанного условия раньше потери устойчивости произойдет наступление предельного состояния балки из-за потери прочности. При работе в упругой стадии местная устойчивость полки двутавра до исчерпания её прочности будет обеспечена при соблюдении условия: $\overline{\lambda}_f \leq \overline{\lambda}_{uf}$, где $\overline{\lambda}_f = (b_{ef} / t_f) \sqrt{R_{yf} / E}$ - условная гибкость свеса сжатого пояса (полки), $\overline{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{R_{yf} / \sigma_c}$ - предельное значение условной гибкости свеса полки. В условии устойчивости b_{ef} - расчётный свес полки, t_f - толщина полки (рис. 3.6).

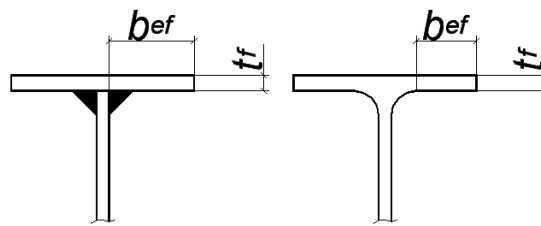


Рис.3.6. Расчётный свес и толщина полки двутавра

R_{yf} - расчётное сопротивление стали полки, E – модуль упругости стали, σ_c - нормальные напряжения в сжатой полке балки.

В пластической стадии работы материала местная устойчивость полки ухудшается, что учитывается уменьшением допускаемого соотношения свеса к толщине полке. Для повышения местной устойчивости можно соответственно изменить ширину и толщину полки или прикрепить к свободной стороне полки продольное ребро жёсткости. При креплении к полке дополнительного ребра жёсткости предельная условная гибкость свеса сжатой полки может быть увеличена в 1,5 раза.

Стенка балки находится в более сложном напряжённом состоянии. В ней действуют нормальные и касательные напряжения. При этом нормальные напряжения возникают, как от изгиба балки, так и от действия на стенку сосредоточенной нагрузки. От каждого из этих напряжений может происходить потеря устойчивости стенки. При исследовании местной потери устойчивости учитывается упругое защемление стенки в поясах. Для оценки возможной потери устойчивости стенки используют условную гибкость стенки: $\overline{\lambda}_w = (h_{ef} / t_w) \sqrt{R_y / E}$, где h_{ef} - расчётная высота стенки, t_w - толщина стенки. Расчётная высота стенки для сварного двутавра равна геометрической высоте стенке, а для прокатного двутавра равна плоской части стенки. В большинстве случаев потеря местной устойчивости стенки раньше, чем будет полностью исчерпана прочность стенки не допускается.

От действия касательных напряжений в стенке развиваются деформации сдвига. При этом на участках стенки, где действуют только касатель-

ные напряжения, главные напряжения направлены под углом 45° к продольной оси. В одном направлении напряжения будут сжимающими, в другом растягивающими. От действия главных сжимающих напряжений может произойти потеря устойчивости стенки в виде волн в направлении под углом примерно 45° к оси балки.

Эффективно повышают местную устойчивость стенки при действии касательных напряжений поперечные рёбра жёсткости, которые прикрепляются к стенке. Поперечные рёбра пересекают складки и ограничивают их возникновение.

Анализ устойчивости стенки при действии касательных напряжений показал, что при упругой работе материала потеря местной устойчивости стенки, неукреплённой поперечными рёбрами не происходит до исчерпания прочности балки на срез, если: при отсутствии подвижной нагрузки на пояс балки $\overline{\lambda}_w \leq 3,2$; при наличии подвижной нагрузки $\overline{\lambda}_w \leq 2,2$.

Если гибкость стенки превышает указанные значения, то её укрепляют поперечными рёбрами, жёсткость которых из плоскости стенки велика, что исключает потерю устойчивости примыкающих к рёбрам участков стенки. Размеры и шаг расположения поперечных рёбер жёсткости установлен в строительных нормах. Поперечные рёбра жёсткости делят стенку на отсеки. Потеря местной устойчивости стенки в каждом отсеке будет происходить независимо от соседних отсеков. Наличие поперечных рёбер жёсткости существенно ограничивает образование складок в стенке и повышает местную устойчивость стенки балки. Если стенка укреплена поперечными ребрами, то потери устойчивости до исчерпания прочности стенки на срез не происходит при выполнении следующих условий: при отсутствии местных напряжений в стенке с двухсторонними поясными швами и $\overline{\lambda}_w \leq 3,5$; при отсутствии местных напряжений в стенке с односторонними поясными швами и $\overline{\lambda}_w \leq 3,2$; при наличии местных напряжений в стенке с двухсторонними поясными швами и $\overline{\lambda}_w \leq 2,5$.

Несоблюдение ограничений на гибкость стенки ведёт к тому, что она может потерять устойчивость от действия только касательных напряжений. Исследование устойчивости стенки позволило определить критические касательные напряжения, при которых происходит потеря устойчивости стенки. Критические напряжения зависят от гибкости стенки и размеров отсека. При практическом расчёте для проверки устойчивости определяют критические касательные напряжения τ_{cr} по методике, представленной в нормативных документах и сравнивают с действующими касательными напряжениями, которые определяют по формуле $\tau = \frac{Q}{h_w t_w}$. При выполнении условия $\tau \leq \tau_{cr}$ местная устойчивость стенки от действия касательных напряжений обеспечена.

Нормальные напряжения, ведущие к потере устойчивости, при изгибе действуют в сжатой части сечения, а также в зонах местных сжимающих сосредоточенных воздействий на стенку. От нормальных напряжений, связанных с изгибом, выпучивание происходит в виде волн перпендикулярных оси балки, и поперечные рёбра жёсткости мало препятствуют выпучиванию стенки. Такая потеря устойчивости имеет место в балках с высокими стенками. Если условная гибкость стенки равна 5,5, то потеря устойчивости от нормальных напряжений происходит с одновременным исчерпанием её прочности в упругой стадии работы стали. При больших значениях гибкости стенка теряет устойчивость до потери прочности. В зависимости от условной гибкости стенки, размеров отсека и наличия местных нормальных напряжений в строительных нормах представлена методика определения критических нормальных напряжений σ_{cr} . Если выполняется условие $\sigma \leq \sigma_{cr}$, где σ - максимальные сжимающие напряжения в стенке, то её местная устойчивость от действия нормальных напряжений, вызванных изгибом обеспечена. Для повышения местной устойчивости высоких стенок используются продольные рёбра жёсткости, приваренные к стен-

кам. Продольные рёбра размещаются на расстоянии $(0,2 \div 0,3)h_{ef}$ от сжатой полки. Продольные рёбра включаются в расчётное сечение балки.

При совместном действии касательных и нормальных напряжений от изгиба потеря местной устойчивости происходит при меньшем уровне напряжений, чем при действии каждого из этих компонентов в отдельности. Проверка местной устойчивости стенки выполняется в этом случае в

виде: $\sqrt{(\sigma / \sigma_{cr})^2 + (\tau / \tau_{cr})^2} \leq \gamma_c$. Нормальные напряжения в стенке сварной

балки $\sigma = \frac{Mh_w}{2I}$, касательные напряжения $\tau = \frac{Q}{h_w t_w}$. Усилия M и Q опреде-

ляются для каждого отсека, на который стенка делится поперечными ребрами жёсткости. Расчётные усилия в отсеках шириной равной или меньшей высоте балки определяются для центра отсека. Для отсеков с шириной большей высоты усилия определяются для сечений, расположенных на расстоянии $h_w/2$ от поперечного ребра, при этом расположение сечения в пределах такого отсека выбирают так, чтобы полученное усилие (момент или поперечная сила) было максимальным.

Сосредоточенная нагрузка, действующая на полку балки, вызывает нормальные местные напряжения в стенке. При сжимающих местных напряжениях может произойти потеря устойчивости стенки в зоне действия этих напряжений. Потеря устойчивости проявляется в виде волн между рёбрами.

Потеря устойчивости происходит, если $\sigma_{loc} > \sigma_{loc,cr}$. Местные напря-

жения в стенке $\sigma_{loc} = \frac{F}{t_w l_{ef}}$, где F - сосредоточенная сила на пояс балки, l_{ef} -

длина распределения местных напряжений в стенке. Критические местные напряжения определяются по действующим нормам.

При совместном действии местных, нормальных и касательных напряжений потеря устойчивости стенки происходит раньше, чем от каждого их указанных компонентов по-отдельности. Если местные сжимаю-

щие напряжения действуют на зону стенки, где действуют и сжимающие нормальные напряжения от изгиба проверка устойчивости выполняется в виде: $\sqrt{(\sigma / \sigma_{cr} + \sigma_{loc} / \sigma_{loc,cr})^2 + (\tau / \tau_{cr})^2} \leq \gamma_c$. Если местные сжимающие напряжения действуют в зоне положительных нормальных напряжений в стенке, то выполняется две проверки: $\sqrt{(\sigma / \sigma_{cr})^2 + (\tau / \tau_{cr})^2} \leq \gamma_c$ и $\sqrt{(\sigma_{loc} / \sigma_{loc,cr})^2 + (\tau / \tau_{cr})^2} \leq \gamma_c$. При определении σ_{cr} и $\sigma_{cr,loc}$ в случае совместного их действия учитывается частота расположения рёбер и соотношение $\sigma_{loc,cr} / \sigma$.

Расчёт балок выполняется в следующей последовательности: определяются нагрузки, действующие на балку, затем производится статический расчёт и подбор сечения. Для прокатных балок подбор сечения выполняется по данным сортаментов. При проектировании составных балок определяется требуемый момент сопротивления, а затем высота балки. Минимальная высота балки определяется по условиям жёсткости. Для балок, имеющих минимальную высоту, от нормативной нагрузки достигается предельно допустимый прогиб, а при расчётной нагрузке напряжения в такой балке равны расчётному сопротивлению. Кроме минимальной определяется оптимальная высота балки, при которой расход стали на балку минимален.

Минимальная и оптимальная высота зависят от расчётной схемы балки и действующей на неё нагрузки. Для однопролётной шарнирно-опёртой балки, загруженной равномерно-распределённой нагрузкой, минимальная

высота равна:
$$h_{\min} = \frac{5}{24} \frac{R_y l}{E \left[\frac{f}{l} \right] \gamma_{fcp}}$$
, где l – пролёт балки, E – модуль упру-

гости, R_y - расчётное сопротивление стали, $\left[\frac{f}{l} \right]$ - предельно допустимый относительный прогиб, γ_{fcp} - средний коэффициент надёжности по нагрузке. Оптимальная высота для балки определяется по приближённым фор-

мулам: $h_{\text{опт}} \approx k \sqrt{\frac{W_{\text{тр}}}{t_w}}$ или $h_{\text{опт}} \approx \sqrt[3]{\frac{2}{3} \lambda_w W_{\text{тр}}}$. После определения минимальной и оптимальной высот назначают высоту балки, которая должна быть принята не менее минимальной и равной $(0,8 \div 0,9)h_{\text{опт}}$. Некоторое уменьшение высоты балки по сравнению с оптимальной позволяет уменьшить строительную высоту конструкции без существенного увеличения массы, т.к. масса от высоты в районе минимума массы меняется мало. После выбора высоты компонуют сечение составной балки. Выбранная из сортамента прокатная или скомпонованная составная балка проверяется по прочности (на изгиб, срез и действие местных напряжений), общей устойчивости и жёсткости. Для составной балки проверяется местная устойчивость полки и стенки.

Шарнирное опирание балок на балки выполняется следующим образом:

1. Этажное - балки настила опираются на верхний пояс главной балки. Крепление балок настила к главной балке выполняется на болтах или сварке. Для исключения местных напряжений в стенке главной балки в ней можно предусмотреть поперечное ребро жёсткости, установленное под балкой настила.

2. Опирание в одном уровне - верхняя грань балки настила располагается на уровне верхней грани главной балки. Балка настила крепится к поперечному ребру на обычных болтах. Возможно в этом случае и опирание балок настила на столики, приваренные к стенке главной балки.

3. Пониженное опирание - второстепенные балки опираются на столики, приваренные к стенке главной балки, балки настила опираются на второстепенные балки.

При жёстком сопряжении балок узел значительно усложняется и в дополнение к рёбрам и опорным столикам необходимы накладки, которые крепятся к полкам.

К колоннам балки могут крепиться шарнирно или жёстко. При шарнирном креплении балки могут опираться на колонны сверху (рис.3.7) или сбоку (рис.3.8). Для жёсткого крепления балок обязательно наличие в узле накладок, крепящих полки к колонне. При этом колонна усиливается в местах крепления этих накладок поперечными рёбрами. Жёсткое сопряжение может выполняться также и с использованием фланцевых соединений (рис.3.9).

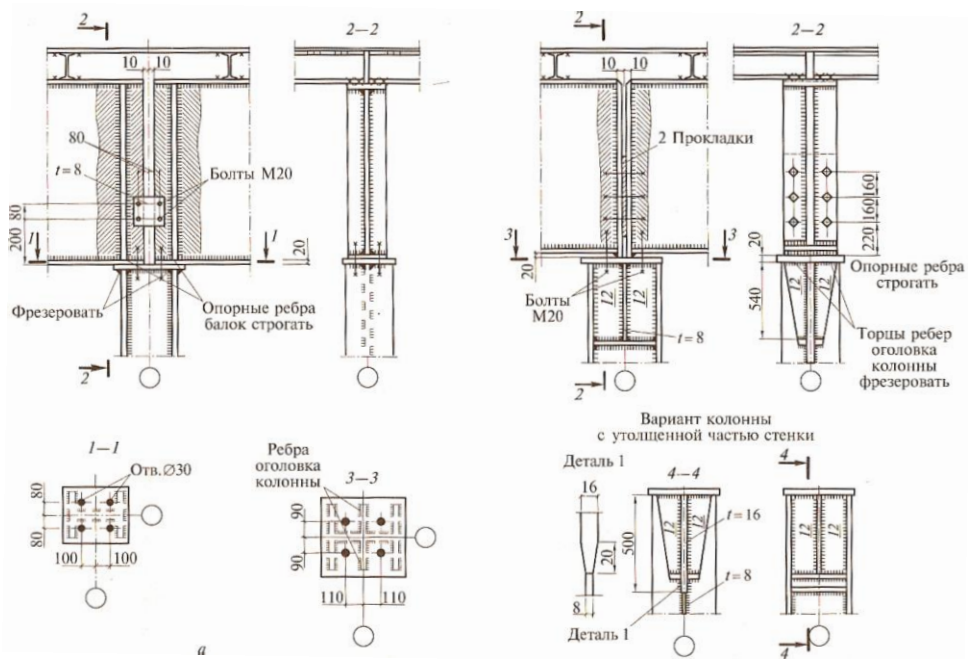


Рис.3.7. Шарнирное опирание балок на колонны сверху

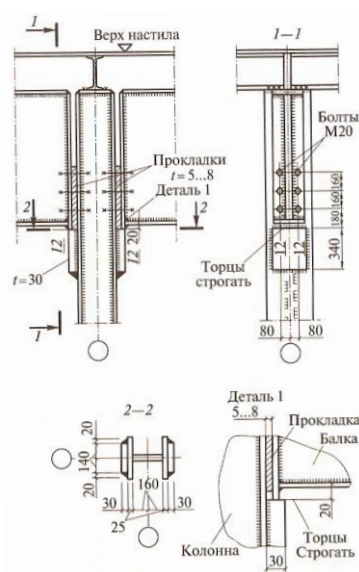


Рис.3.8. Шарнирное крепление балок колоннам сбоку

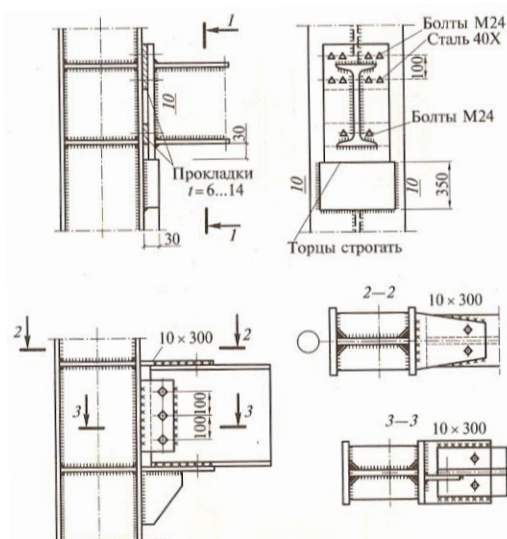


Рис.3.9. Жёсткое крепление балок колоннам

Для соединения отправочных марок в единую конструкцию на строительной площадке применяют монтажные стыки. Монтажные стыки балок выполняются на сварке или высокопрочных болтах.

В сварных монтажных узлах могут применяться стыковые соединения или соединения с использованием накладок.

В монтажном стыке составной балки с использованием стыкового соединения для уменьшения сварочных напряжений и деформаций важна правильная последовательность выполнения швов. Сначала сваривается стенка и стыковые швы в полках, а затем провариваются поясные швы длиной по 500 мм от оси узла.

Расчёт стыкового монтажного узла при полном проваре соединяемых листов и качественном выполнении сварного шва не производится. Если в шве действуют сжимающие нормальные напряжения, то его прочность, равна прочности свариваемого металла. Для растянутых стыковых швов прочность обеспечивается либо применением физических методов контроля качества шва, либо за счёт применения косоугольного сварного шва в растянутой полке, для обеспечения его равной прочности со свариваемым металлом.

Сварной монтажный узел с применением накладок показан на рис.3.10.

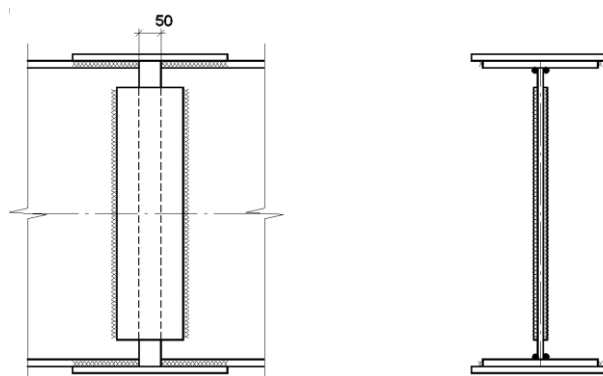


Рис.3.10. Сварной монтажный узел с накладками

Широко применяются в монтажных стыках балок фрикционные соединения на высокопрочных болтах (рис.3.11).

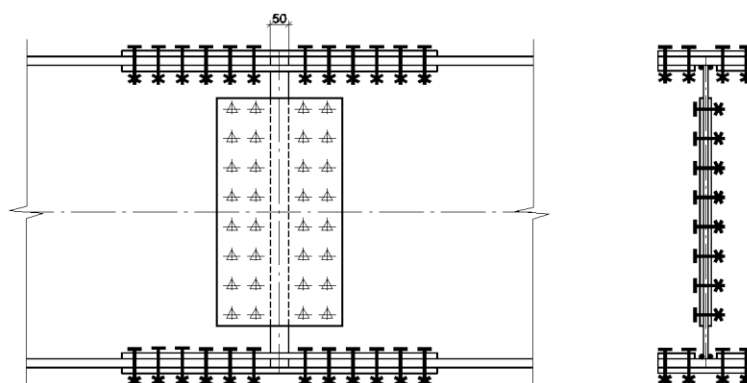


Рис.3.11. Монтажный узел с фрикционными соединениями на высокопрочных болтах

4. РАБОТА И РАСЧЁТ ЦЕНТРАЛЬНО-СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

При действии на стержень сжимающей силы, приложенной в центре тяжести сечения кроме проверки прочности необходимо проверить устойчивость стержня. Потеря устойчивости выражается в искривлении первоначально прямолинейного стержня при достижении продольной силой некоторого значения.

Рассмотрим стержень, шарнирно закреплённый по концам и сжатый продольной силой, приложенной в центре тяжести сечения. На рис.4.1 по-

казана расчётная схема стержня и зависимость прогибов его середины от продольной сжимающей силы.

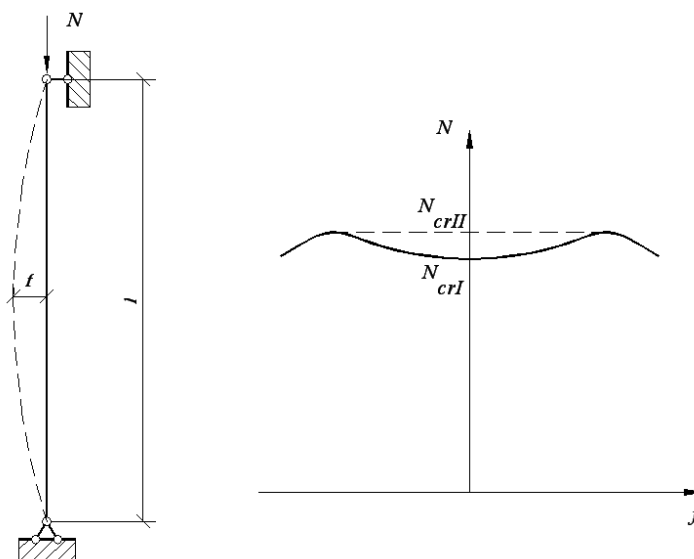


Рис.4.1. Потеря устойчивости центрально-сжатого стержня

При загрузении прямолинейного стержня с ростом нагрузки прямолинейная форма и отсутствие прогиба будет наблюдаться до критической нагрузки N_{crI} . При достижении этой нагрузки первоначально прямолинейный стержень искривляется. Происходит бифуркация форм равновесия причём прямолинейная форма равновесия будет неустойчивой, а искривлённая - устойчивой. Искривление первоначально прямолинейного стержня при достижении нагрузкой определённого значения называется потерей устойчивости. Для нахождения критической нагрузки исследуют малые возможные прогибы стержня и определяют виртуальную работу δA , совершаемую при этих малых перемещениях внешней силой и накапливаемую внутреннюю энергию δU , которая равна виртуальной работе внутренних усилий при тех же возможных перемещениях. При равенстве виртуальных работ внешних сил и внутренних усилий имеет место потеря устойчивости стержня: $\delta A = \delta U$.

После потери устойчивости в стержне возникает изгибающий момент, прогиб стержня быстро нарастает при небольшом увеличении нагрузки, существенно увеличиваются нормальные напряжения. Дальнейший рост нагрузки ведёт к развитию в стержне пластических деформаций, образова-

нию пластического шарнира и полному исчерпанию несущей способности. Соответствующая этому состоянию нагрузка N_{crII} является предельной. Однако уже при первой критической силе нормальная эксплуатация стержня невозможна (большие перемещения, малый запас перед полным исчерпанием несущей способности), поэтому именно первую критическую силу используют для определения несущей способности центрально сжатого стержня.

Определение критической силы является важной практической задачей. Критическая сила для центрально сжатого стержня была впервые определена Эйлером в 1744 г. Решение получено им в предположении, что изогнутая ось стержня при потере устойчивости очерчена по синусоиде:

$y = f \sin \frac{n\pi}{l} x$, где $n = 0, 1, 2, \dots$ число полуволн синусоиды в изогнутой

оси стержня, l - длина стержня. Формула для критической силы имеет вид:

$N = \frac{n^2 \pi^2 EI}{l^2}$, где E - модуль упругости, I - момент инерции сечения. Анализ

выражения для критической силы показал, что минимальная критическая сила получается при минимальном числе полуволн, возникающих при потере устойчивости. Более высокие значения критической силы на практике

не реализуются. Формулу Эйлера обычно используют в виде: $N = \frac{\pi^2 EI}{l_{ef}^2}$,

где $l_{ef} = \mu l$ - расчётная длина стержня. Коэффициент $\mu = \frac{1}{n}$ - коэффициент

приведения расчётной длины, зависящий от способа закрепления и нагружения стержня. На рис.4.2 показаны коэффициенты приведения для некоторых распространённых способов закрепления и нагружения стержня. В нормативных документах представлены рекомендации для определения расчётных длин элементов стальных конструкций.

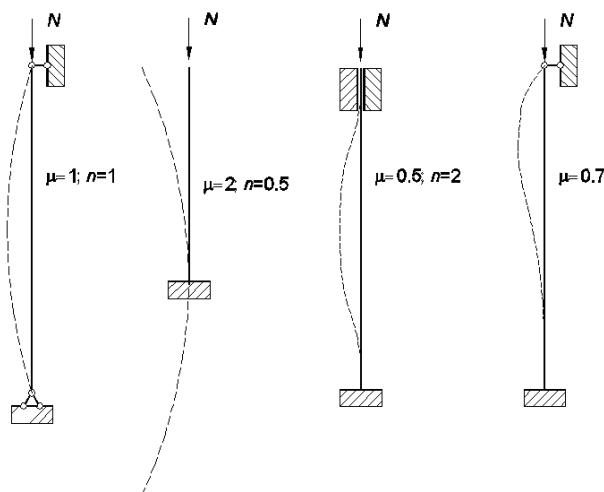


Рис.4.2. Коэффициенты приведения расчётной длины

Многочисленные эксперименты показали, что для длинных, гибких стержней опытные значения критической силы хорошо соотносятся с теоретическими значениями. Для коротких стержней наблюдалось значительное расхождение экспериментальных и теоретических данных.

Критические напряжения, при которых происходит потеря устойчивости, определяются следующим образом: $\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{l_{ef}^2 A} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$, где

$\lambda = \frac{l_{ef}}{i}$ - гибкость стержня, $i = \sqrt{I/A}$ - радиус инерции сечения стержня. Решение для центрально сжатого стержня получено Эйлером при работе материала стержня в упругой стадии при постоянном модуле упругости. Потеря устойчивости происходит в упругой стадии в том случае, если критические напряжения не превышают предела пропорциональности.

Несоответствие эксперимента и теории обусловлено тем, что для коротких стержней критические напряжения превышают предел пропорциональности. Приравняв критические напряжения пределу пропорциональности, находим гибкость, соответствующую выполнению этого условия: $\lambda = \pi \sqrt{E/\sigma_{\text{мн}}}$. Для сталей обычной прочности это граничное значение гибкости ≈ 100 , для высокопрочных сталей – ≈ 85 . При гибкостях меньших граничной потеря устойчивости происходит не в упругой стадии работы материала, как принято у Эйлера, а в упругопластической. При этом модуль

упругости будет меньше начального. На рис.4.3 показан фрагмент диаграммы деформации стали и зависимость модуля упругости от напряжений.

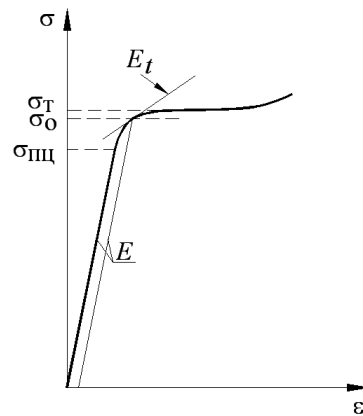


Рис.4.3. Фрагмент диаграммы работы стали

Таким образом, для длинных гибких стержней формула Эйлера даёт верные решения, для коротких стержней применение этой формулы ведёт к недопустимым погрешностям, т.к. при малой гибкости стержня критические напряжения, вычисленные по формуле Эйлера, превышают предел текучести. Особенностью стальных конструкций является то, что большинство стержней имеет гибкости меньше предельных и расчёт их с применением формулы Эйлера даёт неверные результаты. На рис.4.4 показаны зависимости критических напряжений от гибкости стержня.

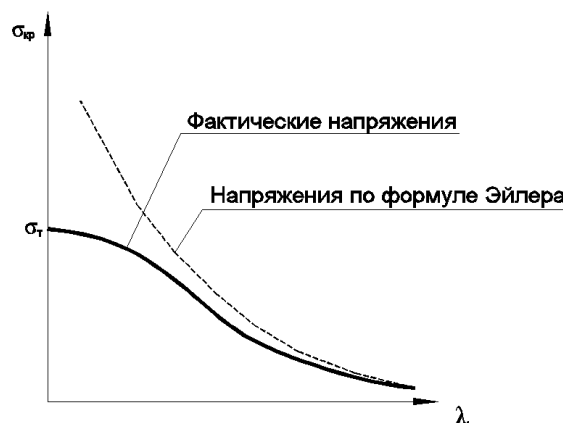


Рис.4.4. Зависимость критических напряжений от гибкости

Рассмотрим потерю устойчивости короткого стержня, у которого критические напряжения превышают предел пропорциональности. При потере устойчивости стержень изгибается и в нём появляется изгибающий мо-

мент. При этом с одной стороны сжимающие напряжения увеличиваются (происходит «догрузка»), а с другой уменьшаются (происходит «разгрузка»). На рис.4.5 показана эпюра нормальных напряжений в сечении возникающих при достижении силой критического значения.

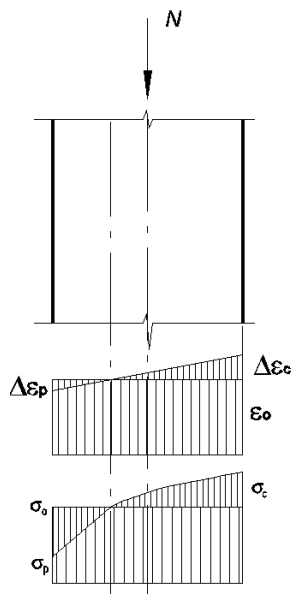


Рис.4.5. Распределение напряжений в стержне при потере устойчивости

С той стороны сечения, где сжимающие напряжения увеличиваются, сталь имеет касательный модуль упругости E_t , а со стороны разгружаемой части сечения в этом случае материал работает с начальным модулем упругости E . Из-за разницы в этих модулях упругости напряжения в зоне «разгрузки» уменьшаются быстрее, чем растут в зоне «догрузки». Нейтральная ось стержня смещается в сторону зоны «разгрузки». Следовательно, при потере устойчивости с «догрузкой» с одной стороны сечения и «разгрузкой» с другой стороны надо учитывать не начальный модуль упругости, а некоторый условный, приведённый модуль $T = (EI_p + E_t I_c) / I$, где I_p - момент инерции зоны «разгрузки», I_c - момент инерции зоны «догрузки», I - момент инерции сечения. Формула Эйлера для критических напряжений в этом случае выглядит следующим образом: $\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 T}{\lambda^2}$. Критические напряжения, вычисленные с использованием приведённого мо-

дуля, не превышают предела текучести. Критическая сила, определённая с использованием приведённого модуля называется приведено-модульной.

Особенностью достижения приведённо-модульной критической нагрузки является то, что в процессе загрузки стержень дополнительными связями должен быть закреплён от потери устойчивости, при увеличении нагрузки до критической эти связи убираются. Только в этом случае и происходит потеря устойчивости в соответствии с рассмотренной выше схемой. На практике нагрузка растёт до критического значения без дополнительных связей, наложенных на стержень, при потере устойчивости происходит постоянный рост средних напряжений по сечению и напряжения в зоне «разгрузки» хотя и будут меньше средних и напряжений в зоне «догрузки», но всё равно будут увеличиваться с ростом нагрузки. Таким образом, всё сечение будет деформироваться при потере устойчивости с касательным модулем упругости, а критические напряжения будут определяться по формуле: $\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E_t}{\lambda^2}$. Критическая нагрузка, определённая по касательно-модульной гипотезе будет несколько ниже, чем приведено-модульная нагрузка. Достоинством касательно-модульной гипотезы является и её простота, т.к. касательный модуль упругости достаточно просто определяется по диаграмме работы стали. Именно касательно-модульная гипотеза реализована в отечественных нормах при расчёте устойчивости центрально-сжатых стержней.

Реальные стержни имеют различные сечения, начальные погрешности и несовершенства геометрии. Даже при центральной сжатии нагрузка прикладывается к стержням со случайными эксцентриситетами. В связи с этим центрально-сжатые стержни на самом деле являются внецентренно-сжатыми с малыми эксцентриситетами. Кроме того в них действуют начальные напряжения, возникающие при изготовлении. С учётом всех этих факторов в нормах была разработана методика расчёта центрально-

сжатых стержней. Для обеспечения устойчивости центрально-сжатого стержня необходимо выполнение условия:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \sigma_{cr} \gamma_c,$$

где A - площадь сечения брутто.

Разделив и умножив левую и правую часть неравенства на R_y , получим:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq R_y \varphi \gamma_c,$$

где $\varphi = \frac{\sigma_{cr}}{R_y}$ - коэффициент устойчивости.

Окончательно выражение для проверки устойчивости центрально-сжатого стержня в нормах представлено в виде: $\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} \leq 1$.

Наличие в формулах проверки устойчивости площади сечения брутто обусловлено тем, что при оценке устойчивости рассматривается весь стержень и его локальные повреждения мало влияют на устойчивость конструкции в целом.

В отечественных нормах таблица коэффициентов продольного изгиба φ зависит от вида сечения стержня, при её построении используется обобщённая диаграмма работы в стали. В действующем своде правил проектирования стальных конструкций все сечения делятся на 3 группы, для каждой группы значения φ при одной и той же гибкости стержня будут разными.

5. ПРОЕКТИРОВАНИЕ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ РАБОЧЕЙ ПЛОЩАДКИ

Каркас рабочей площадки представляет собой систему рам в двух направлениях. Геометрическая неизменяемость каркаса обеспечивается установкой вертикальных связей в каждом направлении; таким образом,

каркас работает по связевой схеме. Несущими элементами рабочей площадки являются балки, установленные в двух направлениях — вдоль цифровых и буквенных осей. **Настил** (стальной лист) крепится к **балкам настила** (прокатные двутавры), которые опираются на главные балки.

Главные балки располагаются в продольном направлении (вдоль цифровых осей) и опираются на колонны. Главные балки представляют собой сварные двутавры с изменением сечения в четверти пролета и состоят из двух отправочных марок. Монтажный стык главных балок осуществляется в середине пролета и выполняется на накладках с применением высокопрочных болтов с контролируемым натяжением.

Колонны сплошного сечения — сварные двутавры.

Вертикальные связи выполняются из горячекатаных равнополочных уголков.

Состав курсового проекта

Графическая часть:

1. Схема расположения элементов балочной клетки на отметке верха настила.
2. Разрезы поперечный, продольный.
3. Главная балка.
4. Колонна.
5. Узел опирания главной балки на колонну.
6. Монтажный стык главной балки.
7. Опорный узел колонны.
8. Ведомость элементов.
9. Спецификация.

Исходные данные

В качестве исходных данных задаются:

- шаг колонн в продольном направлении А;
- шаг колонн в поперечном направлении В;

- отметка верха настила H ;
- нормативная временная равномерно распределенная нагрузка q кН/м²;
- класс стали.

Исходные данные задаются преподавателем и приводятся в пояснительной записке.

Последовательность компоновки конструкций рабочей площадки:

1. На плане наносится сетка осей в соответствии с исходными данными.
2. Размещаются колонны в плане, привязка колонн и к буквенным, и к цифровым осям центральная.
3. Главные балки размещаются вдоль большего пролёта рабочей площадки. Крепление главных балок к колоннам шарнирное, может осуществляться либо сбоку, либо сверху. Главные балки состоят из двух отправочных марок, которые объединяются в единый элемент на строительной площадке.
4. Балки настила могут опираться на главные балки сверху (поэтажное опирание) либо крепиться сбоку (опирание в одном уровне). При выполнении графической части курсового проекта принимается поэтажное опирание балок настила на главные балки. Балки настила должны устанавливаться с соблюдением следующих условий: шаг балок настила не превосходит величины, при которой обеспечена прочность и жёсткость настила; балка настила не должна попасть на монтажный стык отправочных марок главных балок; балки настила устанавливаются симметрично относительно середины пролёта главной балки; балка настила не должна попасть на место изменения сечения главной балки, так как там располагаются сварные швы полков; если главные балки опираются на колонну сбоку, то балки настила должны быть установлены по осям колонн; если главные балки опираются на колонну сверху, то ось ближайшей к колонне балки настила должна располагаться на расстоянии около 120 мм от оси колонны (в зависимости от ширины полки балки настила, толщины опорного ребра и монтажного зазора).

5. Вертикальные связи устанавливаются в обоих направлениях в одном шаге каждого ряда колонн.

Правила оформления чертежей

Чертежи оформляются в соответствии с требованиями ГОСТ 21.502-2016 «Правила выполнения рабочей документации металлических конструкций» [8], ГОСТ 26047-2016. «Конструкции строительные стальные. Условные обозначения (марки)» [9] и ГОСТ 2.303-68* «ЕСКД. Линии» [10].

При использовании автоматизированных средств выполнения чертежей рекомендуется принимать толщину толстых основных линий 0,3-0,4 мм и тонких — 0,0 мм. Толстыми основными линиями выполняются контуры конструкций, рёбра, накладки, фасонки и т.п. элементы. Тонкие линии используются для нанесения размеров, выполнения выносок, окружностей осей. Разбивочные оси выполняются осевыми линиями толщиной 0,0 мм.

На планах расположения элементов отправочные марки балок обозначаются утолщённой сплошной линией, связи утолщённой осевой линией. Толщина этих утолщённых линий в два раза больше основной толстой линии (0,6-0,8 мм). В местах монтажных стыков и прикрепления к другим конструкциям на планах предусматриваются разрывы линий 1,5-2 мм длиной. На видах и разрезах колонны и балки можно выполнить с учётом фактических размеров элементов, контур этих конструкций чертится основной толстой линией. На видах сбоку связи показываются утолщённой сплошной линией.

5.1. ПРИМЕР РАСЧЕТА

Исходные данные:

Шаг колонн в продольном направлении 16 м

Шаг колонн в поперечном направлении 6,5 м

Отметка верха настила 9 м

Временная равномерно-распределенная нагрузка 34 кН/м²

Сталь С255

Расчет настила

Толщина настила принимается $t_n = 6...10$ мм — в зависимости от заданной временной нагрузки q из табл. 5.1.

Таблица 5.1

Зависимость толщины настила от временной нагрузки

q , кН/м ²	t_n , мм
≤ 10	6
10-20	8
≥ 20	10

С учетом величины временной нагрузки 34 кН/м² принимаем толщину настила $t_n=10$ мм.

В табл. 5.2 выполнен сбор нагрузки на настил.

Таблица 5.2

Сбор нагрузки на настил

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кПа	γ_f	Расчетная нагрузка, кПа
Вес настила	0,79	1,05	0,83
Временная нагрузка	34	1,2	40,8
Итого	$g_n=34,79$		$g=41,63$

Максимальный пролет настила принятой толщины определяется из

уравнения:
$$\frac{l_n}{t_n} = \frac{4n_0}{15} \left(1 + \frac{72E_1}{n_0^4 \cdot g_n} \right) = \frac{4 \cdot 150}{15} \left(1 + \frac{72 \cdot 22637}{150^4 \cdot 34,79 \cdot 10^{-4}} \right) = 77.$$

$n_0 = 150$ — предельное отношение пролета настила к прогибу.

$$E_1 = E / (1 - \mu^2) = 20600 / (1 - 0,3^2) = 22637,4 \text{ кН/см}^2.$$

Максимальный пролет настила $l = 77 \cdot 10 = 770$ мм.

С учётом ширины полки двутавра 100 мм максимальный шаг балок настила $a = 870$ мм.

Расчет балок настила

В табл.5.3 выполнен сбор нагрузки на настил.

Таблица 5.3

Сбор нагрузки на балки настила

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кПа	γ_f	Расчетная нагрузка, кПа
Вес настила	0,79	1,05	0,83
Вес балок настила	0,45	1,05	0,47
Временная нагрузка	34	1,2	40,8
Итого	$g_n = 35,24$		$g = 42,1$

Нормативная равномерно распределенная по балке нагрузка:

$$q_n = g_n a = 35,24 \cdot 0,87 = 30,7 \text{ кН/м.}$$

Расчетная равномерно распределенная по балке нагрузка:

$$q = ga = 42,1 \cdot 0,87 = 36,6 \text{ кН/м.}$$

Максимальный момент в середине пролета балки:

$$M_{\max} = ql^2 / 8 = 36,6 \cdot 6,5^2 / 8 = 193,3 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Максимальная поперечная сила на опоре:

$$Q_{\max} = ql / 2 = 36,6 \cdot 6,5 / 2 = 119 \text{ кН.}$$

Расчетное сопротивление стали С255 для фасонного проката равно при толщинах от 4 до 10 мм включительно $R_y = 24,5 \text{ кН/см}^2$; при толщинах св. 10 до 20 мм $R_y = 23,5 \text{ кН/см}^2$; при толщинах св. 20 до 40 мм $R_y = 22,5 \text{ кН/см}^2$.

Требуемый момент сопротивления $W_{\text{тр}} = \frac{M_{\max}}{R_y \gamma_c} = \frac{193,3 \cdot 100}{23,5 \cdot 1} = 823 \text{ см}^3$.

Принимаем I40 по ГОСТ 8239-89 с $W_x = 953 \text{ см}^3$.

С учетом ширины полки I40 - 155 мм максимальный шаг балок настила равен: $a = 770 + 155 = 925$ мм.

Примем опирание главной балки на колонну сбоку, тогда можно выполнить следующую расстановку балок настила (рис. 5.1). Основной шаг балок настила $a = 900$ мм, с краю у колонн - 2 шага по 625 мм.

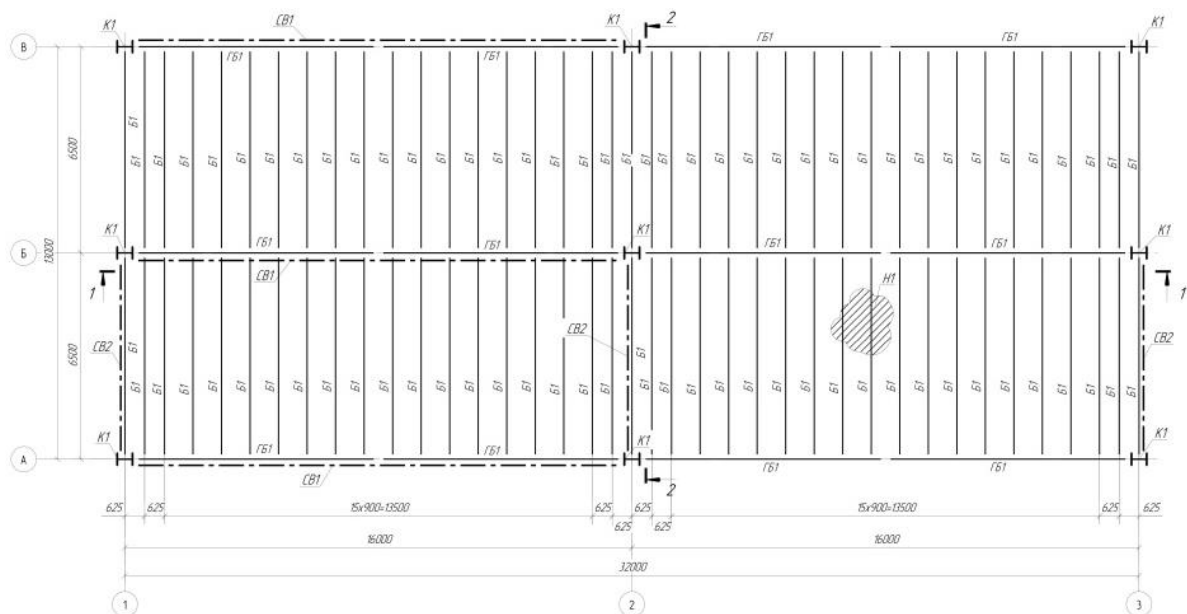


Рис. 5.1 Схема расстановки балок настила

С учетом известного веса балок настила (вес 1 м I40 - 57 кг) и принятой фактической схемы расстановки балок (шаг $a=900$ мм) сбор нагрузок на балку уточнен и выполнен в табл. 5.4.

Вес балок настила на 1 м^2 : $q=57 \text{ (кг/м)} / 0,9 \text{ м}=63 \text{ кг/м}^2=0,63 \text{ кПа}$

В табл.5.4 выполнен сбор нагрузки на балки настил с учётом фактического веса балок.

Таблица 5.4

Сбор нагрузки на балки настила с учетом фактически принятых параметров

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кПа	γ_f	Расчетная нагрузка, кПа
Вес настила	0,79	1,05	0,83
Вес балок настила	0,63	1,05	0,66
Временная нагрузка	34	1,2	40,8
Итого	$g_n=35,42$		$g=42,29$

Нормативная равномерно распределенная по балке нагрузка:

$$q_n = g_n a = 35,24 \cdot 0,9 = 31,9 \text{ кН/м.}$$

Расчетная равномерно распределенная по балке нагрузка:

$$q = g a = 42,29 \cdot 0,9 = 38,1 \text{ кН/м.}$$

Максимальный момент в середине пролета балки:

$$M_{\max} = ql^2 / 8 = 38,1 \cdot 6,5^2 / 8 = 201,3 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Максимальная поперечная сила на опоре:

$$Q_{\max} = ql / 2 = 38,1 \cdot 6,5 / 2 = 124 \text{ кН.}$$

$$1) \text{ Проверка прочности балки на изгиб } \frac{M_{\max}}{W_x R_y \gamma_c} = \frac{201,3 \cdot 100}{953 \cdot 23,5 \cdot 1} = 0,9 < 1$$

Прочность балки на изгиб обеспечена.

$$2) \text{ Проверка прочности на срез } \frac{Q_{\max} S_x^{1/2}}{I_x t_w R_s \gamma_c} = \frac{124 \cdot 545}{19062 \cdot 0,83 \cdot 0,58 \cdot 23,5 \cdot 1} = 0,31 < 1$$

Прочность на срез обеспечена.

$$3) \text{ Проверка жесткости } \frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_n l^3}{EI_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,319 \cdot 650^3}{20600 \cdot 19062} = \frac{1}{344} < \frac{1}{200}$$

Жёсткость обеспечена.

Расчет главной балки

В табл.5.5 выполнен сбор нагрузки на главную балку.

Таблица 5.5

Сбор нагрузки на главную балку

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, кПа	γ_f	Расчетная нагрузка, кПа
Вес настила	0,79	1,05	0,83
Вес балок настила	0,63	1,05	0,65
Вес главной балки	0,9	1,05	0,95
Временная нагрузка	34	1,2	40,8
Итого	$g_n=36,31$		$g=43,23$
			$g_o^*=42,28$

* без учета собственного веса главной балки

$$\text{Средний коэффициент надёжности по нагрузке: } \gamma_{fcp} = \frac{g}{g_n} = \frac{43,23}{36,31} = 1,19$$

Нормативная равномерно распределенная по балке нагрузка:

$$q_n = g_n a = 36,31 \cdot 6,5 = 236 \text{ кН/м.}$$

Расчетная равномерно распределенная по балке нагрузка:

$$q = g a = 43,23 \cdot 6,5 = 281 \text{ кН/м.}$$

Расчетная схема главной балки – шарнирно опертая по концам балка с распределенной нагрузкой. Сечение главной балки – сварной двутавр.

Максимальный момент в середине пролета балки:

$$M_{\max} = ql^2 / 8 = 281 \cdot 16^2 / 8 = 8992 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Максимальная поперечная сила на опоре:

$$Q_{\max} = ql / 2 = 281 \cdot 16 / 2 = 2248 \text{ кН.}$$

Расчетное сопротивление стали С255 для листового, широкополосного универсального и сортового проката равно при толщинах от 4 до 20 мм включительно $R_y=24 \text{ кН/см}^2$; при толщинах св. 20 до 40 мм $R_y=23 \text{ кН/см}^2$.

$$\text{Требуемый момент сопротивления } W_{\text{тр}} = \frac{M_{\text{max}}}{R_y \gamma_c} = \frac{8992 \cdot 100}{23 \cdot 1} = 39096 \text{ см}^3.$$

Минимальная высота сечения:

$$h_{\text{min}} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_y l}{E \left[\frac{f}{l} \right] \gamma_{fcp}} = \frac{5}{24} \cdot \frac{23 \cdot 1600}{20600 \cdot \frac{1}{400} \cdot 1,19} = 125 \text{ см.}$$

С учетом расположения опорного ребра в торце балки, толщина стенки двутавра должна удовлетворять следующему условию:

$$t_w \geq 1,5 \frac{Q_{\text{max}}}{h_{\text{min}} R_s \gamma_c} = 1,5 \frac{2248}{125 \cdot 0,58 \cdot 23 \cdot 1} = 2,0 \text{ см.}$$

$$t_w \geq 7 + \frac{3h_{\text{min}}}{1000} = 7 + \frac{3 \cdot 1250}{1000} = 11 \text{ мм.}$$

Принимаем толщину стенки $t_w=20 \text{ мм}$.

Оптимальная высота сечения главной балки

$$h_{\text{опт}} \approx k \sqrt{\frac{W_{\text{тр}}}{t_w}} = 1,2 \sqrt{\frac{39096}{2}} = 167,8 \text{ см.}$$

Принимаем окончательно $h_w=1600 \text{ мм}$.

$$\text{Требуемая площадь полки: } A_f = \frac{W_{\text{тр}}}{h_w} - \frac{h_w t_w}{6} = \frac{39096}{160} - \frac{160 \cdot 2}{6} = 191 \text{ см}^2.$$

Ширина полки должна удовлетворять условиям:

$$b_f \geq 180 \text{ мм; } b_f = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{3} \right) h_w = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{3} \right) \cdot 1600 = (320 \div 533) \text{ мм; } b_f t_f \geq A_f = 191 \text{ см}^2.$$

Толщина полки должна удовлетворять условиям:

$$t_f \geq t_w = 22 \text{ мм; } t_f \leq 3t_w = 60 \text{ мм; } t_f \leq 40 \text{ мм.}$$

$$\text{Для обеспечения местной устойчивости полок: } \frac{b_f}{t_f} \leq \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \sqrt{\frac{20600}{22,5}} = 30,3$$

Принимаем толщину полки $t_f=40 \text{ мм}$, ширину полки $b_f=500 \text{ мм}$. Тогда площадь полки $A_f=200 \text{ см}^2$.

Момент инерции:

$$I_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2A_f \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2 = \frac{2 \cdot 160^3}{12} + 2 \cdot 200 \cdot \left(\frac{160}{2} + \frac{4}{2} \right)^2 = 3372266 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления: $W_x = \frac{2I_x}{(h_w + 2t_f)} = \frac{2 \cdot 3372266}{(160 + 2 \cdot 4)} = 40146 \text{ см}^3.$

Площадь сечения: $A = t_w h_w + 2A_f = 2 \cdot 160 + 2 \cdot 200 = 720 \text{ см}^2.$

Вес 1 м главной балки равен: $7850 \cdot 0,072 = 565 \text{ кг/м}.$

Вес главных балок на 1 м²: $q = 565 \text{ (кг/м)} / 6,5 \text{ м} = 87 \text{ кг/м}^2 = 0,87 \text{ кПа}$

Вес главных балок принятый при сборе нагрузок 0,9 кПа отличается от фактического на 3,3%, что незначительно и сбор нагрузки можно оставить в том виде, как он был выполнен ранее.

Проверка прочности и жёсткости главной балки.

1) Проверка прочности балки на изгиб:

$$\frac{M_{\max}}{W_x R_y \gamma_c} = \frac{8992 \cdot 100}{40146 \cdot 23 \cdot 1} = 0,97 < 1 \text{ - прочность балки на изгиб обеспечена.}$$

2) Проверка жёсткости:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_n l^3}{EI_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{2,36 \cdot 1600^3}{20600 \cdot 3440533} = \frac{1}{563} < \frac{1}{400} \text{ - жёсткость обеспечена.}$$

С целью снижения расхода стали сечение главной балки на опорных участках выполняется с полкой меньшей ширины. Место изменения сечения выбирается на расстоянии примерно 1/6 пролёта главной балки - $x = 2600 \text{ мм}$ от опоры.

Момент, действующий в месте изменения сечения:

$$M_x = \frac{qlx}{2} - \frac{qx^2}{2} = \frac{281 \cdot 16 \cdot 2,6}{2} - \frac{281 \cdot 2,6^2}{2} = 4895 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечная сила, действующая в месте изменения сечения:

$$Q_x = \frac{ql}{2} - qx = \frac{281 \cdot 16}{2} - 281 \cdot 2,6 = 1518 \text{ кН}.$$

Требуемый момент сопротивления измененного сечения:

$$W'_{\text{тп}} = \frac{M_x}{R_y \gamma_c} = \frac{4895 \cdot 100}{23 \cdot 1} = 21283 \text{ см}^3.$$

Требуемая площадь полки: $A'_f = \frac{W'_{np}}{h_w} - \frac{h_w t_w}{6} = \frac{21283}{160} - \frac{160 \cdot 2}{6} = 80 \text{ см}^2$.

Ширина полки в измененном сечении должна удовлетворять условиям: $b'_f \geq 180 \text{ мм}$; $b'_f \geq b_f / 2 = 250 \text{ мм}$; $b'_f t_f \geq A'_f = 80 \text{ см}^2$; $b'_f \geq 0,1h_0 = 168 \text{ мм}$.

Принимаем $b'_f = 250 \text{ мм}$; $t_f = 40 \text{ мм}$, тогда $A'_f = 100 \text{ см}^2$.

Момент инерции балки в измененном сечении:

$$I'_x = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2A'_f \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right)^2 = \frac{2 \cdot 160^3}{12} + 2 \cdot 100 \cdot \left(\frac{160}{2} + \frac{4}{2} \right)^2 = 2027467 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления балки в измененном сечении:

$$W'_x = \frac{2I'_x}{(h_w + 2t_f)} = \frac{2 \cdot 2027467}{(160 + 2 \cdot 4)} = 24137 \text{ см}^3.$$

Статический момент половины уменьшенного сечения балки:

$$S_x^{1/2} = \frac{h_w}{4} \frac{h_w}{2} t_w + \left(\frac{h_w}{2} + \frac{t_f}{2} \right) b'_f t_f = \frac{160}{4} \frac{160}{2} \cdot 2 + \left(\frac{160}{2} + \frac{4}{2} \right) \cdot 25 \cdot 4 = 14600 \text{ см}^4.$$

Проверки балки в измененном сечении.

1) Проверка прочности на изгиб: $\frac{M_x}{W'_x R_y \gamma_c} = \frac{4895 \cdot 100}{24137 \cdot 23 \cdot 1} = 0,88 < 1$

Прочность на изгиб обеспечена.

2) Проверка прочности на срез в опорном сечении:

$$\frac{1,5Q_{max}}{h_w t_w R_s \gamma_c} = \frac{1,5 \cdot 2248}{160 \cdot 2 \cdot 0,58 \cdot 23 \cdot 1} = 0,79 < 1$$

Прочность на срез обеспечена.

3) Проверка прочности при действии приведенных напряжений в месте изменения сечения:

$$\sigma_w = \frac{M_x h_w}{2I'_x} = \frac{4895 \cdot 100 \cdot 160}{2 \cdot 2027467} = 19,3 \text{ кН/см}^2,$$

$$\tau_w = \frac{Q_x}{h_w t_w} = \frac{1518}{160 \cdot 2} = 4,7 \text{ кН/см}^2,$$

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_w^2 + 3\tau_w^2} = \sqrt{19,3^2 + 3 \cdot 4,7^2} = 20,9 \text{ кН/см}^2,$$

$$\frac{0,87\sigma_{np}}{R_y\gamma_c} = \frac{0,87 \cdot 20,9}{23 \cdot 1} = 0,79 < 1 \text{ - прочность обеспечена.}$$

4) Проверка прочности стенки от действия местных напряжений

Расчетная распределенная нагрузка, действующая на балку настила (см. расчет балки настила): $q_6 = 38,1$ кН/м.

Опорная реакция балки настила: $R_{6н} = 124$ кН.

На среднюю главную балку в точках опирания двух балок настила действует удвоенная опорная реакция: $P_{6н} = 248$ кН.

Местные напряжения в стенке средней главной балки, в месте опирания балок настила: $\sigma_{loc} = P_{6н} / (l_{ef} t_w) = 248 / (23,5 \cdot 2) = 5,4$ кН/см².

Расчетная длина: $l_{ef} = b + 2t_f = 155 + 2 \cdot 40 = 235$ мм.

Проверка прочности:

$\sigma_{loc} / (R_y\gamma_c) = 5,4 / (23 \cdot 1) = 0,22 < 1$ - прочность обеспечена.

5) Проверка общей устойчивости главной балки

Для балок 1-го класса устойчивость обеспечена, если выполнено условие: $\bar{\lambda}_b \leq \bar{\lambda}_{ub}$

Условная гибкость сжатого пояса балки:

$$\bar{\lambda}_b = \frac{l_{ef}}{b_f} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} = \frac{900}{500} \sqrt{\frac{23}{20600}} = 0,059.$$

Условная предельная гибкость сжатого пояса сварной балки:

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_{ub} &= 0,35 + 0,0032 \cdot \frac{b_f}{t_f} + \left(0,76 - 0,02 \cdot \frac{b_f}{t_f} \right) \frac{b_f}{h} = \\ &= 0,35 + 0,0032 \cdot 15 + (0,76 - 0,02 \cdot 15) \cdot 500 / 1680 = 0,53. \end{aligned}$$

Формула верна при соотношении $15 \leq b_f/t_f \leq 35$ и $1 \leq h/b_f \leq 6$. В данном случае $h/b_f = 1680/500 = 3,36$. При отношении $b_f/t_f < 15$ (в данном случае: $b_f/t_f = 500/40 = 12,5$) b_f/t_f принимается равным 15.

Условие $\bar{\lambda}_b \leq \bar{\lambda}_{ub}$ выполняется: $0,059 < 0,53$ - общая устойчивость главной балки обеспечена.

б) Проверка местной устойчивости полки

$$\text{Условная гибкость свеса полки: } \bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} = \frac{240}{40} \sqrt{\frac{23}{20600}} = 0,2.$$

$$\text{Расчетная ширина свеса полки } b_{ef} = (500 - 20) / 2 = 240 \text{ мм.}$$

Предельная условная гибкость свеса полки:

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{R_{yf} / \sigma_{сж}} = 0,5 \sqrt{23 / 22,4} = 0,51.$$

$$\sigma_{сж} = M_{\max} / W_c = 8992 \cdot 100 / 40146 = 22,4 \text{ кН/см}^2.$$

Условие $\bar{\lambda}_f \leq \bar{\lambda}_{uf}$ выполняется: $0,2 < 0,51$. Устойчивость полки обеспечена.

7) Проверка местной устойчивости стенки

Для сварных балок $h_{ef} = h_w$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_{yw}}{E}} = \frac{160}{2} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 2,73.$$

$\bar{\lambda}_w = 2,73 > 2,5$ - превышает предельное значение для балок с двусторонним поясными швами и при наличии в них местных напряжений σ_{loc} .

Установка продольного ребра жесткости не требуется, т.к. выполняется условие $\bar{\lambda}_w = 2,73 < 5,5$

Для обеспечения местной устойчивости стенки необходимо установить поперечные ребра жесткости с шагом вдоль пролета балки с шагом $a \leq 2,5 h_{ef} = 4 \text{ м}$.

Принимаем 3 отсека. Проверка местной устойчивости стенки выполнена в табл. 5.6, схема балки приведена на рис. 5.2.

Поперечные ребра жёсткости выполняются двусторонними. Ширина выступающей части ребра b_r при двухсторонних ребрах должна быть не менее $(h_w / 30 + 25) = (1600 / 30 + 25) = 78,33 \text{ мм}$. Принимаем ширину ребра 80 мм. Толщина ребра $t_r \geq 2b_r \sqrt{R_y / E} = 2 \cdot 80 \cdot \sqrt{24 / 20600} = 5,5 \text{ мм}$. Принимаем толщину ребра $t_r = 6 \text{ мм}$.

Таблица 5.6

Проверка местной устойчивости стенки

	Величина	Номер отсека		
		1	2	3
№ проверки	Координата x , м	0,8	4,75	7,45
	Расчетный изгибающий момент M , кНсм	170848	750797	894950
	Расчетная поперечная сила Q , кН	2023	913	155
	Сила в месте опирания балок настила $P_{\text{бн}}$, кН	248	248	248
	Момент инерции I_x , см ⁴	2027467	3372266	3372266
	Ширина полки b_f , см	25	50	50
	$\sigma = \frac{Mh_w}{2I_x}$, кН/см ²	6,7	17,8	21,2
	$\tau = \frac{Q}{t_w h_w}$, кН/см ²	6,32	2,85	0,48
	$\sigma_{loc} = \frac{P_{\text{бн}}}{l_{ef} t_w}$, кН/см ²	5,28	5,28	5,28
	$l_{ef} = b_{\text{бн}} + 2t_f$, см	23,5	23,5	23,5
	Расчетная высота отсека h_{ef} , см	160	160	160
	Ширина отсека a , см	395	270	270
	Меньшая сторона отсека $d = \min(h_{ef}, a)$, см	160	160	160
	Отношение максимальной стороны отсека к минимальной $\mu = \max(h_{ef}, a) / \min(h_{ef}, a)$	2,47	1,69	1,69
	$\lambda_d = d / t_w \sqrt{R_y / E}$	2,73	2,73	2,73
	τ_{cr} , кН/см ²	21,6	24,4	24,4
	β	0,8	0,8	0,8
	$\delta = \beta(b_f / h_{ef})(t_f / t_w)^3$	1	2	2
	$\rho = 1,04 l_{ef} / h_{ef}$	0,15	0,15	0,15
	1 проверка	a / h_{ef}	2,47	1,69
$c_{1,1}$		12	13,15	13,15
$c_{2,1}$		1,56	1,85	1,85
$c_{cr,1}$		84,7	67,3	67,3
$\sigma_{cr,1}$, кН/см ²		272,8	216,7	216,7
$\sigma_{loc,cr,1}$, кН/см ²		60,3	78,3	78,3
$\sqrt{(\sigma / \sigma_{cr,1} + \sigma_{loc} / \sigma_{loc,cr,1})^2 + (\tau / \tau_{cr,1})^2} / \gamma_c \leq 1$		0,313	0,190	0,167
2 проверка ка	a_1 / h_{ef}	0,67	0,67	0,67
	$c_{1,2}$	27,9	27,9	27,9
	$c_{2,2}$	1,56	1,64	1,64

$c_{cr,2}$	31,5	33,3	33,3
$\sigma_{cr,2}$, кН/см ²	101,4	107,2	107,2
$\sigma_{loc,cr,2}$, кН/см ²	140,16	147,3	147,3
$\sqrt{(\sigma / \sigma_{cr,2} + \sigma_{loc} / \sigma_{loc,cr,2})^2 + (\tau / \tau_{cr,2})^2} / \gamma_c \leq 1$	0,435	0,233	0,115

Устойчивость стенки обеспечена

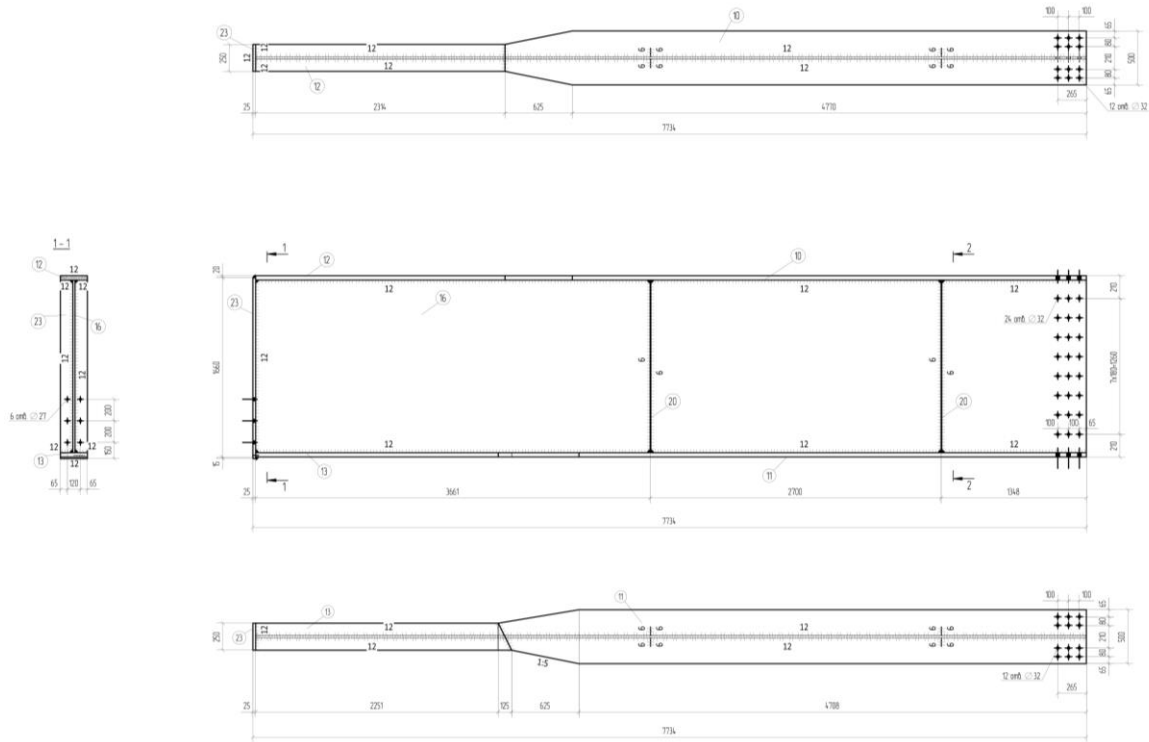


Рис. 5.2 Главная балка

Расчет монтажного соединения главной балки

1) Расчет болтов на полках

$$\text{Момент, воспринимаемый стенкой: } M_w = \frac{M I_w}{I_x} = \frac{8992 \cdot 682667}{3372266} = 1820 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$\text{где момент инерции стенки: } I_w = \frac{t_w h^3}{12} = \frac{2 \cdot 160^3}{12} = 682667 \text{ см}^4.$$

$$\text{Момент, воспринимаемый полками: } M_f = M - M_w = 8992 - 1820 = 7172 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$$\text{Усилие, воспринимаемое болтами: } N_f = \frac{M_f}{h_w + t_f} = \frac{7172}{1,6 + 0,04} = 4373 \text{ кН}.$$

Полка перекрывается тремя накладками: снаружи одна шириной, равной ширине полки и двух внутри шириной 200 мм. Площадь накладок

должна быть не меньше, чем площадь полки: $A_n \geq A_f$. Принимаем толщину накладок 25 мм.

Соединение выполняем высокопрочными болтами $d = 30$ мм из стали 40Х.

$$\text{Несущая способность болта: } Q_{bh} = \frac{R_{bh} \mu A_{bn}}{\gamma_h} = \frac{63 \cdot 0,58 \cdot 5,61}{1,12} = 183 \text{ кН.}$$

Количество болтов по полке с одной стороны стыка:

$$n = \frac{N_f}{Q_{bh} \gamma_c \gamma_b k} = \frac{4373}{183 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2} = 11,95, \text{ где } k=2 \text{ - число плоскостей трения.}$$

Принимаем количество болтов 12 штук, диаметр отверстия 32 мм.

2) Проверка ослабленного сечения полки.

$$\text{Площадь сечения полки нетто: } A_{fn} = 50 \cdot 4 - 4 \cdot 3,2 \cdot 4 = 148,8 \text{ см}^2.$$

$A_{fn} / A_f = 148,8 / 200 = 0,74 < 0,85$ - проверка ослабленного сечения выполняется по условной площади: $A_{fn} = 1,18 A_{fn} = 1,18 \cdot 148,8 = 175,6 \text{ см}^2$.

Сила, приходящаяся на ослабленное сечение:

$$N_{\text{осл}} = N_f - \frac{N_f n_{\text{осл}}}{2n} = 4373 - \frac{4373 \cdot 4}{2 \cdot 12} = 3644 \text{ кН.}$$

$$\text{Проверка ослабленного сечения: } \frac{N_{\text{осл}}}{R_y \gamma_c A_{ef}} = \frac{3644}{23 \cdot 1 \cdot 175,6} = 0,9 < 1, \text{ проч-}$$

ность ослабленного сечения обеспечена.

3) Расчет болтов на стенке

Максимальная сила, действующая на крайний ряд болтов:

$$N_{\text{max}} = \frac{M_w h_{\text{max}}}{\sum h_i^2} = \frac{1820 \cdot 1,26}{0,18^2 + 0,54^2 + 0,9^2 + 1,26^2} = 936 \text{ кН}$$

Количество вертикальных рядов болтов:

$$m = \frac{N_{\text{max}}}{Q_{bh} \gamma_c \gamma_b k_s} = \frac{936}{183 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2} = 2,56$$

Принимаем 3 вертикальных ряда болтов с одной стороны соединения.

$$\text{Толщину накладок по стенке принимаем: } t_n = \frac{t_w}{2} + 2 \text{ мм} = \frac{20}{2} + 2 = 12 \text{ мм}$$

Монтажный стык главной балки показан на рис. 5.3.

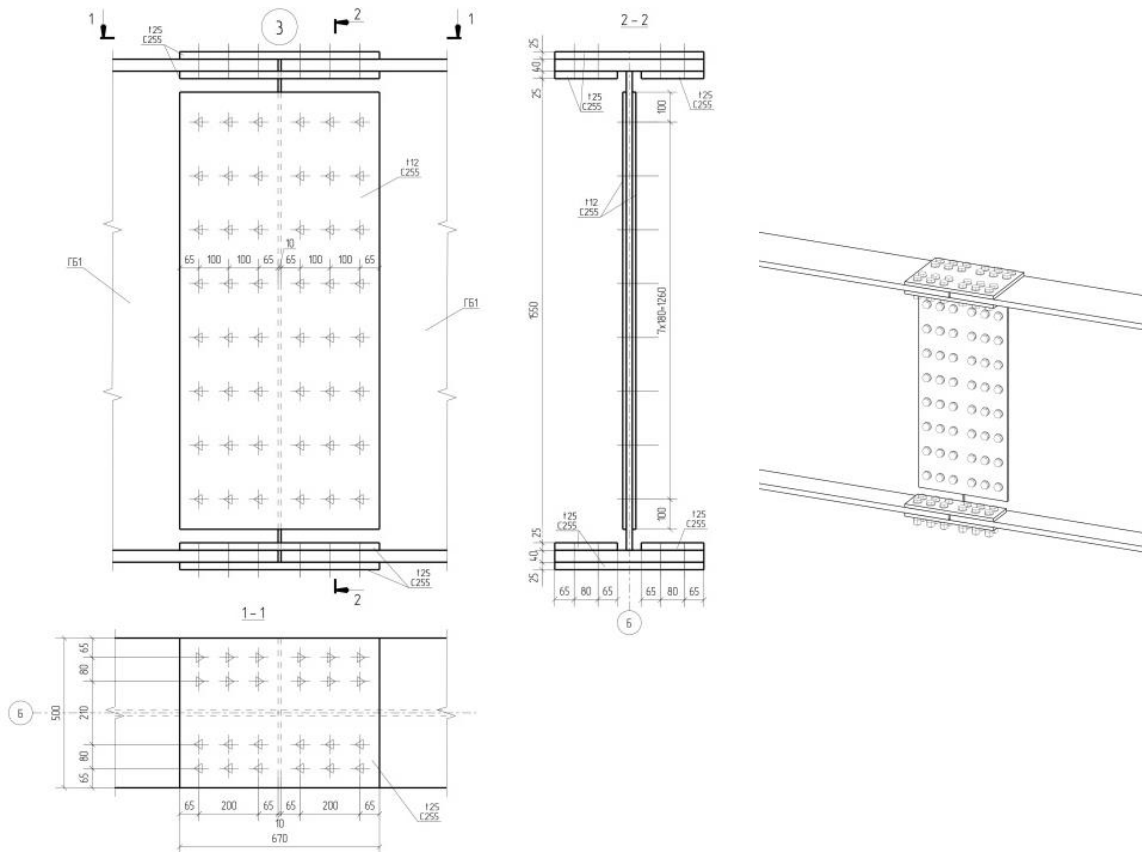


Рис. 5.3 Монтажный стык главной балки

Расчет и проектирование поясных швов соединяющих полку и стенку.

Усилие, сдвигающее пояс вдоль продольной оси балки:

$$T = Q_{\max} S_f / I'_x = 2248 \cdot 8200 / 2027467 = 9,1 \text{ кН/см.}$$

Статический момент полки относительно нейтральной оси балки в уменьшенном сечении: $S'_f = b'_f t_f (h_w / 2 + t_f / 2) = 25 \cdot 4 \cdot (160 / 2 + 4 / 2) = 8200 \text{ см}^3$.

Усилие от опорной реакции балки настила, установленной на верхнем поясе главной балки: $V = P_{\text{он}} / l_{\text{ef}} = 248 / 23,5 = 10,6 \text{ кН/см.}$

Результирующая сила, приходящаяся на каждый шов:

$$F = \sqrt{T^2 + V^2} = \sqrt{9,1^2 + 10,6^2} = 14 \text{ кН/см.}$$

Катет шва должен удовлетворять следующим условиям:

$k_f \geq k_{f \min}$ - при автоматической сварке для таврового соединения с двусторонними угловыми швами для толщины более толстого элемента (полки) 40 мм: $k_{f \min} = 12 \text{ мм.}$

$$k_f \leq k_{f \max} = 1,2t_{\min} = 1,2 \cdot 20 = 24 \text{ мм.}$$

Принимаем катет шва $k_f = 12 \text{ мм.}$

Применяем автоматическую сварку в углекислом газе, применяем сварочную проволоку Св-08Г2С с $R_{wf}=21,5 \text{ кН/см}^2$. При автоматической сварке при диаметрах сварочной проволоки $d=1,4-2 \text{ мм}$ и при катетах шва до 12 мм $\beta_f=0,9$; $\beta_z=1,05$; при катетах шва 14-16 мм $\beta_f=0,8$; $\beta_z=1$.

Нормативное временное сопротивление стали С255 при t_f от 20 до 40 мм $R_{un}=37 \text{ кН/см}^2$, тогда $R_{wz} = 0,45R_u = 0,45 \cdot 37 = 16,7 \text{ кН/см}^2$.

$$\text{Проверка по металлу шва: } \frac{F}{2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} = \frac{14}{2 \cdot 0,9 \cdot 1,2 \cdot 21,5 \cdot 1} = 0,3 < 1.$$

Проверка по металлу границы сплавления:

$$\frac{F}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} = \frac{14}{2 \cdot 1,05 \cdot 1,2 \cdot 16,7 \cdot 1} = 0,34 < 1.$$

Прочность шва обеспечена.

Расчет и проектирование узла опирания главной балки на колонну сбоку

Узел опирания главной балки на колонну сбоку показан на рис. 5.4.

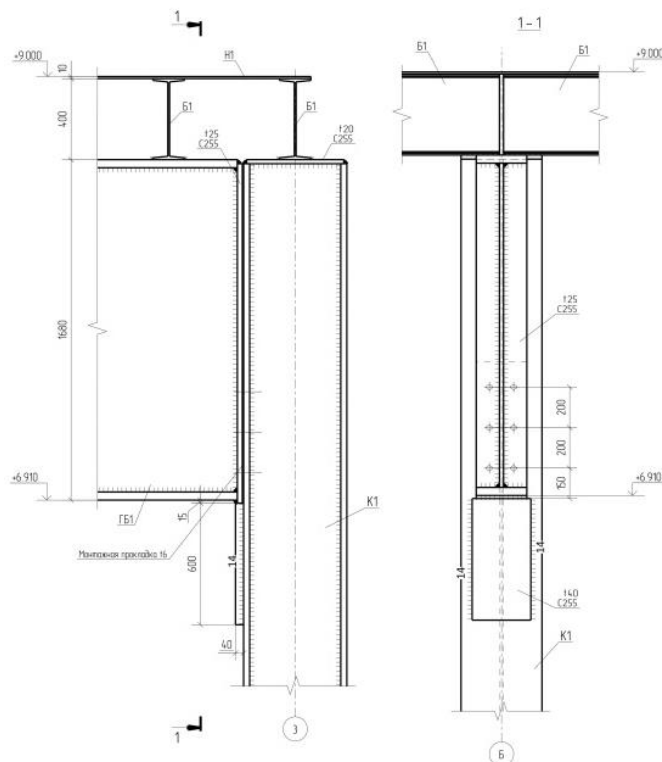


Рис. 5.4. Узел опирания главной балки на колонну сбоку

1) Расчет швов крепления опорного ребра к стенке балки

Катет шва должен удовлетворять следующим условиям:

$$k_f \geq k_{f \min} = 6 \text{ мм}; \quad k_f \leq k_{f \max} = 1,2t_{\min} = 1,2 \cdot 20 = 24 \text{ мм. Принимаем катет шва } k_f = 10 \text{ мм.}$$

Расчетная длина шва $l_w = h_w - 1 \text{ см} = 160 - 1 = 159 \text{ см}$, не должна превышать $85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 1 = 76 \text{ см}$, поэтому в расчет включаем $l_w = 76 \text{ см}$.

$$\text{Проверка по металлу шва: } \frac{Q}{2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} = \frac{2248}{2 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 76 \cdot 21,5 \cdot 1} = 0,76 < 1.$$

Проверка по металлу границы сплавления:

$$\frac{Q}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} = \frac{2248}{2 \cdot 1,05 \cdot 1 \cdot 76 \cdot 16,7 \cdot 1} = 0,84 < 1. \text{ Прочность шва обеспечена.}$$

2) Расчет опорного ребра

Ширина опорного ребра: $b_{\text{оп}} \leq b_f = 250 \text{ см}$. Принимаем $b_{\text{оп}} = 250 \text{ см}$.

$$\text{Толщина опорного ребра: } t_{\text{оп}} \geq \frac{Q}{b_{\text{оп}} R_p \gamma_c} = \frac{2248}{25 \cdot 36 \cdot 1} = 2,5 \text{ см.}$$

Ширина выступающей части опорного ребра:

$$b = (b_{\text{оп}} - t_w) / 2 = (250 - 20) / 2 = 115 \text{ мм},$$

$$\text{что меньше } b \leq 0,5t_{\text{оп}} \sqrt{E/R_y} = 0,5 \cdot 25 \cdot \sqrt{20600/23} = 374 \text{ мм.}$$

Выступающая вниз часть опорного ребра принимаем 20 мм, что меньше $1,5t_{\text{оп}} = 37,5 \text{ мм}$.

3) Проверка устойчивости опорного ребра.

Участок стенки, включаемый в расчетное сечение ребра-стойки:

$$c = 0,65t_w \sqrt{E/R_y} = 0,65 \cdot 2 \cdot \sqrt{20600/23} = 38 \text{ см.}$$

Площадь расчетного сечения ребра-стойки:

$$A = b_{\text{оп}} t_{\text{оп}} + ct_w = 25 \cdot 2,5 + 38 \cdot 2 = 138 \text{ см}^2.$$

Момент инерции расчетного сечения ребра-стойки:

$$I_y = \frac{ct_w^3}{12} + \frac{t_{\text{оп}} b_{\text{оп}}^3}{12} = \frac{38 \cdot 2^3}{12} + \frac{2,5 \cdot 25^3}{12} = 3280 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции расчетного сечения ребра-стойки:

$$i_y = \sqrt{I_y / A} = \sqrt{3280 / 138,5} = 4,87 \text{ см.}$$

Условная гибкость ребра-стойки: $\bar{\lambda} = \frac{h_w}{i_y} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{160}{4,87} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,12.$

Коэффициент устойчивости:

$$\varphi = 0,5(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,4\bar{\lambda}^2}) / \bar{\lambda}^2 = 0,5 \cdot (11,8 - \sqrt{11,8^2 - 39,4 \cdot 1,12^2}) / 1,12^2 = 0,93.$$

Коэффициент δ :

$$\delta = 9,87(1 - \alpha + \beta\bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2 = 9,87 \cdot (1 - 0,04 + 0,09 \cdot 1,12) + 1,12^2 = 11,8.$$

Проверка устойчивости ребра-стойки: $\frac{Q}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{2248}{0,93 \cdot 138,5 \cdot 23 \cdot 1} = 0,76 < 1.$

Устойчивость ребра обеспечена.

4) Расчет швов крепления опорного столика к колонне

Принимаем толщину опорного столика $t_{oc} = 40$ мм.

Катет шва: $k_f \geq k_{f \min}$ при автоматической сварке для нахлесточного соединения при толщине более толстого элемента 40 мм: $k_{f \min} = 12$ мм.

Принимаем катет шва $k_f = 14$ мм.

$\beta_f = 0,8$; $\beta_z = 1,0$ (механизированная сварка при диаметрах сварочной проволоки $d = 1,4 - 2$ мм; положение нижнее, горизонтальное или вертикальное)

Требуемая длина шва из условия проверки по металлу шва:

$$l_w \geq \frac{1,2Q}{2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} = \frac{1,2 \cdot 2248}{2 \cdot 0,8 \cdot 1,4 \cdot 21,5 \cdot 1} = 56 \text{ см}$$

Требуемая длина шва из условия проверки по металлу границы сплавления:

$$l_w \geq \frac{1,2Q}{2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} = \frac{1,2 \cdot 2248}{2 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 16,7 \cdot 1} = 57,7 \text{ см}$$

Требуемая длина швов не более $85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,8 \cdot 1,4 = 95,2$ см.

Высота опорного столика $h_{oc} \geq l_w + 1 \text{ см} = 57,7 + 1 = 58,7$ см.

Принимаем высоту опорного столика $h_{oc} = 60$ см

Расчет и проектирование узла сопряжения балки настила с главной балкой в одном уровне

На рис.5.5 показан узел сопряжения балки настила с главной балкой в одном уровне.

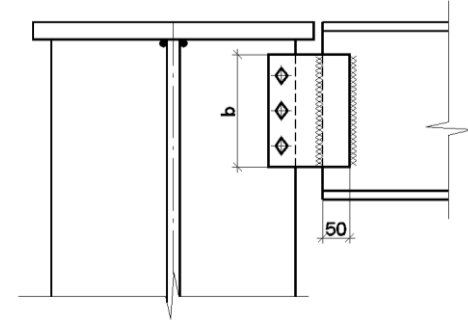


Рис.5.5. Узел сопряжения балки настила с главной балкой в одном уровне

Толщина накладки должна быть больше толщины стенки балки настила на 1-2 мм, поэтому толщина накладки t_n принимается 10 мм. Толщина поперечного ребра на главной балке 6 мм.

1) Расчет болтового соединения

Выбираем для соединения болт диаметром $d_b=20$ мм, класс прочности 5.8.

Несущая способность болта на срез:

$$N_{bs} = R_{bs} \gamma_b \gamma_c A_b n_s = 21 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 3,14 \cdot 1 = 59,3 \text{ кН.}$$

Несущая способность болта по смятию соединяемых элементов:

$$N_{bp} = R_{bp} \gamma_b \gamma_c d_b \sum t = 48,5 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 1 \cdot 2 \cdot 0,6 = 52,5 \text{ кН.}$$

$$N_b = \min \begin{cases} N_{bs} = 59,3 \\ N_{bp} = 52,5 \end{cases} = 52,5 \text{ кН.}$$

Требуемое число болтов: $n_{тр} = \frac{R_{бн}}{N_b} \cdot 1,1 = \frac{124}{52,5} \cdot 1,1 = 2,6$.

Принимаем 3 болта М20, класса прочности 5.8, класса точности В.

С учетом расстановки болтов, высота накладки $b_n=220$ мм.

Проверка прочности накладки на срез в ослабленном отверстиями под

болты сечении:
$$\frac{R_{бн}}{R_s \gamma_c (b_n - n_b d_{отв}) t_n} = \frac{124}{0,58 \cdot 24 \cdot 1 \cdot (22 - 3 \cdot 2,2) \cdot 1} = 0,58 < 1$$

Прочность ослабленного сечения накладки обеспечена.

Расчет сварного соединения

Минимальный катет шва $k_{f \min} = 4$ мм. Максимальный катет шва $k_{f \max} = 1,2 \cdot 8,3 = 10$ мм. Принимаем катет шва $k_f = 8$ мм.

Момент, действующий на сварные швы: $M = Q_{\text{бн}} e = 124 \cdot 0,1 = 12,4$ кН·м.

Проверка сварных швов по металлу шва.

Касательные напряжения от действия поперечной силы:

$$\tau_{Qf} = \frac{Q_{\text{бн}}}{2\beta_f k_f (b_{\text{н}} - 1)} = \frac{124}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot (22 - 1)} = 4,1 \text{ кН/см}^2.$$

Касательные напряжения от действия момента:

$$\tau_{Mf} = \frac{M}{I_{xf} + I_{yf}} \sqrt{x^2 + y^2} = \frac{1240}{1111 + 272} \sqrt{3^2 + 10,5^2} = 9,8 \text{ кН/см}^2.$$

$$x = a/2 = 6/2 = 3 \text{ см}; y = (b_{\text{н}} - 1)/2 = (22 - 1)/2 = 10,5 \text{ см}$$

$$\alpha = \arctg(x/y) = \arctg(3/10,5) = 15,9^\circ$$

$$I_{xf} = \frac{2\beta_f k_f (b_{\text{н}} - 1)^3}{12} = \frac{2 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot (22 - 1)^3}{12} = 1111 \text{ см}^4.$$

$$I_{yf} = 2\beta_f k_f (b_{\text{н}} - 1) \frac{a^2}{4} = 2 \cdot 0,9 \cdot 0,8 \cdot (22 - 1) \frac{6^2}{4} = 272 \text{ см}^4.$$

Суммарные напряжения от действия поперечной силы и момента:

$$\tau_f = \sqrt{(\tau_{Qf} + \tau_{Mf} \sin \alpha)^2 + (\tau_{Mf} \cos \alpha)^2} = \sqrt{(4,1 + 9,8 \sin 15,9^\circ)^2 + (9,8 \cos 15,9^\circ)^2} = 11,6 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка прочности сварных швов по металлу шва: $\frac{\tau_f}{R_{wf} \gamma_c} = \frac{11,6}{21,5 \cdot 1} = 0,54 < 1$.

Прочность по металлу шва обеспечена.

Проверка сварных швов по металлу границы сплавления.

Касательные напряжения от действия поперечной силы:

$$\tau_{Qz} = \frac{Q_{\text{бн}}}{2\beta_z k_f (b_{\text{н}} - 1)} = \frac{124}{2 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot (22 - 1)} = 3,5 \text{ кН/см}^2.$$

Касательные напряжения от действия момента:

$$\tau_{Mz} = \frac{M}{I_{xz} + I_{yz}} \sqrt{x^2 + y^2} = \frac{1240}{1296 + 317} \sqrt{3^2 + 10,5^2} = 8,4 \text{ кН/см}^2.$$

$$x=a/2=6/2=3 \text{ см}; y=(b_H-1)/2=(22-1)/2=10,5 \text{ см};$$

$$\alpha=\arctg(x/y)=\arctg(3/10,5)=15,9^\circ$$

$$I_{xz} = \frac{2\beta_z k_f (b_H - 1)^2}{12} = \frac{2 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot (22 - 1)^3}{12} = 1296 \text{ см}^4.$$

$$I_{yz} = 2\beta_z k_f (b_H - 1) a^2 / 4 = 2 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot (22 - 1) \cdot 6^2 / 4 = 317 \text{ см}^4.$$

Суммарные касательные напряжения от действия поперечной силы и момента:

$$\tau_z = \sqrt{(\tau_{Qz} + \tau_{Mz} \sin \alpha)^2 + (\tau_{Mz} \cos \alpha)^2} = \sqrt{(3,5 + 8,4 \sin 15,9^\circ)^2 + (8,4 \cos 15,9^\circ)^2} = 9,95 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка прочности сварных швов по металлу границы сплавления:

$$\frac{\tau_z}{R_{wz} \gamma_c} = \frac{9,95}{16,7 \cdot 1} = 0,6 < 1 \text{ - прочность обеспечена.}$$

Расчет и проектирование сплошной колонны

Расчетная длина колонны относительно оси X:

$$l_{efx} = (H - t_H - h_{бн} - h_{г.л.б} + h_\phi) \mu = (9 - 0,01 - 0,4 - 1,68 + 0,6) \cdot 0,7 = 5,26 \text{ м.}$$

Расчетная длина колонны относительно оси Y:

$$l_{efy} = (H - t_H - h_{бн} + h_\phi) \mu = (9 - 0,01 - 0,4 + 0,6) \cdot 0,7 = 6,44 \text{ м.}$$

$$\text{Длина колонны: } l_k = H - t_H - h_{бн} + h_\phi = 9 - 0,01 - 0,4 + 0,6 = 9,19 \text{ м.}$$

Продольная сжимающая сила, действующая на колонну:

$$N = 2 \cdot Q_{гб} + (2 - 4 \text{ кН/м}) \cdot l_k = 2 \cdot 2248 + 3 \cdot 9,19 = 4524 \text{ кН}$$

Т.к. $N = 4524 > 2500$ кН, то задаемся гибкостью $\lambda_3 = 50$

$$\text{Условная гибкость: } \bar{\lambda} = \lambda_3 \sqrt{R_y / E} = 50 \sqrt{23 / 20600} = 1,67.$$

Коэффициент устойчивости:

$$\varphi = 0,5(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,4 \bar{\lambda}^2}) / \bar{\lambda}^2 = 0,5 \cdot (13,7 - \sqrt{13,7^2 - 39,4 \cdot 1,67^2}) / 1,67^2 = 0,875.$$

Коэффициент δ :

$$\delta = 9,87(1 - \alpha + \beta \bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2 = 9,87 \cdot (1 - 0,04 + 0,09 \cdot 1,67) + 1,67^2 = 13,7.$$

$$\text{Требуемая площадь сечения: } A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{4524}{0,875 \cdot 23 \cdot 1} = 225 \text{ см}^2.$$

Из условия равноустойчивости требуемый радиус инерции относительно оси X: $i_{\text{трx}} = l_{\text{efx}} / \lambda_3 = 526 / 50 = 10,52 \text{ см}.$

Требуемый радиус инерции относительно оси Y:

$$i_{\text{тры}} = l_{\text{efy}} / \lambda_3 = 624 / 50 = 12,48 \text{ см}.$$

Требуемая высота сечения: $h_{\text{тр}} = i_{\text{трx}} / 0,42 = 10,52 / 0,42 = 25 \text{ см}.$

Требуемая ширина сечения: $b_{\text{тр}} = i_{\text{тры}} / 0,24 = 12,48 / 0,24 = 52 \text{ см}.$

Требуемые значения площади, радиусов инерции, высоты и ширины сечения являются приближёнными и используются для компоновки сечения. При проведении проверочных расчётов эти характеристики уточняются до обеспечения несущей способности колонны. Окончательно размеры сварного двутавра устанавливаются с учётом возможностей сварочного оборудования. При использовании сварочной головки А-639 принимаем $h_w = 450 \text{ мм}; b_f = 400 \text{ мм}; t_w = 14 \text{ мм}; t_f = 30 \text{ мм}.$

Геометрические характеристики сечения:

Площадь поперечного сечения $A = 303 \text{ см}^2;$

Моменты инерции сечения: $I_x = 149051 \text{ см}^4; I_y = 32010 \text{ см}^4;$

Радиусы инерции: $i_x = 22,18 \text{ см}; i_y = 10,28 \text{ см}.$

Гибкость относительно оси X: $\lambda_x = l_{\text{efx}} / i_x = 526 / 22,18 = 23,7.$

Гибкость относительно оси Y: $\lambda_y = l_{\text{efy}} / i_y = 644 / 10,28 = 62,6.$

Определяется максимальная гибкость: $\lambda = \max \begin{cases} \lambda_x = 23,7 \\ \lambda_y = 62,6 \end{cases} = 62,6.$

Условная гибкость: $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R_y / E} = 62,6 \sqrt{23 / 20600} = 2,1.$

Коэффициент устойчивости:

$$\varphi = 0,5(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,4\bar{\lambda}^2}) / \bar{\lambda}^2 = 0,5 \cdot (15,8 - \sqrt{15,8^2 - 39,4 \cdot 2,1^2}) / 2,1^2 = 0,875.$$

Коэффициент δ :

$$\delta = 9,87(1 - \alpha + \beta\bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2 = 9,87 \cdot (1 - 0,04 + 0,09 \cdot 2,1) + 2,1^2 = 15,8.$$

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{4524}{0,804 \cdot 303 \cdot 23 \cdot 1} = 0,81 < 1 \text{ кН/см}^2.$$

Устойчивость колонны обеспечена.

1) Проверка местной устойчивости стенки

$$\text{Условная гибкость стенки: } \bar{\lambda}_w = \frac{h_{ef}}{t_w} \sqrt{\frac{R_{yw}}{E}} = \frac{450}{14} \sqrt{\frac{24}{20600}} = 1,1.$$

$$\text{Предельная условная гибкость стенки: } \bar{\lambda}_{uw} = 1,3 + 0,15 \bar{\lambda}^2 = 1,3 + 0,15 \cdot 2,1^2 = 1,96.$$

$$\bar{\lambda}_w = 1,1 < \bar{\lambda}_{uw} = 1,96.$$

Устойчивость стенки обеспечена.

2) Проверка местной устойчивости полки

$$\text{Условная гибкость полки: } \bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} = \frac{193}{30} \sqrt{\frac{23}{20600}} = 0,21.$$

$$\text{Предельная условная гибкость полки: } \bar{\lambda}_{uf} = 0,36 + 0,10 \bar{\lambda} = 0,36 + 0,10 \cdot 2,1 = 0,57.$$

$$\bar{\lambda}_f = 0,21 < \bar{\lambda}_{uf} = 0,57.$$

Устойчивость полки обеспечена.

Расчет узлов колонны

1) Расчет базы колонны

Бетон фундамента класса В25 с $R_b = 14,5 \text{ МПа}$.

$$\text{Требуемая площадь опорной плиты: } A_{\text{тп}} = \frac{N_k}{R_{\text{bloc}} \gamma_c} = \frac{4524}{1,15 \cdot 1,45 \cdot 1} = 2713 \text{ см}^2.$$

$$B = b_f + 2t_{\text{тп}} + 2c = 400 + 2 \cdot 14 + 2 \cdot 51 = 530 \text{ мм}.$$

$$\text{Из условия } A \geq A_{\text{тп}} \text{ принимаем } L = 550 \text{ мм; тогда } A = LB = 55 \cdot 53 = 2915 \text{ см}^2.$$

$$\text{Давление со стороны бетона на опорную плиту: } q = \frac{N_k}{A} = \frac{4524}{2915} = 1,55 \text{ кН/см}^2.$$

Разбиваем опорную плиту на участки и определяем максимальный момент.

– Участки, опертые по 4-м сторонам

$$a = 19,3 \text{ см; } b = 45 \text{ см; } \frac{b}{a} = \frac{45}{19,3} = 2,33. \text{ Тогда } \alpha_1 = 0,125.$$

$$\text{Момент на участке: } M_1 = \alpha_1 q a^2 = 0,125 \cdot 1,55 \cdot 19,3^2 = 72,2 \text{ кН} \cdot \text{см/см}.$$

– Консольные участки

Вылет консольного участка: $c=5,1$ см

Момент на участке: $M_2 = 0,5qc^2 = 0,5 \cdot 1,55 \cdot 5,1^2 = 20,2$ кН·см/см.

– Участки, опертые по 3-м сторонам

$d_I=40$ см, $a_I=2$ см; $\frac{a_1}{d_1} = \frac{2}{40} = 0,05 < 0,5$ – участок можно считать консольным

с выносом $a_I=2$ см.

Момент на участке: $M_3 = 0,5qa_1^2 = 0,5 \cdot 1,55 \cdot 2^2 = 3,1$ кН·см/см.

Максимальный момент действует на участках, опирающихся на 4 стороны и равен $M_1 = 72,2$ кН·см/см.

Толщина опорной плиты: $t = \sqrt{6M_{\max} / (R_y \gamma_c)} = \sqrt{6 \cdot 72,2 / (23 \cdot 1)} = 4,34$ см.

Требуемая толщина опорной плиты получилась более 40 мм, такой толстый прокат не рекомендуется применять, в связи с этим необходимо уменьшить участки, опертые по 4-м сторонам, путем постановки дополнительных ребер. Принимаем ребра толщиной $t_p=12$ мм. Тогда размеры участков, опертых по 4-м сторонам:

$a=19,3$ см, $b=21,9$ см; $\frac{b}{a} = \frac{21,9}{19,3} = 1,13$. Тогда $\alpha_1=0,0574$.

Момент на участке: $M_1 = \alpha_1 qa^2 = 0,0574 \cdot 1,55 \cdot 19,3^2 = 33,1$ кН·см/см.

Толщина опорной плиты: $t = \sqrt{6M_{\max} / (R_y \gamma_c)} = \sqrt{6 \cdot 33,1 / (23 \cdot 1)} = 2,94$ см.

Принимаем $t=30$ мм.

Высота траверсы определяется из расчета сварных швов. Траверсы $t=14$ мм привариваются к полке колонны $t=30$ мм. Минимальный катет шва $k_{fmin}=10$ мм; максимальный катет $k_{fmax}=1,2 \cdot 14=16,8$ мм. Принимаем $k_f=14$ мм.

Высота траверсы из условия прочности металла шва:

$$h_{\text{тр}} = \frac{N_k}{4\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} + 1 = \frac{4524}{4 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 21,5 \cdot 1} + 1 = 42,7 \text{ см.}$$

Высота траверсы из условия по металлу границы сплавления:

$$h_{\text{тр}} = \frac{N_k}{4\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{4524}{4 \cdot 1,05 \cdot 1,4 \cdot 16,7 \cdot 1} + 1 = 47,1 \text{ см.}$$

Рабочая длина шва не может быть более $85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 1,4 = 107$ см.

Принимаем $h_{тр} = 50$ см.

2) Расчет оголовка колонны при опирании главной балки сверху

Высота ребер оголовка колонны назначается из расчета сварных швов. С учетом толщины стенки колонны 14 мм принимаем $k_f = 14$ мм.

Длина швов, крепящих ребра оголовка к стенке колонны:

- из расчета по металлу шва:

$$l_w \geq \frac{1,2 \cdot 2Q_{г.б.}}{4\beta_f k_f R_{wf} \gamma_c} + 1 = \frac{1,2 \cdot 2 \cdot 2248}{4 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 21,5 \cdot 1} + 1 = 50,8 \text{ см.}$$

- из расчета по металлу границы сплавления:

$$l_w \geq \frac{1,2 \cdot 2Q_{г.б.}}{4\beta_z k_f R_{wz} \gamma_c} + 1 = \frac{1,2 \cdot 2 \cdot 2248}{4 \cdot 1,05 \cdot 1,4 \cdot 16,7 \cdot 1} + 1 = 55,9 \text{ см.}$$

Длина швов не более $85\beta_f k_f = 85 \cdot 0,9 \cdot 1,4 = 107$ см. Принимаем высоту ребер оголовка: $h_p = 56$ см.

Толщина ребер t_p определим из условия сопротивления смятию их торца:

$$t_p \geq \frac{2Q_{г.б.}}{l_p R_p \gamma_c} = \frac{2 \cdot 2248}{31,4 \cdot 36 \cdot 1} = 3,98 \text{ см.}$$

Длина сминаемой поверхности: $l_p = b_{оп} + 2t_{пл} = 25 + 2 \cdot 3,2 = 31,4$ см.

Толщину опорной плиты оголовка колонны принимаем $t_{пл} = 32$ мм.

Принимаем толщину ребер оголовка $t_p = 40$ мм.

$$\text{Проверка ребер оголовка на срез: } \frac{1,2 \cdot 2Q_{г.б.}}{k_s h_p t_p R_s \gamma_c} = \frac{1,2 \cdot 2 \cdot 2248}{2 \cdot 56 \cdot 4 \cdot 0,58 \cdot 23 \cdot 1} = 0,9 < 1.$$

Прочность ребер на срез обеспечена.

Проверка стенки колонны на срез:

$$\frac{1,2 \cdot 2Q_{г.б.}}{k_s h_p t_w R_s \gamma_c} = \frac{1,2 \cdot 2 \cdot 2248}{2 \cdot 56 \cdot 1,4 \cdot 0,58 \cdot 24 \cdot 1} = 2,47 > 1.$$

Условие прочности на срез не выполняется. Необходимо увеличить толщину стенки колонны в пределах оголовка и принимаем ее 40 мм:

$$\frac{1,2 \cdot 2Q_{г.б.}}{k_s h_p t_w R_s \gamma_c} = \frac{1,2 \cdot 2 \cdot 2248}{2 \cdot 56 \cdot 4 \cdot 0,58 \cdot 23 \cdot 1} = 0,9 < 1.$$

Прочность стенки на срез обеспечена.

7. Расчет сквозной колонны

Расчёт сквозной колонны выполним для той же рабочей площадки, но с увеличенной в 2 раза отметкой. Данный расчёт выполняется с целью ознакомления обучаемых с методикой расчёта сквозных колонн. Увеличение отметки позволяет рассчитать сквозную колонну при длине, соответствующей практически значениям.

Расчетная длина колонны относительно оси X:

$$l_{efx} = (2H - t_n - h_{\text{бн}} - h_{\text{г.л.б}} + h_{\text{ф}})\mu = (2 \cdot 9 - 0,01 - 0,4 - 1,68 + 0,6) \cdot 0,7 = 11,56 \text{ м.}$$

Расчетная длина колонны относительно оси Y:

$$l_{efy} = (2H - t_n - h_{\text{бн}} + h_{\text{ф}})\mu = (2 \cdot 9 - 0,01 - 0,4 + 0,6) \cdot 0,7 = 12,73 \text{ м.}$$

$$\text{Длина колонны: } l_k = 2H - t_n - h_{\text{бн}} + h_{\text{ф}} = 2 \cdot 9 - 0,01 - 0,4 + 0,6 = 18,19 \text{ м.}$$

Продольная сжимающая сила, действующая на колонну:

$$N_k = 2 \cdot Q_{\text{гб}} + (2 - 4 \text{ кН/м}) \cdot l_k = 2 \cdot 2248 + 3 \cdot 18,19 = 4551 \text{ кН}$$

1) Расчет на устойчивость колонны относительно материальной оси X (из плоскости).

Задаемся гибкостью $\lambda_3 = 50$

$$\text{Условная гибкость: } \bar{\lambda} = \lambda_3 \sqrt{R_y / E} = 50 \sqrt{24 / 20600} = 1,71.$$

Коэффициент устойчивости:

$$\varphi = 0,5(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,4\bar{\lambda}^2}) / \bar{\lambda}^2 = 0,5 \cdot (13,9 - \sqrt{13,9^2 - 39,4 \cdot 1,71^2}) / 1,71^2 = 0,867.$$

Коэффициент δ :

$$\delta = 9,87(1 - \alpha + \beta\bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2 = 9,87 \cdot (1 - 0,04 + 0,09 \cdot 1,71) + 1,71^2 = 13,9.$$

$$\text{Требуемая площадь сечения: } A_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c} = \frac{4551}{0,867 \cdot 24 \cdot 1} = 219 \text{ см}^2.$$

$$\text{Требуемая площадь сечения одной ветви: } A_{\text{трв}} = A_{\text{тр}} / 2 = 219 / 2 = 109,5 \text{ см}^2.$$

Требуемый радиус инерции относительно оси X:

$$i_{\text{трх}} = l_{efx} / \lambda_3 = 1156 / 50 = 23,2 \text{ см.}$$

По требуемой площади ветви и радиусу инерции относительно оси X по ГОСТ 8239-89 подбираем I60 с $A=138 \text{ см}^2$ и $i_x=23,6 \text{ см}$.

Проверка подобранного профиля.

Гибкость относительно оси X : $\lambda_x = l_{efx} / i_x = 1156 / 23,6 = 49$.

Условная гибкость: $\bar{\lambda} = \lambda_x \sqrt{R_y / E} = 49 \sqrt{24 / 20600} = 1,67$.

Коэффициент устойчивости:

$$\varphi = 0,5(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,4\bar{\lambda}^2}) / \bar{\lambda}^2 = 0,5 \cdot (13,7 - \sqrt{13,9^2 - 39,4 \cdot 1,67^2}) / 1,67^2 = 0,875.$$

Коэффициент δ :

$$\delta = 9,87(1 - \alpha + \beta\bar{\lambda}) + \bar{\lambda}^2 = 9,87 \cdot (1 - 0,04 + 0,09 \cdot 1,67) + 1,67^2 = 13,7.$$

Проверка устойчивости относительно оси X (из плоскости):

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{4551}{0,875 \cdot 2 \cdot 138 \cdot 24 \cdot 1} = 0,79 < 1.$$

Устойчивость колонны относительно оси X обеспечена.

2) Расчет на устойчивость колонны относительно свободной оси Y (в плоскости).

Момент инерции двутавра №60 относительно оси Y_1 $I_{y1} = I_{b1} = 1725 \text{ см}^4$, радиус инерции $i_{y1} = 3,54 \text{ см}$. Принимаем расстояние между осями планок 1000 мм, тогда гибкость ветви $\lambda_{y1} = 100 / 3,54 = 28,2$.

Из условия равноустойчивости ($\lambda_{ef} = \lambda_x = 49$) определим расстояние между

$$\text{осями ветвей: } b = \sqrt{\frac{4}{A} \left(\frac{I_{efy}^2 A}{\lambda_x^2 - \lambda_{y1}^2} - I_{y1} \right)} = \sqrt{\frac{4}{276} \left(\frac{1273^2 \cdot 276}{49^2 - 28,2^2} - 1725 \right)} = 63,34 \text{ см}.$$

Принимаем расстоянием между ветвями $b=60 \text{ см}$.

Ветви соединены планками, шаг планок $l_b=1000 \text{ мм}$, высота планки $h=300 \text{ мм}$ лежит в пределах $(0,5-0,75)b$, толщина планки $t=20 \text{ мм}$ принята в пределах $(1/10-1/15)h$.

Момент инерции планки: $I_s = 2 \cdot 30^3 / 12 = 4500 \text{ см}^4$. Тогда

$$n = \frac{I_{b1} b}{I_s l_b} = \frac{1725 \cdot 60}{4500 \cdot 100} = 0,23.$$

Момент инерции сечения колонны:

$$I_y = 2(I_{y1} + Ab^2 / 4) = 2(1725 + 138 \cdot 60^2 / 4) = 251850 \text{ см}^4.$$

Радиус инерции сечения колонны: $i_y = \sqrt{I_y / A} = \sqrt{251850 / (2 \cdot 138)} = 30.2 \text{ см}.$

Гибкость относительно оси Y : $\lambda_y = l_{efy} / i_y = 1273 / 30.2 = 42.2.$

Гибкость ветви относительно оси Y_I : $\lambda_{b1} = \frac{l_{b1}}{i_{y1}} = \frac{100}{3.54} = 28.2.$

Приведенная гибкость сквозного стержня:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_y^2 + 0.82(1+n)\lambda_{b1}^2} = \sqrt{42.2^2 + 0.82 \cdot (1+0.23) \cdot 28.2^2} = 53.1.$$

Условная гибкость: $\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E} = 53.1 \sqrt{24 / 20600} = 1.81.$

Коэффициент устойчивости:

$$\varphi = 0.5(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39.4\bar{\lambda}_{ef}^2}) / \bar{\lambda}_{ef}^2 = 0.5 \cdot (14.36 - \sqrt{14.36^2 - 39.4 \cdot 1.81^2}) / 1.81^2 = 0.851.$$

Коэффициент δ :

$$\delta = 9.87(1 - \alpha + \beta\bar{\lambda}_{ef}) + \bar{\lambda}_{ef}^2 = 9.87 \cdot (1 - 0.04 + 0.09 \cdot 1.81) + 1.81^2 = 14.36.$$

Проверка устойчивости относительно оси Y :

$$\frac{N}{\varphi A R_y \gamma_c} = \frac{4551}{0.851 \cdot 2 \cdot 138 \cdot 24 \cdot 1} = 0.81 < 1.$$

Устойчивость сквозного стержня относительно оси Y обеспечена.

3) Проверка устойчивости ветви относительно оси Y_I .

Условная гибкость ветви: $\bar{\lambda}_{b1} = \lambda_{b1} \sqrt{R_y / E} = 28.2 \sqrt{24 / 20600} = 0.96.$

Коэффициент устойчивости:

$$\varphi = 0.5(\delta - \sqrt{\delta^2 - 39.4\bar{\lambda}_{b1}^2}) / \bar{\lambda}_{b1}^2 = 0.5 \cdot (11.25 - \sqrt{11.25^2 - 39.4 \cdot 0.96^2}) / 0.96^2 = 0.732.$$

Коэффициент δ :

$$\delta = 9.87(1 - \alpha + \beta\bar{\lambda}_{b1}) + \bar{\lambda}_{b1}^2 = 9.87 \cdot (1 - 0.04 + 0.09 \cdot 0.96) + 0.96^2 = 11.25.$$

Проверка устойчивости ветви: $\frac{N_{b1}}{\varphi A_{b1} R_y \gamma_c} = \frac{4551 \cdot 0.5}{0.732 \cdot 138 \cdot 24 \cdot 1} = 0.94 < 1.$

Условие выполняется, устойчивость ветви обеспечена.

4) Расчет планок

Условная поперечная сила в колонне равна:

$$Q_{fic} = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E / R_y) N / \varphi = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - 20600 / 24) \cdot 4551 / 0,851 = 56,3 \text{ кН.}$$

На одну планку приходится сила: $Q_s = Q_{fic} / 2 = 56,3 / 2 = 28,15 \text{ кН.}$

Сила F_s , срезающая планку равна: $F_s = Q_s l_b / b = 28,15 \cdot 100 / 60 = 46,92 \text{ кН.}$

Момент M_s , изгибающий планку в ее плоскости равен:

$$M_s = Q_s l_b / 2 = 28,15 \cdot 100 / 2 = 1407,5 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Проверка сварных швов крепления планки к ветви по металлу шва

С учетом свариваемых толщин - толщина полки колонны 17,8 мм, толщина планки 20 мм, принимаем катет шва $k_f=8 \text{ мм.}$

Момент сопротивления шва по металлу шва:

$$W_{wf} = \frac{\beta_f k_f l_w^2}{6} = \frac{0,9 \cdot 0,8 \cdot (30-1)^2}{6} = 100,9 \text{ см}^3.$$

Напряжения от изгибающего момента:

$$\tau_{Mf} = M_s / W_{wf} = 1407,5 / 100,9 = 13,9 \text{ кН/см}^2.$$

Напряжения от поперечной силы: $\tau_{Qf} = \frac{F_s}{\beta_f k_f l_w} = \frac{46,92}{0,9 \cdot 0,8 \cdot (30-1)} = 2,2 \text{ кН/см}^2.$

$$\text{Проверка: } \frac{\sqrt{\tau_{Mf}^2 + \tau_{Qf}^2}}{R_{wf} \gamma_c} = \frac{\sqrt{13,9^2 + 2,2^2}}{21,5 \cdot 1} = 0,65 < 1.$$

Прочность по металлу шва обеспечена.

Проверка сварных швов крепления планки к ветви по металлу границы сплавления

Момент сопротивления шва по металлу границы сплавления:

$$W_{wz} = \beta_z k_f l_w^2 / 6 = 1,05 \cdot 0,8 \cdot (30-1)^2 / 6 = 117,7 \text{ см}^3.$$

Напряжения от изгибающего момента:

$$\tau_{Mz} = M_s / W_{wz} = 1407,5 / 117,7 = 12,0 \text{ кН/см}^2.$$

Напряжения от поперечной силы: $\tau_{Qz} = \frac{F_s}{\beta_z k_f l_w} = \frac{46,92}{1,05 \cdot 0,8 \cdot (30-1)} = 1,9 \text{ кН/см}^2$.

Проверка: $\frac{\sqrt{\tau_{Mz}^2 + \tau_{Qz}^2}}{R_{wz} \gamma_c} = \frac{\sqrt{12,0^2 + 1,9^2}}{16,7 \cdot 1} = 0,73 < 1$.

Прочность металла границы сплавления обеспечена.

Проверка несущей способности планки

Нормальные напряжения от изгибающего момента:

$$\sigma = M_s / W = 1407,5 \cdot 6 / (2 \cdot 30^2) = 4,7 \text{ кН/см}^2$$

Проверка: $\frac{\sigma}{R_y \gamma_c} = \frac{4,7}{24 \cdot 1} = 0,20 < 1$.

Прочность планки по нормальным напряжениям обеспечена.

Касательные напряжения от поперечной силы: $\tau = \frac{F_s}{ht} = \frac{46,92}{30 \cdot 2} = 0,8 \text{ кН/см}^2$.

Проверка: $\frac{\tau}{R_s \gamma_c} = \frac{0,8}{0,58 \cdot 24 \cdot 1} = 0,06 < 1$.

Прочность на срез планки обеспечена.

Приведенные напряжения: $\sigma_{пр} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{4,7^2 + 3 \cdot 0,8^2} = 4,8 \text{ кН/см}^2$.

Проверка: $\frac{0,87\sigma_{пр}}{R_y \gamma_c} = \frac{0,87 \cdot 4,8}{24 \cdot 1} = 0,17 < 1$.

Прочность планки на действие приведённых напряжений обеспечена.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции» — актуализированная редакция СНиП II-23-81*.
2. СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия» — актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*.
3. Металлические конструкции: учебник для студентов учреждений высшего профессионального образования / Под ред. Ю.И. Кудишина. [Ю.И.

Кудишин и др.] 12-е изд., испр. М. : Издательский центр «Академия», 2010. 668 с.

4. ГОСТ-8239-89 «Двутавры стальные горячекатаные»

5. ГОСТ 19903-2015 «Прокат листовой горячекатаный»

6. ГОСТ 82-70 «Прокат стальной горячекатаный широкополосный универсальный»

7. ГОСТ 535-2005 «Прокат сортовой и фасонный из стали углеродистой обыкновенного качества»

8. ГОСТ 21.502-2016. «Правила выполнения проектной и рабочей документации металлических конструкций». М., 2017. 25 с.

9. ГОСТ 26047-2016. «Конструкции строительные стальные. Условные обозначения (марки)». М., 2016. 6 с.

10. ГОСТ 2.303-68* «ЕСКД. Линии». М., 2007. 6 с.

11. СП 294.1325800.2017 Конструкции стальные. Правила проектирования. М., 2017. 158 с.