

624.013

Ш 51

Г. А. ШЕСТАК

ПРОЕКТИРОВАНИЕ
СТАЛЬНЫХ
КОНСТРУКЦИЙ

ОДНОЭТАЖНОГО
ПРОМЫШЛЕННОГО
ЗДАНИЯ

3-11-65

624.013

Ш51

МОСКОВСКИЙ ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ
им. В. В. КУЙБЫШЕВА

канд. техн. наук
Г. А. ШЕСТАК

ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ОДНОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ

*Допущено
Министерством высшего и среднего
специального образования
в качестве учебного пособия для студентов вузов,
обучающихся по специальности
«Промышленное и гражданское строительство».*

1981
ИЗДАТЕЛЬСТВО

Московский
Инженерно-строительный
институт
БИБЛИОТЕКА
Инв. 316821

Х

ИЗДАТЕЛЬСТВО ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ
Москва — 1964

Копия 1977 г.
Проверена

УДК 624.014:725.4(075.8)

Рецензенты: кафедра металлических конструкций
Ленинградского инженерно-строительного института;
проф. А. Н. Гениев

Научный редактор — инж. В. Н. Зеляторов

В книге рассматриваются вопросы компоновки, расчета и конструирования металлического каркаса промышленного здания в объеме, установленном программой для курсового проекта на факультете промышленного и гражданского строительства инженерно-строительных вузов.

Изложение материала сопровождается подробными методическими указаниями, числовыми примерами и ссылками на литературные источники.

Приведенные в книге расчеты конструкций выполнены по методу предельных состояний и в соответствии с нормами проектирования стальных конструкций («Стальные конструкции», СНиП II-V.3-62).

В приложении даны подсобные материалы, необходимые для разработки курсового проекта.

Книга является учебным пособием для факультетов промышленного и гражданского строительства инженерно-строительных вузов и может быть использована для факультетов ПГС транспортных, политехнических и заочных строительных институтов.

ПРЕДИСЛОВИЕ

В связи с бурным развитием народного хозяйства потребность в специалистах-строителях в СССР непрерывно увеличивается.

Перед высшей школой, которая призвана обеспечить нужды строительства руководящими и инженерными кадрами высокой квалификации, выдвигаются новые задачи по повышению качества подготовки специалистов. В этом отношении многое уже сделано: укреплена связь высшей школы с производством, перестраиваются учебные планы, оснащаются лаборатории, создаются новые учебники, учебно-методические пособия и т. п.

В повышении качества усвоения инженерных дисциплин большое значение имеет курсовое проектирование. В части постановки и организации курсового проектирования в вузах накоплен значительный опыт. За истекшие, особенно послевоенные, годы были испытаны различные методы организации курсового проектирования и различные методические и учебные пособия.

Пособия, содержащие краткие методические указания, отвечают идее самостоятельной работы студента над проектом, но, к сожалению, они не всегда доступны для большинства студентов. Пособия, построенные на изложении материала в виде сквозного (непрерывного) числового примера, также не дают должного эффекта, поскольку это лишает студентов самостоятельности.

Опыт показал, что наиболее приемлемо для основной массы студентов учебное пособие, содержащее развитые методические указания и иллюстрированное в наиболее трудных для усвоения частях типичными, не очень трудными числовыми примерами, составленными так, чтобы для каждого последующего примера были приняты исходные данные из предыдущего.

Темы курсового проекта в зависимости от направленности вуза (факультета) могут быть весьма разнообразны; в них может рассматриваться конструктивный комплекс какого-либо достаточно сложного сооружения.

Наиболее типично для курсового проекта — промышленное здание.

Настоящее учебное пособие составлено с учетом изложенных соображений и построено на разработке проекта каркаса промышленного здания. Здание принято однопролетным с мостовыми кранами грузоподъемностью по 100 т. Применять тяжелые краны в зданиях, разрабатываемых в курсовых проектах, с методической точки зрения нецелесообразно, так как при этом усложняется вычислительная часть проекта, что только затрудняет усвоение сущности решения задачи. По тем же соображениям был выбран проект одноэтажного здания. Это не исключает возможности выдачи более сложных заданий.

ВВЕДЕНИЕ

При работе над курсовым проектом, темой которого является одноэтажное промышленное здание, студент обязан: выполнить компоновку сооружения в целом и отдельных его элементов, рассчитать поперечную раму здания на различные загрузки и остальные конструктивные элементы каркаса и их сопряжения, составить расчетно-пояснительную записку и графически оформить проект.

Каркас одноэтажного промышленного здания представляет собой сложный конструктивный комплекс, и поэтому, вполне естественно, перед студентом, впервые занимающимся проектированием, могут возникнуть затруднения и вопросы, для решения которых он прежде всего должен обратиться к учебнику, учебному пособию, конспекту лекций, а также воспользоваться помощью руководителя курсового проекта.

Учебное пособие состоит из трех глав.

В первой главе подробно рассматриваются вопросы выбора конструктивной формы здания, установления величин основных параметров и размеров элементов конструкций, размещения в плане и на разрезах колонн, ферм, связей и других конструктивных элементов.

Вторая глава посвящена расчету конструкций каркаса — поперечной рамы здания, подкрановой балки, колонн, ферм и их сопряжений.

Третья глава содержит указания и рекомендации по составлению расчетно-пояснительной записки и графическому оформлению проекта.

В приложении к книге приведены вспомогательные справочные материалы, необходимые для разработки проекта.

Курсовой проект разрабатывается на основе выдаваемого руководителем проекта задания. Заданием устанавливаются: тип здания, основные его размеры (длина, ширина, величина пролетов, отметки головок рельсовых путей и др.), а также указываются район строительства и некоторые другие данные.

На основе данных задания разрабатывается конструктивная схема здания (см. главу I, § 1), устанавливаются типы конструктивных элементов, их размеры и выбирается материал для конструкций.

Выбор конструктивной схемы здания должен быть обоснован. Ограниченность времени, отводимого программой на выполнение курсового проекта, не позволяет студенту разрабатывать несколько вариантов схемы здания и вынуждает ограничиваться только изучением материала учебника и соответствующей литературы и на базе этого обосновать схему здания.

Несмотря на широко проведенную типизацию и унификацию элементов металлических конструкций, компоновка конструктивных элементов каркаса здания является многовариантной задачей.

Разработка схемы здания и его элементов составляет первый этап работы студента, результаты которой должны быть утверждены руководителем.

После, когда выбрана конструктивная схема каркаса здания следует переходить к расчету конструкций. Для этого:

- а) каркас расчленяют на отдельные конструктивные элементы, которые рассчитывают отдельно;
- б) уточняют конструктивную схему здания и окончательно устанавливают схемы отдельных элементов каркаса;
- в) выбирают и обосновывают методы расчета.

Расчет конструкций нужно производить по правилам сопротивления материалов и строительной механики и в соответствии с действующими нормами. Результаты расчета целесообразно сводить в наглядные таблицы, примеры которых приводятся в тексте пособия.

Последовательность расчета конструктивных элементов каркаса должна соответствовать направлению силового потока от места его возникновения (приложения нагрузок) до места передачи на основание здания или сооружения.

С этой точки зрения расчет целесообразно вести в такой последовательности: подкрановые балки, поперечные рамы, колонны, стропильные фермы и сопряжения.

После расчета подкрановых балок проектировщик имеет возможность уточнить некоторые размеры рамы перед ее расчетом. Так, например, после подбора сечений подкрановых балок можно уточнить высоту нижней части ступенчатой колонны, поскольку при определении этого размера в компоновочной части проекта высота подкрановой балки была установлена ориентировочно.

По тем же соображениям рекомендуется производить расчет стропильных ферм (ригелей рамы) после статического расчета рамы, что позволяет воспользоваться полученными значениями узловых моментов рамы.

Рекомендуется следующий порядок расчета конструктивного элемента:

- а) сбор нагрузок;
- б) определение усилий;
- в) подбор сечений;
- г) установление в результате подбора сечений окончательной формы и размеров рассчитываемого конструктивного элемента;
- д) проверка отдельных деталей и сопряжений конструкции в соответствии с требованиями норм и действительной работой конструкции.

Практика курсового проектирования показывает, что студент нередко делает ошибки, являющиеся следствием недостаточного опыта проектирования. Часть этих ошибок возникает из-за излишней уверенности студента в правильности принятых им исходных данных или результатов, полученных на предыдущих этапах расчета.

Допущенная в одном месте расчета рамы ошибка делает непригодными все последующие расчеты. Весьма важно выполнять промежуточную проверку произведенных вычислений. Для облегчения проверки рекомендуется результаты расчетов сводить в таблицы, формы которых наравне с другими приемами контроля приведены в тексте пособия.

Параллельно с расчетами рекомендуется заниматься конструктивной разработкой решения. Результаты разработки приводятся в тексте расчетно-пояснительной записки в виде эскизов и на чертежах.

Следующий этап работы — графическое оформление проекта.

Проект должен быть вычерчен на двух листах нормального формата A_1 . На первом листе рекомендуется размещать компоновочную часть проекта: поперечный разрез, схемы связей (планы, поперечные и продольные разрезы) и схему торцового фахверка, а также поперечную раму цеха в стадии технического проекта (или в стадии КМ) и важнейшие узлы.

На втором листе обычно помещают рабочий детализовочный чертеж отправочного элемента (в стадии КМД) с необходимым числом проекций монтажных узлов и спецификацией (см. § 13).

Размещение графического материала на листах проекта см. между стр. 88—89.

Приступая к графическому оформлению проекта, студент должен внимательно ознакомиться с третьей главой пособия.

Глава первая

КОМПОНОВОЧНАЯ ЧАСТЬ ПРОЕКТА

§ 1. КОНСТРУКТИВНАЯ СХЕМА ЗДАНИЯ

Металлический каркас современного одноэтажного промышленного здания представляет собой сложную пространственную систему, скомпонованную из многих взаимосвязанных элементов.

Основой каркаса является поперечная рама, состоящая обычно из ступенчатых колонн и сквозных ригелей (стропильных ферм).

Колонны, как правило, защемлены в фундаментах и в большинстве случаев жестко соединены с ригелями. Для многопролетных рам наряду с жесткими соединениями ригелей с колоннами применяются также и шарнирные соединения.

Сквозной ригель наиболее часто принимается в виде односкатной или двускатной стропильной фермы трапецеидального очертания (рис. 1) с уклоном верхнего пояса (при рулонной кровле) $1/12$ или $1/8$.

Возможно применение стропильных ферм и другого очертания: треугольных, с параллельными поясами и др. Подробнее о стропильных фермах см. [1], стр. 358—360, альбом Гипромеза [2] и альбом Проектстальконструкции [3]*.

Каркас здания состоит из: поперечных рам, промежуточных стропильных ферм (когда имеются подстропильные фермы), подстропильных ферм, ферм фонаря, прогонов, связей, подкрановых балок и элементов стенового каркаса (фахверка).

* Здесь и далее по тексту цифры в скобках указывают на порядковый номер списка литературы, помещенного в конце книги.

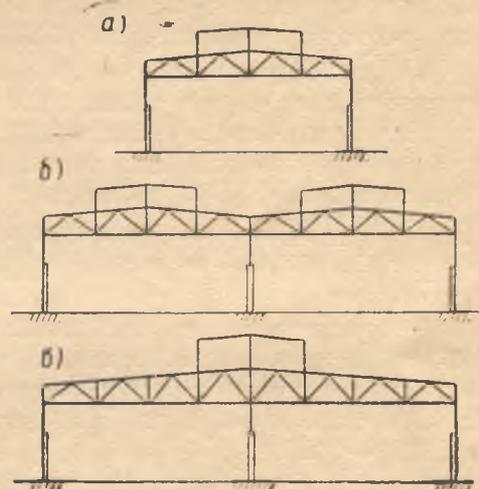


Рис. 1. Схемы рам

a — однопролетная рама с продольным фонарем; *б* — двухпролетная рама с двумя продольными фонарями; *в* — двухпролетная рама с одним продольным фонарем

Подстропильные фермы применяют при шаге колонн $B > 6$ м. Если кровля запроектирована из крупноразмерных плит длиной 12 м, подстропильные фермы следует применять при $B > 12$ м. О подстропильных фермах см. [1].

В настоящее время строят промышленные здания как с фонарями, так и без них. Наибольшее распространение в современном строительстве получило продольное расположение фонарей, как наиболее рациональное. Самой простой конструкцией продольного фонаря является система, состоящая из стоек и раскосов (рис. 2).

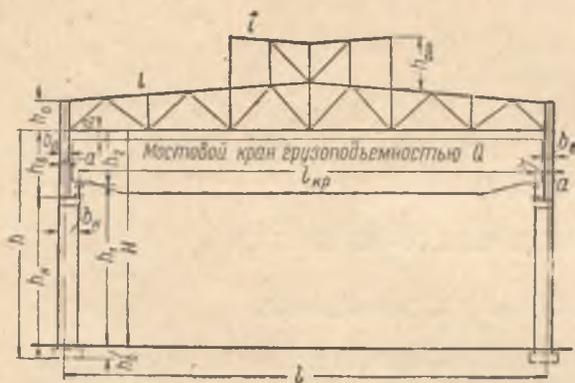


Рис. 2. Поперечная рама цеха

(Подробнее о назначении и компоновке связей см. § 3 настоящего учебного пособия и [1], стр. 368 и 481—495).

Подкрановые балки — продольный элемент каркаса здания. Их устанавливают на уступ колонны по оси внутренней ветви нижней части колонны. Пролет подкрановых балок, как правило, равен шагу колонн основных рам. Подкрановые балки подробно рассматриваются к главе второй (§ 4) настоящего пособия, а также см. [1].

Конструкция фахверка состоит из стоек и ригелей и предназначена для поддержания стенового ограждения и восприятия ветровой нагрузки.

Расстояния между стойками фахверка определяются длиной панелей ограждения и размерами проемов в стенах. При значительной высоте здания кроме стоек применяются и ригели — горизонтальные балки, а иногда и ветровые фермы. (Подробнее о фахверках см. [1], стр. 590—599).

На элементы каркаса здания опираются или к ним примыкают конструкции ограждений. Для кровельных ограждений применяют железобетонные плиты, алюминиевые, асбестоцементные и другие легкие настилы и щиты.

Наибольшее распространение в шатрах промышленных зданий получило беспрогонное решение покрытия, при котором крупноразмерные железобетонные плиты кровли укладывают непосредственно на стропильные фермы.

Исключение прогонов (при применении крупноразмерных плит и щитов) позволило снизить расход стали на каркас здания до 15 кг/м^2 и резко повысить индустриальность строительства.

Для стеновых ограждений следует применять панели, как наиболее индустриальный тип ограждения.

При небольшой высоте фонаря (до 3,8 м) возможно применение конструкции в виде треугольной фермы со стойками на концах (см. [1], рис. XIII-21). Фонарь такого типа проще в монтаже. (Подробнее о фонарях см. [1], стр. 475—480).

Связи — весьма важный элемент каркаса промышленного здания. Правильное решение системы связей в большой степени содействует безаварийной эксплуатации сооружения.

При разработке конструктивной схемы здания приходится учитывать ряд различных факторов, в той или иной степени влияющих на нее. Главнейшие из них: назначение сооружения; характер, тип, грузоподъемность и режим работы кранового оборудования; требования экономии материалов; требования типизации конструкций; архитектурные требования и др.

Рациональной конструктивной схемой здания может быть лишь та, которая удовлетворяет требованиям эксплуатации, прочности, жесткости в продольном и поперечном направлениях (особенно при кранах тяжелого режима работы), устойчивости и экономичности.

Разработка конструктивной схемы здания должна сопровождаться вычерчиванием эскизов: схематических планов и разрезов здания с размещением всех элементов каркаса.

§ 2. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО УСТАНОВЛЕНИЮ ОСНОВНЫХ ПАРАМЕТРОВ И РАЗМЕРОВ КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ЗДАНИЯ

1. Разбивка сетки колонн

Первая задача, которую приходится решать при компоновке, — расстановка колонн в плане здания.

Расположение колонн в плане здания должно отвечать технологическим, конструктивным и экономическим требованиям и должно быть увязано с утвержденными Госстроем СССР «Основными положениями по унификации объемно-планировочных и конструктивных решений промышленных зданий» [4].

Расстояние между осями колонн в поперечном направлении называется *пролетом* (обозначается буквой *l*). Величина пролета устанавливается кратной укрупненному модулю 6 м, в соответствии с которым рекомендуется применять пролеты размером 24, 30, 36 и 42 м.

Расстояние между осями колонн в продольном направлении, называемое шагом колонн (обозначается буквой *B*), рекомендуется устанавливать также кратным модулю 6 м, принимая шаги размером 6, 12, 18 и т. д.

Для колонн средних рядов в зависимости от технологического процесса производства величина шага колонн может быть принята большей, чем для колонн крайних рядов.

Общие размеры здания (длина и ширина) должны быть увязаны с принятыми величинами пролетов и шагов.

Таблица 1

Предельные размеры температурных отсеков зданий и сооружений

Категория зданий или сооружений	Предельное расстояние от торца отсека до оси ближайшей вертикальной связи в м	Предельная длина отсека (вдоль здания) в м	Предельная ширина отсека (здания) в м
Отапливаемые здания	90	230	150
Неотапливаемые здания и горячие цеха	75	200	120
Открытые эстакады	50	130	—

При значительных размерах здания по длине в продольных элементах каркаса возникают нарастающие деформации, вызывающие дополнительные напряжения в колоннах от изгиба. Изгиб колонн может привести к повреждению ограждений. Во избежание этого необходимо на определенных расстояниях по длине здания устраивать так называемые температурные швы.

Предельные размеры зданий с металлическим каркасом устанавливаются по данным табл. 1.



Рис. 3. План расположения колонн

Когда в температурном отсеке имеются две вертикальные связи по колоннам, расстояние между ними не должно превышать (в осях): в зданиях 50 м; в открытых эстакадах 30 м.

В случае превышения приведенных в табл. 1 предельных величин, конструкции должны быть рассчитаны на воздействие температуры.

Температурные швы принято устраивать на парных колоннах. Все продольные элементы каркаса в месте температурного шва должны быть разрезаны. Расстояния между геометрическими осями примыкающих к температурному шву колонн и осью температурного шва следует принимать 500 мм. Шаг колонн у торцевых стен цеха уменьшается на 500 мм (см. [4]).

Пример разбивки колонн однопролетного цеха дан на рис. 3.

2. Размеры элементов рамы, фонаря и подкрановых балок

В задании на разработку курсового проекта устанавливаются следующие основные данные: длина и ширина здания, размеры пролетов, отметки головок крановых рельсов, а также указывается район строительства здания. Все остальные вопросы должен решать самостоятельно студент.

Прежде всего следует установить величину параметра h_2 — расстояния от головки кранового рельса до низа конструкций покрытия (см. рис. 2). Наименьшее значение этого параметра будет

$$h_2 = H_1 + a_1,$$

где H_1 — габаритный размер крана по высоте (см. табл. 14, 15 и 16 приложения VI);

a_1 — размер между верхом габарита крана и низом покрытия, принимаемый равным 200—250 мм. Этот размер учитывает прогиб конструкций покрытия, выступающие части их и обязательный зазор 100 мм в соответствии с требованием ГОСТ на краны.

Высота h_1 — расстояние от уровня пола до головки кранового рельса — устанавливается в задании на проектирование.

Полная высота помещения $H = h_1 + h_2$ должна быть кратной модулю 1,8 м.

Размеры колонн. Расстояние между разбивочной осью и наружной гранью колонны a устанавливается равным 250 или 500 мм в соответствии с «Основными положениями по унификации...» [4].

Ширину верхней части колонны b_v обычно принимают 500 или 1000 мм (обозначения см. рис. 2). В зданиях, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью до 100 т включительно, рекомендуется принимать $b_v = 500$ мм; при более тяжелых кранах $b_v = 1000$ мм.

В необходимых случаях, когда размер 500 мм для ширины верхней части колонны недостаточен, а 1000 мм излишен, может быть назначен размер 750 мм, но и в этом случае размер a должен быть равен 250 или 500 мм.

В зданиях тяжелого режима работы, в соответствии с требованиями техники безопасности, вдоль подкрановых балок должен быть предусмотрен проход шириной 400 мм. Он устраивается либо между колонной и подкрановой балкой (при $b_v = 500$ мм), либо в теле колонны (при $b_v = 1000$ мм).

Ширина b_v не должна быть менее $\frac{1}{12} h_v$.

Разбивочная ось, как правило, должна проходить в середине ширины верхней части колонны.

Ширина нижней части ступенчатой колонны b_n зависит от принятого размера a и от расстояния между разбивочной осью колонны и осью подкрановой балки λ . Размер λ унифицирован и равен 750 мм для кранов грузоподъемностью от 5 до 75 т включительно и 1000 мм для кранов грузоподъемностью 100 т и больше. Для колонн средних рядов $b_n = 2\lambda$.

По соображениям жесткости принимается $b_n \geq \frac{1}{22} h$.

Установив ширину верхней и нижней частей колонны, следует убедиться в том, что верхняя часть колонны не мешает движению крана. Для этого необходимо выдержать требование, чтобы $b_n - b_v \geq B_1 + c_1$ для колонн крайних рядов и $\frac{b_n - b_v}{2} \geq B_1 + c_1$ для колонн средних рядов, где B_1 — расстояние от оси подкрановой балки до торца крана (см. табл. 14—16 приложения VI) и c_1 — минимальный зазор, принимаемый для кранов грузоподъемностью от 5 до 50 т 60 мм и для кранов грузоподъемностью от 75 до 250 т 75 мм. Если указанное условие не будет выдержано, необходимо увеличить ширину нижней части колонны крайних рядов на 250 мм, а средних — на 500 мм.

Для расчета рамы необходимо знать высоту от низа базы колонны до подкрановой площадки (высота нижней части колонны h_n , см. рис. 2) и высоту от подкрановой площадки до низа конструкций покрытия (h_v). Для получения этих высот следует предварительно установить высоту подкрановой балки с крановым рельсом и заглубление колонны. Ориентировочно высоту подкрановой балки можно принять равной

$$h_{п.б} = \left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{7} \right) B, \text{ где } B — \text{ шаг основных рам (пролет подкрановой балки).}$$

Большой размер $\left(\frac{1}{5} B \right)$ рекомендуется принимать при $B = 6$ м и меньший $\left(\frac{1}{7} B \right)$ при $B = 12$ м. Для пролетов подкрановых балок 12—18 м и

кранов средней и малой грузоподъемности возможно уменьшение высоты балки до $\frac{1}{9} B$.

Заглубление колонн (h_6), когда нет примыкающих к колоннам примков, фундаментов оборудования или других ограничений, определяется высотой базы колонны. В этом случае принимают $h_6 = 0,6 + 1$ м.

Определив высоту подкрановой балки $h_{п.б}$, величину параметра h_2 , высоту помещения H и заглубление колонн h_6 , а также зная h_1 ,

можно легко найти высоту как нижней, так и верхней части ступенчатой колонны $h_n = h_1 - h_{п.6} + h_6$ и $h_v = h_2 + h_{п.6}$.

Размеры ригеля. Ригелем рамы является стропильная ферма. При трапецидальном очертании фермы и рулонной кровле уклон верхнего пояса можно принимать равным $1/12$ или $1/8$. Высота фермы на опоре принимается общей для ферм пролетами от 24 до 42 м и равной $h_0 = 2,2$ м в обушках по разбивочной оси колонны.

Решетку ферм рекомендуется принимать треугольной системы с дополнительными стойками и первым восходящим раскосом.

Размер панели верхнего пояса фермы также унифицирован, он должен быть равен 3 м. При укладке в кровле крупноразмерных плит шириной 1,5 м возможно применение шпренгельной решетки, при которой панель верхнего пояса будет равна 1,5 м.

§ 3. СХЕМЫ СВЯЗЕЙ

Назначение связей: создание жесткости каркаса, обеспечение устойчивости элементов конструкций, восприятие тормозных и ветровых усилий, создание условий пространственной работы каркаса, обеспечение необходимых условий монтажа элементов сооружения.

1. Связи шатра (покрытия)

Стропильные фермы обладают большой жесткостью в вертикальной плоскости и очень малой — в горизонтальной. Для нормальной их работы в системе каркаса необходимо позаботиться о том, чтобы фермы были надлежащим образом закреплены. Достигается это постановкой горизонтальных и вертикальных связей, образующих вместе со стропильными фермами жесткую пространственную конструкцию.

Горизонтальные связи представляют собой фермы с параллельными поясами. Их размещают как в плоскости верхних, так и в плоскости нижних поясов стропильных ферм.

Назначение связей, расположенных в плоскости верхних поясов стропильных ферм, состоит главным образом в обеспечении устойчивости верхних сжатых поясов стропильных ферм при работе из плоскости ферм.

Связи по верхним поясам проектируются в виде поперечных связевых ферм, размещаемых на расстоянии примерно 60 м друг от друга (рис. 4, б). Обычно они устанавливаются у торцов здания и у температурных швов. Если у температурных швов шаг стропильных ферм меньше шага остальных ферм, поперечную связевую ферму в целях унификации элементов связей целесообразно располагать во втором шаге.

Поясами поперечной связевой фермы служат пояса стропильных ферм или специально запроектированные элементы. Схема решетки может быть любой, однако целесообразно принимать крестовую, как наиболее жесткую.

Панель связевой фермы принимают обычно равной двум панелям стропильной фермы, развязывая таким образом верхние пояса соседних ферм через узел. Пояса промежуточных ферм, расположенных между поперечными связевыми фермами, раскрепляют прогонами и распорками при решении с прогонами и распорками и железобетонными плитами кровли — при беспрогонном решении. В последнем случае до момента укладки плит на фермы они удерживаются только распорками, расстояние между которыми определяется предельной гибкостью

поясов стропильных ферм по формуле $l_1 = r_y \lambda_{\text{пред}}$, где r_y — радиус инерции сечения пояса относительно вертикальной оси и $\lambda_{\text{пред}} = 220$.

При шаге стропильных ферм 12 м длины элементов решетки (распорки и раскосы) связевой фермы, образованной между поясами соседних стропильных ферм, получаются большими, а сами элементы —

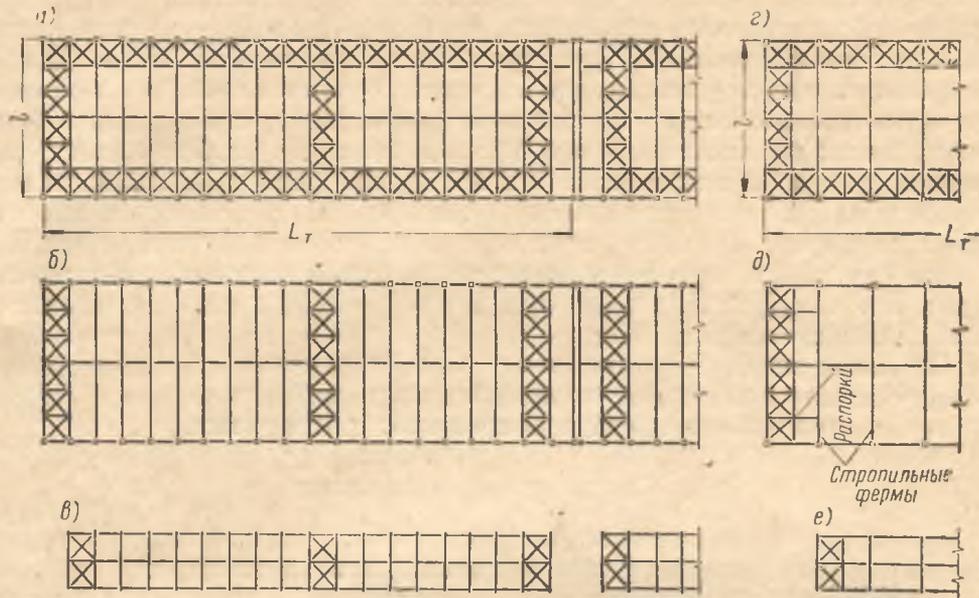


Рис. 4. Схемы связей шатра

а и с — по нижним поясам ферм; б и д — по верхним поясам ферм; е — по фонарю

весьма тяжелыми. В этом случае для экономии металла рекомендуется применять одну из возможных схем связевых ферм, изображенную на рис. 4, д.

Связи по нижним поясам стропильных ферм проектируют как системы поперечных и продольных связевых ферм, располагаемых по контуру цеха или температурного отсека (см. рис. 4, а и 4, с).

Поперечные связевые фермы у торцов здания предназначены для восприятия ветровой нагрузки со стороны торца здания, передаваемой через стойки торцового фахверка.

Продольные связевые фермы соединяют отдельные плоские рамы каркаса в жесткую пространственную систему, создавая условия для перераспределения местных нагрузок (крановых моментов и сил поперечного торможения кранов). Подробнее о пространственной работе каркаса см. § 5, п. 3.

При беспрогонном покрытии, когда кровля запроектирована в виде жесткого диска, пространственная жесткость каркаса резко повышается за счет жесткого диска кровли. В таких зданиях при кранах грузоподъ-

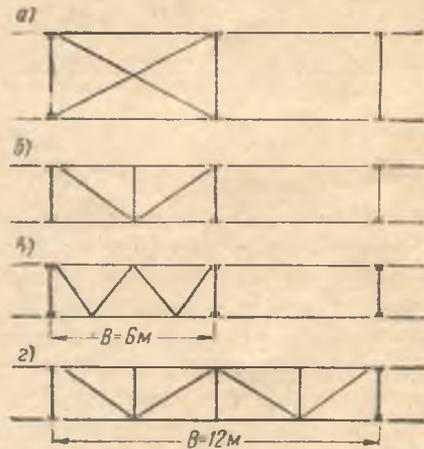


Рис. 5. Вертикальные связи шатра
а, б и в — тип связей при шаге ферм $B=6$ м; г — тип связей при шаге ферм $B=12$ м

емностью до 30 т включительно продольные связи можно не предусматривать. В многопролетных цехах продольные связи по внутренним рядам колонн можно либо вовсе не ставить, либо ставить их только с одной стороны ряда (см. [1], рис. XIV-5, а) или по схеме, изображенной в [1], рис. XIV-5, б.

Вертикальные связи предназначаются для удержания ферм в проектном (вертикальном) положении в первую очередь в период монтажа. Их устанавливают на опорах и в пролете стропильных ферм. Удобно и в большинстве случаев вполне достаточно установить в пролете один ряд вертикальных связей по средней (коньковой) стойке. При больших пролетах стропильных ферм (36 м и более), и особенно, когда нет продольных связей в плоскости нижних поясов ферм, полезно поставить в пролете два, а то и три ряда вертикальных связей. Наиболее простая (при шаге ферм 6 м) схема вертикальных связей изображена на рис. 5, а. Однако для монтажа более удобны связи, схема которых представлена на рис. 5, б или 5, в. Для ферм при шаге $B = 12$ м одна из возможных схем показана на рис. 5, г.

По длине здания вертикальные связи устраивают обычно в местах, где поставлены поперечные горизонтальные связи по фермам. Промежуточные стропильные фермы закрепляют распорками.

2. Связи между колоннами

Эти связи предназначены для восприятия сил продольного торможения кранов и давления ветра на торец здания, а также для создания продольной жесткости каркаса и закрепления колонн из плоскости рамы.

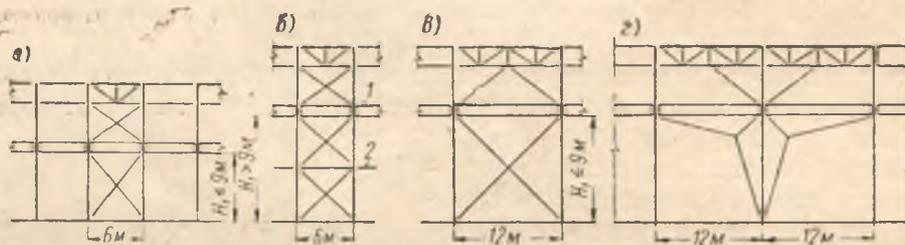


Рис. 6. Вертикальные связи по колоннам

1 — подкрановая балка; 2 — распорки

В верхней (надкрановой) части колонн вертикальные связи размещают между нижним поясом стропильных ферм и тормозной балкой. Проектируют их при шаге 6 м обычно в виде креста или диагонали; при шаге 12 м и более — в виде фермы или подкосов и устанавливают по концам и в средней части длины температурного отсека между колоннами, как правило, там, где размещают связи в нижней (подкрановой) части колонн (см. рис. 6).

В нижней части колонн связи устанавливают между подкрановой балкой и базой колонны. При шаге колонн 6 м и $h_n < 9$ м целесообразно проектировать связь в виде одного креста (рис. 6, а), а при $h_n > 9$ м — в виде двух крестов (рис. 6, б). При шаге 12 м и более ее следует проектировать в виде портала (рис. 6, в), но возможно также применение и крестовой связи (рис. 6, г).

По длине здания связи в нижней части колонн для уменьшения усилий в продольных элементах каркаса от температурных воздействий следует размещать только в средней части отсека в соответствии с данными табл. 1.

Глава вторая

РАСЧЕТНО-КОНСТРУКТИВНАЯ ЧАСТЬ ПРОЕКТА

§ 4. РАСЧЕТ ПОДКРАНОВОЙ БАЛКИ

При расчете конструкций каркаса промышленного здания рекомендуется соблюдать такую последовательность: в первую очередь нужно рассчитывать основные несущие конструкции, определяющие общее композиционное решение сооружения (поперечные рамы, подкрановые балки), а затем переходить к расчету остальных конструктивных элементов. Целесообразно расчет конструкций начинать с подкрановых балок, которые не зависят от остальных конструкций, но оказывают влияние на их статическую работу. В курсовом проекте расчет подкрановой балки ограничивается определением усилий, подбором и проверкой сечения, проверкой устойчивости стенки, определением толщины поясного шва и подсчетом веса конструкции.

1. Определение усилий в подкрановой балке

Для подбора сечения подкрановой балки необходимо определить изгибающий момент и поперечную силу в вертикальной плоскости. Достаточно определить максимальные значения этих силовых факторов, которые возникают при действии двух спаренных мостовых кранов, работающих одновременно.

Для определения расчетного изгибающего момента можно воспользоваться правилом Винклера, согласно которому максимальное значение изгибающего момента будет соответствовать такому положению системы подвижных грузов на балке, при котором середина подкрановой балки совместится с серединой отрезка, расположенного между точками приложения равнодействующей силы (установленных на балке грузов) и ближайшим к ней грузом. Максимальное значение изгибающего момента получим под ближайшим к равнодействующей грузом.

Для определения максимального значения поперечной силы необходимо установить один из грузов над опорой, а остальные расположить как можно ближе к ней. Схемы расположения подвижных грузов для получения максимальных значений изгибающего момента и поперечной силы приведены на рис. 7.

Расстояния между колесами крана, габаритные размеры и нормативные величины максимальных давлений на колеса ($P_{\text{макс}}$) следует

принимать по соответствующим ГОСТ или нормам. Характеристики мостовых кранов общего назначения приведены в приложении (см. табл. 14—16 приложения VI).

При определении расчетных усилий от вертикальной крановой нагрузки учитывается коэффициент динамичности 1,1.

Расстояние между колесами кранов, размещаемых на подкрановой балке, различны. Например, у кранов грузоподъемностью от 5 до 50 т включительно на каждой стороне крана имеется по два колеса и расстояние K между ними (называемое базой) сравнительно велико (от 3,5 до 5,25 м).

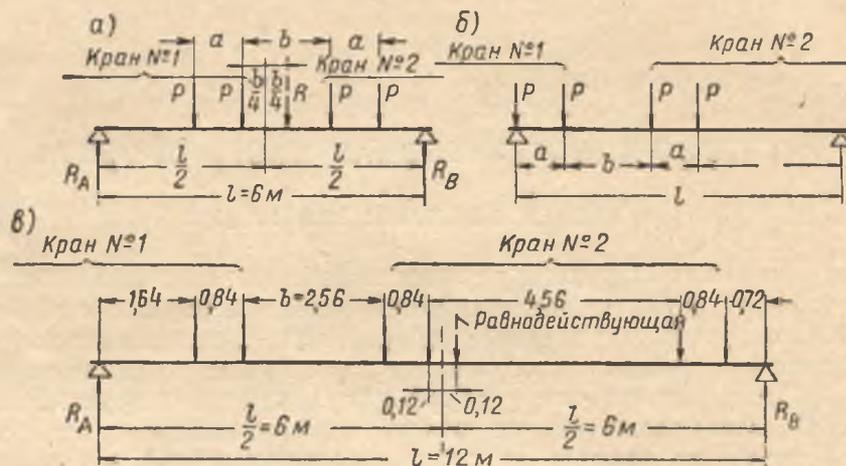


Рис. 7. Схемы загрузки подкрановых балок. R — равнодействующая нагрузки

При спаренной работе кранов расстояние между крайними колесами соседних кранов (размер b на рис. 7) всегда будет меньше базы; при двух одинаковых кранах оно равно разности между габаритным размером крана по ширине и базой ($B_{кр} - K$). При размещении системы грузов двух спаренных кранов на подкрановой балке следует стремиться к тому, чтобы грузы с меньшими расстояниями между ними и большие по величине располагались ближе к середине балки.

Так, например, на балке пролетом 6 м могут поместиться только два колеса любого из кранов грузоподъемностью от 5 до 50 т; либо это будут два колеса одного из кранов с расстоянием между ними, равным базе K , либо соседние колеса первого и второго кранов с расстоянием b . В том и в другом случае можно найти равнодействующую силу и в соответствии с изложенными указаниями разместить грузы на балке для определения максимального изгибающего момента. Совершенно очевидно, что в первом случае изгибающий момент будет меньше, чем во втором, поскольку база K больше расстояния между крайними колесами соседних кранов b .

То же относится и к кранам грузоподъемностью 75 т и больше, у которых на каждой стороне имеется по 4 или по 8 колес с разными расстояниями между ними.

Расположив грузы на подкрановой балке, в соответствии с правилом Винклера находят нормативное значение максимального изгибающего момента в вертикальной плоскости. Влияние собственного веса подкрановой балки можно учесть введением коэффициента α_1 (табл. 2).

Таблица 2

Значения коэффициентов α_1 и α_2 , учитывающих вес подкрановых и тормозных балок

Пролет балки в м	6	12	15	18 и более
α_1 (для M)	1,03	1,05	1,07	1,08
α_2 (для Q)	1,02	1,04	1,06	1,07

Нормативные и расчетные значения изгибающего момента и поперечной силы от вертикальной нагрузки можно определить по формулам: нормативные

$$\left. \begin{aligned} M^n &= M_x \alpha_1; \\ Q^n &= Q_x \alpha_2, \end{aligned} \right\} \quad (2.1)$$

расчетные

$$\left. \begin{aligned} M &= nk M^n; \\ Q &= nk Q^n, \end{aligned} \right\} \quad (2.2)$$

где M_x и Q_x — нормативный изгибающий момент и нормативная поперечная сила без учета собственного веса подкрановой балки;

α_1 и α_2 — коэффициенты, взятые из табл. 2;

n — коэффициент перегрузки, принимаемый для кранов грузоподъемностью 5 т и более равным 1,2;

k — коэффициент динамичности, равный для мостовых кранов с гибким подвесом 1,1.

Для проверки принятого сечения кроме изгибающего момента в вертикальной плоскости необходимо определить также изгибающий момент в горизонтальной плоскости, возникающий в результате действия сил торможения тележки крана.

Суммарная сила торможения тележки крана (при гибком подвесе груза) будет равна

$$T^n = 0,05 (Q + g), \quad (2.3)$$

где Q — грузоподъемность крана;

g — вес тележки.

При жестком подвесе груза принимается коэффициент 0,1 (вместо 0,05).

При определении сил поперечного торможения для расчета подкрановых балок в цехах с тяжелым режимом работы следует вводить повышающий коэффициент α , значения которого см. [1] или СНиП II-V.3-62 [5], табл. 47.

В соответствии с указаниями СНиП ([6], п. 4.3) и разъяснениями, приведенными в [1], сила поперечного торможения крана передается на одну балку и распределяется поровну на все колеса одной стороны крана. Следовательно, горизонтальное давление на одно колесо будет равно

$$T_{\text{кол}}^n = \frac{T^n}{n_0}, \quad (2.4)$$

где n_0 — число колес на одной стороне крана.

Схема загрузки подкрановой балки силами поперечного торможения при определении изгибающего момента в горизонтальной плоскости принимается та же, что и при загрузке вертикальными силами.



Максимальное значение расчетного изгибающего момента в горизонтальной плоскости будет равно

$$M_T = n M_T^n, \quad (2.5)$$

где M_T^n — нормативный изгибающий момент от сил поперечного торможения;

n — коэффициент перегрузки, равный 1,2.

Пример. Найти максимальные значения изгибающего момента и поперечной силы для подкрановой балки пролетом 12 м от действия двух мостовых кранов среднего режима работы грузоподъемностью по 100 т каждый. Пролет цеха $l = 36$ м.

По табл. 16 приложения VI находим габаритные размеры и максимальные давления на колеса крана.

Для крана $Q = 100$ т расстояние от оси подкрановой балки до разбивочной оси $\lambda = 1$ м, следовательно, пролет крана

$$l_{кр} = l - 2\lambda = 36 - 2 \cdot 1 = 34 \text{ м.}$$

В табл. 16 приложения VI (ГОСТ 6711—53) приведены данные для мостовых кранов с пролетом только до 31 м, поэтому величины максимальных давлений на колеса и вес крана в этом случае следует определять по экстраполяции. Если для крана пролетом $l_{кр} = 28$ м давление на колесо равно $P_{1 \text{ макс}}^n = 46$ т, а для крана $l_{кр} = 31$ м соответственно $P_{1 \text{ макс}}^n = 48$ т, то для крана пролетом $l_{кр} = 34$ м, очевидно, $P_{1 \text{ макс}}^n = 48 + (48 - 46) = 50$ т. Аналогично $P_{2 \text{ макс}}^n = 49 + (49 - 47) = 51$ т.

Геометрические размеры принимаем по ближайшему крану $l_{кр} = 31$ м, а именно: $H = 4000$ мм, $T = 4560$ мм, $B_{кр} = 8800$ мм и расстояние между парами колес 840 мм.

Определяем расстояние между крайними колесами первого и второго кранов

$$b = B_{кр} - (T + 2 \cdot 840) = 8800 - (4560 + 2 \cdot 840) = 2560 \text{ мм.}$$

При разности между $P_{1 \text{ макс}}^n$ и $P_{2 \text{ макс}}^n$ в 1 т равнодействующая сила сместится в сторону больших сил на очень малую величину (примерно на 1 см). Для упрощения расчета принимаем среднее значение $P_{\text{ макс}}^n = \frac{50+51}{2} = 50,5$ т, что незначительно отразится на точности расчета.

Разместив грузы на подкрановой балке, согласно правилу Винклера (см. рис. 7, в), находим опорные реакции

$$R_A = \frac{50,5 (10,36 + 9,52 + 6,96 + 6,12 + 1,56 + 0,72)}{12} = 149 \text{ т}$$

и

$$R_B = \Sigma P - R_A = 6 \cdot 50,5 - 149 = 154 \text{ т,}$$

где ΣP — сумма давлений от колес крана, расположенных на балке.

Максимальное значение изгибающего момента в вертикальной плоскости будет равно:

нормативного по формуле (2.1)

$$M^n = [149 \cdot 5,88 - 50,5 (4,24 + 3,4 + 0,84)] 1,05 = 470 \text{ тм,}$$

расчетного по формуле (2.2)

$$M = 1,2 \cdot 1,1 \cdot 470 = 620 \text{ тм.}$$

Для определения изгибающего момента в горизонтальной плоскости сначала находят силу поперечного торможения крана по формуле (2.3)

$$T^H = 0,05(100 + 42) = 7,1 \text{ т}$$

и давление на одно колесо

$$T_{\text{кол}}^H = \frac{7,1}{4} = 1,78 \text{ т},$$

где цифра 4 — число колес на одной стороне крана.

Нормативный изгибающий момент в горизонтальной плоскости будет равен

$$M_T^H = 5,25 \cdot 5,88 - 1,78(4,24 + 3,4 + 0,84) = 15,9 \text{ тм},$$

или

$$M_T^H = \frac{M^H}{a_1} \cdot \frac{T_{\text{кол}}^H}{P_{\text{макс}}^H} = \frac{470}{1,05} \cdot \frac{1,78}{50,5} = 15,9 \text{ тм}.$$

Расчетный изгибающий момент равен

$$M_T = 1,2 \cdot 15,9 = 19,1 \text{ тм}.$$

Для получения максимального значения поперечной силы колеса кранов располагаем в соответствии с рис. 7,б.

Максимальное значение поперечной силы от вертикальных давлений колес будет

$$Q_{\text{макс}}^H = \left[50,5 + \frac{50,5(2,36 + 3,2 + 7,76 + 8,6 + 11,16)}{12} \right] 1,04 = 197 \text{ т}$$

и

$$Q_{\text{макс}} = 1,2 \cdot 1,1 \cdot 197 = 270 \text{ т}.$$

2. Подбор сечения подкрановой балки

Требуемый момент сопротивления сечения подкрановой балки

$$W_{\text{тр}} = \frac{M\beta}{mR},$$

где R — расчетное сопротивление стали;

β — коэффициент, учитывающий дополнительные напряжения в верхнем поясе балки от сил поперечного торможения, принимаемый для кранов среднего режима работы равным 1,05; для кранов тяжелого режима $\beta = 1,07$;

m — коэффициент условий работы, принимаемый при кранах тяжелого, весьма тяжелого и весьма тяжелого непрерывного режимов работы равным 0,9; в остальных случаях — 1 (см. табл. 9 [5]).

Высоту подкрановой балки желательно назначать близкой (несколько меньше) к оптимальному значению

$$h_{\text{опт}} = k \sqrt{\frac{W_{\text{тр}}}{\delta_{\text{ст}}}}, \quad (2.6)$$

где k — коэффициент, принимаемый для сварных балок с поясами постоянного сечения равным 1,1 [1];

$\delta_{\text{ст}}$ — толщина стенки.

Предварительно толщину стенки можно определять по эмпирической формуле $\delta_{ст} = 7 + 3h$, причем $h \approx \frac{1}{10} l$ в м.

Толщина стенки должна быть достаточной для восприятия ею поперечной силы и вертикальных сосредоточенных сил от давления колес кранов. Из условия работы на срез она должна быть не менее

$$\delta_{ст} = \frac{k_1 Q_{\max}}{h_{ст} R_{ср}}, \quad (2.7)$$

где $R_{ср}$ — расчетное сопротивление стали срезу;

k_1 — коэффициент, равный 1,5 без учета работы поясов и 1,2 с учетом работы поясов на срез.

Из условия обеспечения устойчивости толщина стенки должна быть не менее $1/160$ пролета, и в любом случае, не менее 8 мм.

Нижний предел высоты подкрановой балки устанавливается требованиями жесткости. Из условия жесткости получают минимальное значение высоты

$$h_{\min} = \frac{\sigma^H J^2}{10^7 [f]}, \quad (2.8)$$

где $\sigma^H = \frac{M_{\max}^H}{W_{тр}}$;

$[f]$ — предельный прогиб, принимаемый для электрических мостовых

кранов грузоподъемностью менее 50 т равным $\frac{1}{600} l$ и грузо-

подъемностью 50 т и более $\frac{1}{750} l$.

Высоту стенки следует принимать в соответствии с ГОСТ 82—57 или ГОСТ 5681—57 (см. табл. 31 и 32 приложения XI).

Установив высоту балки, переходят к подбору ее сечения.

По моменту сопротивления $W_{тр}$ определяют момент инерции балки

$$J = W_{тр} \frac{h}{2},$$

где h — полная высота балки (рис. 8).

Момент инерции всей балки равен $J = J_{ст} + J_{п}$. Из этой формулы следует, что $J_{п} = J - J_{ст}$,

где

$$J_{ст} = \frac{\delta_{ст} h_{ст}^3}{12}.$$

В свою очередь $J_{п} \approx 2F_{п} \left(\frac{h_{п}}{2} \right)^2$, откуда

$$F_{п} = \frac{2J_{п}}{h_{п}^2},$$

где $J_{п}$ — момент инерции двух полок относительно оси x ;

$F_{п}$ — площадь сечения одной полки;

$h_{п}$ — расстояние между центрами тяжести полок, равное $h_{ст} + \delta_{п}$.

Толщиной полок следует задаться, принимая $\delta_{п} = 16 \div 40$ мм.

Зная площадь полки, нужно задаться одним из ее размеров (удобнее толщиной) и получить другой (ширину полки):

$$b_n = \frac{F_n}{\delta_n}$$

Полученную ширину полки рекомендуется принимать в пределах $1/3 \div 1/6$ от высоты балки; она должна быть достаточной для установки и крепления крайнего рельса. Из условия устойчивости пояса необходимо, чтобы $b_n \leq 30\delta_n$ для стали 3 и $b_n \leq 25\delta_n$ для низколегированных сталей (точнее см. [5], табл. 37).

Для полок следует применять универсальную (широкополосную) сталь в соответствии с ГОСТ 82—57 (см. табл. 31 приложения XI).

Изложенный метод подбора сечения приближенный, поскольку некоторыми величинами (например, h_n и δ_n) приходится задаваться. Вследствие этого нужно производить проверку прочности принятого сечения балки.

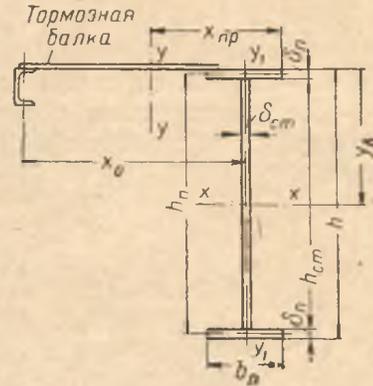


Рис. 8. Поперечный разрез подкрановой балки

3. Проверка прочности подкрановой балки

Проверка прочности сводится к определению нормальных напряжений, которые можно определить по формулам: при сплошнотенчатой тормозной балке

$$\sigma = \frac{My_b}{J_x} + \frac{M_T x_{np}}{J_y} \leq mR \quad (2.9, a)$$

и при сквозной тормозной балке

$$\sigma = \frac{My_b}{J_x} + \frac{M_T}{\varphi x_0 F_n} + \frac{M_T'}{W_{y_1}} \leq mR. \quad (2.9, б)$$

В этих формулах:

J_x — момент инерции подкрановой балки относительно оси x ;

J_y — момент инерции тормозной балки относительно оси y ;

y_b — расстояние между нейтральной осью x и фибровыми (верхними) волокнами подкрановой балки (при симметричном сечении $y_b = \frac{h_{nб}}{2}$);

x_{np} — расстояние между нейтральной осью y и фибровыми (правыми) волокнами тормозной балки;

x_0 — расстояние между осями ветвей сквозной тормозной балки;

F_n — площадь сечения верхней полки подкрановой балки;

W_{y_1} — момент сопротивления верхней полки подкрановой балки относительно оси y_1 (см. рис. 8);

φ — коэффициент продольного изгиба сжатого пояса сквозной тормозной балки (верхней полки подкрановой балки) относительно оси y_1 ;

M'_r — местный изгибающий момент в верхней полке подкрановой балки от горизонтальных сил $T_{\text{кол}} = T_{\text{кол}}^n n$, здесь $T_{\text{кол}}^n$ определяется по формуле (2.4); n — коэффициент перегрузки, равный 1,2.

Величину местного изгибающего момента можно определить по формуле

$$M'_r \approx \frac{T_{\text{кол}} d}{5},$$

где d — панель сквозной тормозной балки. (Обозначения см. рис. 8.).

Для уменьшения объема курсового проекта можно ограничиться определением приближенных значений нормальных напряжений по формуле

$$\sigma = \frac{M}{W_x} \leq \frac{mR}{\beta},$$

где M — расчетный изгибающий момент от вертикального давления колес кранов;

W_x — момент сопротивления подкрановой балки относительно оси x ;

β — коэффициент, учитывающий дополнительные напряжения в верхней полке подкрановой балки от сил поперечного торможения. Значение его см. выше (п. 2 настоящего параграфа);

m — коэффициент условий работы.

В этом случае проверку прочности подкрановой балки по формулам (2.9, а) и (2.9, б) можно не производить.

4. Проверка устойчивости поясных листов и стенки подкрановой балки¹

При подборе сечения поясных листов составных балок обычно выдерживают требование СНиП II-V.3-62 ([5], табл. 37), которое имеет целью обеспечить устойчивость поясных листов.

Стенка из условия экономичности назначается довольно тонкой, и поэтому в наиболее напряженных местах ее при известных условиях может произойти потеря устойчивости. Чтобы убедиться, устойчива ли стенка, необходимо произвести соответствующий проверочный расчет.

Критерием необходимости выполнения такого расчета является следующее отношение высоты стенки к толщине:

$$\frac{h_{\text{ст}}}{\delta_{\text{ст}}} \geq 80 \sqrt{\frac{2,1}{R}} \text{ при } \sigma_m \neq 0,$$

где R — расчетное сопротивление прокатной стали изгибу в t/cm^2 ;

σ_m — местное сминающее напряжение (см. ниже).

Если отношение $\frac{h_{\text{ст}}}{\delta_{\text{ст}}}$ не превышает приведенной величины, в проверке устойчивости стенки нет необходимости.

Проверку устойчивости стенки следует производить в наиболее напряженных отсеках. Такими являются в первую очередь первый и второй отсеки от опоры, где касательные напряжения близки $R_{\text{ср}}$ и нормальные напряжения быстро возрастают по мере удаления от опоры.

Для определения напряжений σ , τ и σ_m , от совместного действия которых возможна потеря устойчивости стенки, необходимо загрузить подкрановую балку подвижными грузами так, чтобы в средних сечениях

¹ Проверка местной устойчивости является факультативной и выполняется по указанию руководителя проекта. Этот расчет можно выполнять после расчета рамы.

указанных отсеков возникли возможно больший изгибающий момент и соответствующее значение поперечной силы, а также чтобы один из грузов был установлен в середине рассматриваемого участка для получения в сечении сминающих напряжений.

Краевые сжимающие напряжения в стенке (на уровне поясных швов) определяются по формуле

$$\sigma = \frac{My}{J_x}, \quad (2.10)$$

где M — изгибающий момент в среднем сечении отсека при $a \leq h_{ст}$ (рис. 9, а, сеч. I—I); при $a > h_{ст}$ выделяется в наиболее напряженной части отсека расчетный участок протяженностью $a_0 = h_{ст}$; изгибающий момент следует находить для среднего сечения этого условного участка (см. рис. 9, б, сеч. II—II);

y — расстояние от оси балки до верхней границы участка (при симметричном сечении балки $y = \frac{h_{ст}}{2}$);

J_x — момент инерции сечения балки.

Касательные напряжения (среднее значение их) определяются по формуле

$$\tau = \frac{Q}{h_{ст} \delta_{ст}}, \quad (2.11)$$

где Q — поперечная сила в тех же сечениях, для которых определялся выше изгибающий момент, и

при том же расположении грузов на балке.

Местные сминающие напряжения определяют по формуле

$$\sigma_m = \frac{n_1 P}{\delta_{ст} z},$$

где P — величина расчетной сосредоточенной нагрузки (без учета динамического коэффициента), равная максимальному давлению на колесо $P_{\max} = P_{\max}^н n$;

n_1 — коэффициент, равный для мостовых кранов с гибким подвесом при среднем режиме работы 1,1 и при тяжелом режиме 1,3; для кранов с жестким подвесом — 1,5;

z — условная длина участка, на котором распределен сосредоточенный груз, в см, определяемая по формуле $z = c \sqrt[3]{\frac{J_{II}}{\delta_{ст}}}$, здесь

c — коэффициент, принимаемый для сварных балок равным 3,25 и J_{II} — сумма моментов инерции верхней полки балки и кранового рельса (при неприваренном рельсе).

Проверка устойчивости стенки балки симметричного сечения, укрепленной только поперечными (основными) ребрами жесткости, производится по формулам:

при отсутствии местного напряжения ($\sigma_m = 0$)

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2} \leq 0,9, \quad (2.12, a)$$

при наличии местного напряжения ($\sigma_m \neq 0$)

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_0} + \frac{\sigma_m}{\sigma_{m0}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2} \leq 0,9 \quad (2.12,6)$$

(значения всех напряжений, подставляемых в формулы, берут в t/cm^2), где

$$\sigma_0 = k_0 \left(\frac{100 \delta_{ст}}{h_{ст}}\right)^2 m/cm^2 \text{ при } \frac{a}{h_{ст}} \leq 0,8$$

и

$$\sigma_0 = k_2 \left(\frac{100 \delta_{ст}}{h_{ст}}\right)^2 m/cm^2 \text{ при } \frac{a}{h_{ст}} > 0,8$$

и $\frac{\sigma_m}{\sigma}$ больше значений, приведенных в табл. 32 [5]

(k_0 и k_2 для сварных балок определяются по табл. 3 и 5);

$$\tau_0 = \left(1,25 + \frac{0,95}{\mu^2}\right) \left(\frac{100 \delta_{ст}}{d}\right)^2 m/cm^2,$$

здесь μ — отношение большей стороны расчетного участка к меньшей;
 d — меньшая из сторон участка;

$$\sigma_{m0} = k_1 \left(\frac{100 \delta_{ст}}{a}\right)^2 m/cm^2$$

(k_1 — коэффициент, определяемый по табл. 4).

Таблица 3

Значения коэффициента k_0 для сварных балок

γ	$\leq 0,8$	1	2	4	6	10	> 30
k_0	6,3	6,62	7	7,27	7,32	7,37	7,46

Примечание. Для клепанных балок $k_0=7$.

Таблица 4

Значения коэффициента k_1 для сварных балок

γ \ $\frac{a}{h_{ст}}$	0,5	0,8	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2
$\leq 0,8$	2,04	3,04	3,67	4,11	4,67	5,32	6,04	6,88
1	2,07	3,13	3,8	4,29	4,9	5,61	6,39	7,29
2	2,13	3,33	4,17	4,85	5,67	6,59	7,59	8,72
4	2,17	3,47	4,46	5,33	6,38	7,58	8,89	10,35
6	2,18	3,52	4,58	5,55	6,73	8,07	9,54	11,19
10	2,19	3,57	4,68	5,76	7,07	8,56	10,21	12,06
≥ 30	2,21	3,65	4,86	6,15	7,74	9,56	11,58	13,86

Коэффициенты k_0 и k_1 определяются в функции от величины

$$\gamma = c \frac{b_n}{h_{ст}} \left(\frac{\delta_n}{\delta_{ст}}\right)^3,$$

где $c = \infty$ при приваренном рельсе к полке и $c = 2$ при неприваренном;

b_n — ширина верхней полки;

δ_n — толщина ее.

Таблица 5

Значения коэффициента k_2

$\frac{a}{h_{ст}}$	$\leq 0,8$	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	> 2
k_2	6,3	7,78	8,23	9,5	11,1	13,02	15,25	17,79

Если в результате расчета подкоренное выражение в формулах (2.12, а) и (2.12, б) окажется больше коэффициента условий работы $m=0,9$ (стенка неустойчива), необходимо в первую очередь уменьшить расстояния между поперечными ребрами жесткости. При преобладающем влиянии нормальных напряжений возможно придется поставить продольные ребра жесткости (см. СНиП II-V.3-62 [5], п. 6.7).

Максимальное расстояние между поперечными ребрами жесткости a равно $2h_{ст}$.

5. Расчет поясных швов подкрановой балки¹

В поясных швах, соединяющих стенку с верхней полкой подкрановой балки, возникает сложное напряженное состояние.

Напряжение в швах можно определить по формуле

$$\sqrt{\tau^2 + \sigma_m^2} \leq R_y^{св}, \quad (2.13)$$

где τ — касательное напряжение, определяемое по формуле

$$\tau = \frac{QS_n}{2\beta h_{ш} J_x};$$

σ_m — местное сминающее напряжение, определяемое по формуле

$$\sigma_m = \frac{n_1 P}{2\beta h_{ш} z};$$

Q — наибольшая поперечная сила в рассматриваемом сечении;

S_n — статический момент верхнего пояса балки относительно нейтральной оси;

$h_{ш}$ — толщина поясного шва;

β — коэффициент, зависящий от вида сварки; при ручной сварке $\beta=0,7$, при полуавтоматической сварке $\beta=0,8$ и при автоматической сварке и ультракороткой дуге $\beta=1$;

J_x — момент инерции балки;

P , n_1 и z — величины, входящие в формулу (2.12), значения их см. на стр. 23.

Подставив значения напряжений τ и σ_m в формулу (2.13) и решив ее относительно толщины шва, получим

$$h_{ш} \geq \frac{1}{2\beta R_y^{св}} \sqrt{\left(\frac{QS_n}{J_x}\right)^2 + \left(\frac{n_1 P}{z}\right)^2}.$$

6. Определение веса подкрановой балки

Приблизительно вес подкрановой балки можно определить по формуле

$$G = \psi Fl\gamma,$$

¹ Выполняется по указанию руководителя проекта.

где ψ — строительный коэффициент, принимаемый для сварных балок с поперечными ребрами жесткости равным 1,2;
 F — площадь сечения подкрановой балки;
 l — длина подкрановой балки;
 $\gamma = 7,85 \text{ т/м}^3$ — объемный вес стали.

При определении веса рекомендуется пользоваться таблицами (например, табл. 31 приложения XI).

Этим ограничивается расчет подкрановой балки в курсовом проекте.

§ 5. РАСЧЕТ РАМЫ

1. Общие положения

Каркас цеха представляет собой пространственную конструкцию. Для упрощения расчета его мысленно расчленяют на отдельные плоские элементы. Поперечная рама является основной частью каркаса. Расчет рамы может быть выполнен любым способом строительной механики.

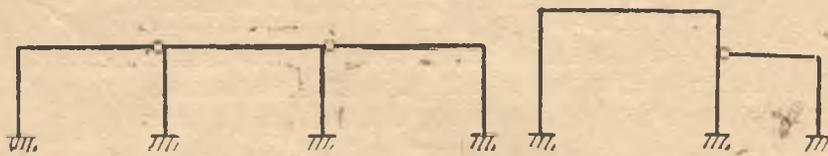


Рис. 10. Шарниры в узлах многопролетных рам при расчете их на вертикальные нагрузки по ригелю

Расчет точным способом весьма трудоемок; точность приближенных способов вполне достаточна при проектировании, и поэтому рекомендуется ими пользоваться и в курсовом проекте.

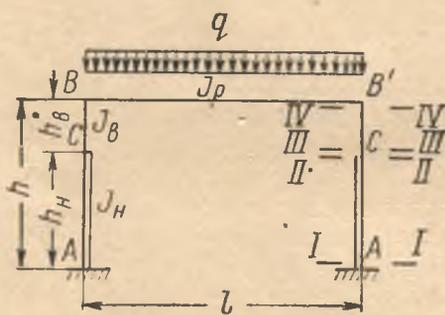


Рис. 11. Характерные сечения стойки рамы

При расчете рам приближенными методами студент в своем курсовом проекте может воспользоваться: формулами, приведенными в [7] и в [8], таблицами [7], табл. 19 приложения VIII настоящего пособия и графиками [7], приложение III. Графиками рекомендуется пользоваться лишь как контрольным методом определения усилий.

Наряду с изложенными в пособии способами расчета рам, можно применять и другие. Следует поощрять использование двух различных способов определения усилий в раме от одного и того же нагружения

(например, выполнение расчета по формулам и таблицам и проверка с помощью графиков).

При расчете рамы в курсовом проекте рекомендуется принимать следующие допущения:

- 1) решетчатый ригель рамы условно заменяется сплошным;
- 2) стойки жестко или шарнирно соединены с ригелем и заземлены в фундаментах;
- 3) при расчете рамы на горизонтальные нагрузки (ветер, изгибающие моменты и силы поперечного торможения кранов) деформациями

ригеля можно пренебречь, принимая жесткость его бесконечно большой; при расчете рамы на вертикальные нагрузки, приложенные к ригелю, следует учитывать действительную жесткость его, при этом горизонтальное смещение верхних узлов рамы не учитывается;

4) при расчете многопролетной рамы на вертикальные нагрузки, приложенные к ригелю, допускается членение ее на отдельные простые П- и Г-образные рамы и отдельные стойки (рис. 10);

5) высота стоек рамы принимается равной $h = h_n + h_v$ (рис. 3 и 11);

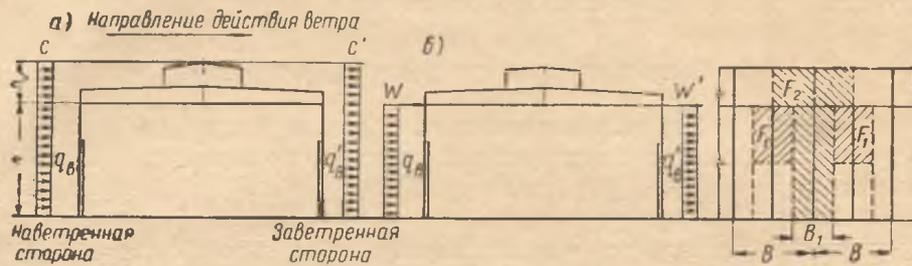


Рис. 12. Схема загрузки рамы ветровой нагрузкой

а — когда нет промежуточных стоек фахверка; б — когда есть промежуточные стойки фахверка

6) ветровая нагрузка, действующая на шатер (от низа стропильных ферм до верха фонаря), при расчете условно принимается сосредоточенной (W), приложенной на уровне нижнего пояса ригеля (рис. 12).

Введение перечисленных допущений незначительно сказывается на точности расчета, но резко снижает объем работы по вычислениям благодаря сведению числа лишних неизвестных к одному-двум. При этом наиболее целесообразно воспользоваться при расчете рамы методом деформаций.

Для расчета рамы необходимо прежде всего любым способом установить жесткости стоек и ригеля. Делается это на основе опыта проектирования аналогичных сооружений. Для цельнометаллического каркаса достаточно установить отношения моментов инерции верхних и нижних частей стоек и ригеля.

Для расчета рам высотой до 25 м, воспринимающих нагрузку от мостовых кранов общего назначения (по ГОСТ 3332—54 и 6711—53) грузоподъемностью от 50 до 150 т, рекомендуется придерживаться следующих отношений (обозначения см. рис. 13):

$$\frac{J_n}{J_v} = 7 \div 10; \quad \frac{J'_n}{J'_v} = 9 \div 12; \quad \frac{J'_n}{J_n} = 1,5 \div 3.$$

Низшие значения пределов следует принимать при кранах меньшей грузоподъемности и меньшей высоте от пола до головки кранового рельса, высшие — при кранах большей грузоподъемности и большей высоте до головки рельса.

При расчете рамы на вертикальные нагрузки, приложенные к ригелю, необходимо учитывать конечную жесткость его и принимать от-

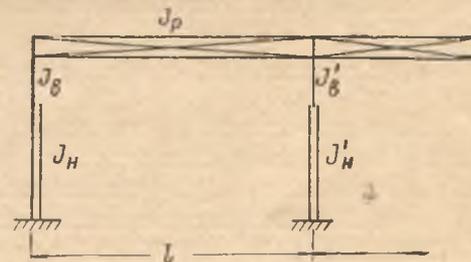


Рис. 13. Обозначения моментов инерции элементов рамы

ношение момента инерции ригеля к моменту инерции нижней части колонны крайнего ряда $\frac{J_0}{J_n}$ от 3 до 5,5 (см. рис. 11). Меньшие значения относятся к рамам с меньшими пролетами и меньшими нагрузками на ригель (например, при шаге 6 м).

Правило знаков: момент, растягивающий внутренние волокна элементов однопролетной рамы, принято считать положительным, а момент, растягивающий наружные волокна, — отрицательным. Эпюры моментов следует строить на стороне растянутых волокон.

2. Сбор нагрузок на поперечную раму

Поперечная рама воспринимает следующие нагрузки:

1) собственный вес конструкций: каркаса, кровельного и стенового ограждений;

2) снеговую нагрузку;

3) крановые нагрузки — вертикальные давления и силы поперечного торможения;

4) ветровую нагрузку.

Иногда на каркас передаются и временные нагрузки от технологического оборудования, рабочих площадок и др.

Нагрузки разделяют на постоянные и временные (длительного действия и кратковременные).

К постоянным нагрузкам относятся вес конструкций и ограждений. Все остальные перечисленные нагрузки (кроме нагрузок от технологического оборудования) относятся к категории кратковременных (см. [6]).

а) Собственный вес конструкций покрытия (шатра) и кровли

Для определения расчетной погонной нагрузки на ригель рамы удобнее сначала найти отдельно вес фермы, фонарной конструкции, связей и кровли на 1 м^2 горизонтальной проекции покрытия.

Вес каждого из элементов на 1 м^2 покрытия можно получить либо по данным ранее разработанных проектов, либо по приближенным формулам.

Вес стропильной фермы со связями можно приближенно получить по формуле

$$g_{\text{ф}} = 1,2\alpha_{\text{ф}} l \text{ кг/м}^2,$$

где $\alpha_{\text{ф}}$ — коэффициент веса фермы, принимаемый для ферм $l=24 \div 36 \text{ м}$ при нагрузке от 150 до 400 кг/м^2 в пределах $0,6-0,9$; для больших значений пролета и нагрузки принимается большая величина коэффициента;

l — пролет фермы.

Эквивалентную равномерно распределенную нагрузку от веса фонарной конструкции, приведенной к 1 м^2 горизонтальной проекции покрытия, можно определить по следующей простой формуле:

$$g_{\text{фон}} = \alpha_{\text{фон}} l_{\text{фон}} \text{ кг/м}^2,$$

где $\alpha_{\text{фон}}$ — коэффициент веса фонаря, равный $0,5$;

$l_{\text{фон}}$ — пролет фонаря.

Вес переплетов с остеклением $g_{\text{пер}}$ и вес бортовой стенки $g_{\text{б.с}}$ передается на ферму в виде сосредоточенных грузов в местах опирания крайних стоек фонаря. Однако для упрощения расчета вполне допусти-

мо заменить эти сосредоточенные силы эквивалентной равномерно распределенной нагрузкой интенсивностью: от переплетов 5—8 кг/м², от бортовой стенки 5 кг/м².

Вес кровли может изменяться в больших пределах (примерно от 50 до 400 кг/м²).

В беспрогонном покрытии рекомендуется применять следующие типы крупноразмерных плит: ПНС (размеры плиты 1,5×6 м, вес 1,43 т); КПКН (1,5×6 м, вес 1,02 т); ПНКЛ (3×6 м, вес 2,35 т); КАП (1,5×6 м, вес от 1,33 до 1,75 т по ГОСТ 7741—55); ПНТП (1,5×12 м, вес 4,2 т); ПКЖН (3×12 м, вес 5,86 т)* и алюминиевые щиты**.

В покрытии с прогонами рекомендуется применять легкие кровли — асбестоцементные волнистые листы усиленного профиля, стальные и алюминиевые листы и щиты.

В отапливаемых помещениях кровлю следует проектировать с применением легких утеплителей объемным весом не более 500—600 кг/м³ (жесткие и полужесткие минеральные плиты, пенобетон, пеносиликат, термиз и др.).

В качестве водоизолирующего ковра при уклоне кровли 1/12—1/8 применяются рулонные материалы (руберойд).

При определении веса кровли следует находить его на квадратный метр горизонтальной проекции по формуле $\frac{g_{кр}}{\cos \alpha}$, где α — угол наклона кровли. При уклоне кровли до 1/8 можно принимать $\cos \alpha = 1$.

Пример определения веса 1 м² кровли приведен в табл. 6.

Таблица 6

Вес кровли на 1 м² покрытия

Конструкция кровли	Нормативная нагрузка в кг/м ²	Коэффициент перегрузки	Расчетная нагрузка в кг/м ²
Руберойд	10	1,1	11
Выравнивающий слой (асфальт)	35	1,2	42
Утеплитель ($\gamma=500$ кг/м ³)	60	1,2	72
Плиты ПНКЛ (с заливкой швов)	140	1,1	154
Итого	245	—	279

В покрытиях с прогонами следует дополнительно учитывать нагрузку от собственного веса прогонов. Вес стальных прогонов колеблется от 8 до 15 кг/м² в зависимости от веса кровли и снега.

Теперь имеются все данные для определения постоянной расчетной погонной нагрузки на ригель (см. рис. 11).

$$q_n = [g_{кр} + (g_{ф} + g_{фон} + g_{пер} + g_{б.с})n] B,$$

где n — коэффициент перегрузки собственного веса конструкций шатра, равный 1,1;

B — шаг стропильных ферм.

б) Снеговая нагрузка

Величина снеговой нагрузки зависит от климатического района, в котором ведется строительство.

* Подробнее о крупноразмерных плитах см. [10].

** См. альбом Проектстальконструкции 100—47 ТР, «Ограждающие самонесущие конструкции из алюминиевых сплавов для промышленных зданий с шагом 6—12 м.

Нормативную снеговую нагрузку на 1 м^2 площади горизонтальной проекции покрытия следует определять по формуле

$$p^n = p_0 c,$$

где p_0 — вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, принимаемый в зависимости от района строительства; c — коэффициент, принимаемый в зависимости от профиля кровли (см. приложение I).

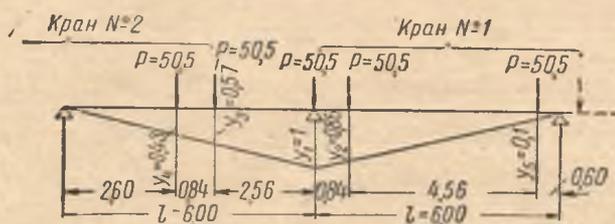
Погонная расчетная нагрузка от снега будет

$$q_{\text{сн}} = n p^n B,$$

где n — коэффициент перегрузки, равны 1,4;
 B — шаг стропильных ферм.

в) Вертикальные давления колес мостовых кранов

Вертикальные давления кранов на колонны ($D_{\text{макс}}$ и $D_{\text{мин}}$) определяются по формулам:



$$D_{\text{макс}} = n \sum P_{\text{макс}}^n y + G_{\text{п.б}};$$

$$D_{\text{мин}} = n \sum P_{\text{мин}}^n y + G_{\text{п.б}},$$

где $n=1,2$ — коэффициент перегрузки;

Рис. 14. Схема загрузки подкрановых балок при определении $D_{\text{макс}}$

$\sum P_{\text{макс}}^n y$ и $\sum P_{\text{мин}}^n y$ —

сумма произведений максимальных и минимальных давлений колес на соответствующие ординаты линии влияния (рис. 14);

$G_{\text{п.б}}$ — собственный вес подкрановой балки, полученный ранее (см. § 4, п. 5);

$P_{\text{мин}}^n$ — минимальное давление на колесо, равное

$$P_{\text{мин}}^n = \frac{Q + G}{n_0} - P_{\text{макс}}^n;$$

Q — грузоподъемность крана;

G — полный вес крана с тележкой (см. приложение VI);

n_0 — число колес на одной стороне крана.

При определении нагрузок для расчета рамы коэффициент динамичности не учитывается.

Подкрановые балки устанавливают на уступ нижней части ступенчатой колонны и обычно по оси внутренней ветви ее; опорные давления подкрановых балок $D_{\text{макс}}$ и $D_{\text{мин}}$ приложены эксцентрично по отношению к нижней части колонны, в результате чего возникают так называемые крановые моменты:

$$M_{\text{макс}} = D_{\text{макс}} e$$

и

$$M_{\text{мин}} = D_{\text{мин}} e,$$

где e — эксцентрицитет, принимаемый предварительно равным $(0,45 - 0,5) b_n$.

Пример. Определить $D_{\text{макс}}$ и $D_{\text{мин}}$ от двух кранов грузоподъемностью по 100 т каждый при пролете подкрановой балки 6 м; пролет цеха $l=36 \text{ м}$.

Выписываем из ГОСТ 6711—53 (табл. 16 приложения VI) необходимые данные:

$P_{1\text{ макс}}^n = 50$ т и $P_{2\text{ макс}}^n = 51$ т; вес крана $G = 155 + (155 - 145) = 165$ т; база $T = 4560$ мм; общая ширина крана $B_{\text{кр}} = 8800$ мм и расстояние между парами колес 840 мм; число колес на одной стороне крана — четыре.

Величины $P_{1\text{ макс}}^n$, $P_{2\text{ макс}}^n$ и G определены по экстраполяции и приняты $P_{\text{ макс}}^n = \frac{50+51}{2} = 50,5$ т.

Для получения максимального давления на колонну $D_{\text{ макс}}$ разместим грузы на балке соответственно схеме, приведенной на рис. 14.

$$D_{\text{ макс}} = 1,2 \cdot 50,5 (1 + 0,86 + 0,57 + 0,43 + 0,1) + 4 = 184 \text{ т.}$$

Полный вес крана будет равен $G = 165$. Минимальное давление на колесо

$$P_{\text{ мин}}^n = \frac{100 + 165}{4} - 50,5 = 16 \text{ т,}$$

тогда $D_{\text{ мин}} = 1,2 \cdot 16 (1 + 0,86 + 0,57 + 0,43 + 0,1) + 4 = 61$ т.

г) Горизонтальные давления колес мостовых кранов

Горизонтальное давление на колонну (силы поперечного торможения тележек кранов) определяется по формуле

$$T = n T_{\text{ кол}}^n \Sigma y, \quad (2.14)$$

где n — коэффициент перегрузки, равный 1,2;

$T_{\text{ кол}}^n$ — горизонтальное давление одного колеса [по формуле (2.4)];

Σy — сумма ординат линии влияния по рис. 14.

Силы T в соответствии с указаниями СНиП ([6], п. 4.7) определяются от действия только двух любых кранов независимо от общего числа кранов и числа пролетов цеха.

д) Ветровая нагрузка

Для расчета рамы необходимо определить ветровую нагрузку как с наветренной, так и с заветренной стороны. Первая называется активным давлением, вторая — отсосом. Направление действия активного давления и отсоса совпадает с направлением ветра, а величина зависит от так называемого аэродинамического коэффициента.

На стойки рамы давление ветра может передаваться как в виде равномерно распределенной, так и в виде сосредоточенной нагрузки.

Когда нет стоек продольного фахверка, давление ветра на стойки рамы передается через панели стенового ограждения в виде равномерно распределенной нагрузки. Интенсивность его можно определить по формулам:

для наветренной стороны

$$q_{\text{ в }} = n c q_0 \alpha B,$$

для наветренной стороны

$$q'_в = nc' q_0 \alpha B,$$

где n — коэффициент перегрузки, равный 1,2;
 c и c' — аэродинамические коэффициенты, принимаемые в соответствии со СНиП ([6], табл. 11) равными $c=0,8$ (с наветренной стороны) и $c'=0,6$ (с заветренной стороны);

q_0 — нормативный скоростной напор в $кг/м^2$, принимаемый по данным приложения I;

α — поправочный коэффициент к величине скоростного напора в зависимости от высоты здания (см. приложение I);

B — шаг рам.

По высоте стойки рамы равномерно распределенная ветровая нагрузка принимается приложенной до уровня нижнего пояса ригеля; лежащая выше нагрузка заменяется сосредоточенной, приложенной на уровне нижнего пояса ригеля. Возникающим при переносе сосредоточенных сил моментом пренебрегают. Величина сосредоточенной нагрузки определяется по формулам:

для наветренной стороны

$$W = q_в h_{ш},$$

для заветренной стороны

$$W' = q'_в h_{ш},$$

где $h_{ш}$ — высота от нижнего пояса стропильной фермы до верхней линии здания (см. рис. 12, а).

Полная сосредоточенная ветровая нагрузка, приложенная к верхним узлам рамы,

$$W_0 = W + W'.$$

Когда есть промежуточные стойки продольного фахверка, погонная равномерно распределенная нагрузка на стойку рамы определяется по тем же формулам, но вместо величины шага B подставляется B_1 — ширина соответствующей грузовой площади (рис. 12, б).

Величина сосредоточенной ветровой нагрузки на раму будет равна

$$W_0 = W + W',$$

где

$$W = ncq_0 \alpha (F_1 + F_2) \text{ — для наветренной стороны;}$$

$$W' = nc' q_0 \alpha (F_1 + F_2) \text{ — для заветренной стороны.}$$

е) Нагрузки от стенового ограждения.

При навесной системе стенового ограждения вес панели будет передаваться на колонны эксцентрично, вызывая в расчетных сечениях колонны моменты в большинстве случаев противоположного знака расчетным моментам. Поэтому в курсовом проекте разрешается изгибающие моменты в стойках рамы от этого нагружения не определять. Вес панелей, увеличивающий продольную силу, следует учитывать.

Результаты расчетов по определению расчетных нагрузок для облегчения использования их при расчете рамы сводят в табл. 7.

Расчетные нагрузки, действующие на раму

Элемент рамы	Вид нагрузки	Обозначение нагрузки	Единица измерения
Ригель	Постоянная нагрузка от покрытия Снеговая нагрузка	q_p $q_{сн}$	$т/м$.
Стойки	Опорное давление ригеля от: постоянной нагрузки снеговой Вес подкрановой балки Вертикальные давления колес кранов: максимальное минимальное Сила поперечного торможения Момент от $D_{макс}$ $D_{мин}$ Ветровая нагрузка: активное давление отсос сосредоточенное давление	A_p $A_{сн}$ $G_{п.б}$ $D_{макс}$ $D_{мин}$ T $M_{макс}$ $M_{мин}$ q_v q'_v W_0	$т$ $тм$ $т$

3. Определение усилий в стойках рамы

а) Усилия в стойках рамы от вертикальных нагрузок, приложенных к ригелю

К вертикальным нагрузкам, приложенным к ригелю, относятся: постоянная нагрузка от веса конструкций шатра и снеговая нагрузка. Усилия в раме от постоянной и снеговой нагрузок следует определять отдельно. Усилия в элементах рамы от вертикальных нагрузок, приложенных к ригелю, наиболее просто можно получить, рассчитав раму по методу деформаций. За лишние неизвестные принимаем углы поворота верхних узлов рамы. При симметричной раме и симметричной нагрузке углы равны $\varphi_1 = \varphi_2$, и такая рама будет иметь лишь одно лишнее неизвестное, которое получим из канонического уравнения

$$\bar{M}_\varphi + M_p = 0,$$

где \bar{M} — сумма реактивных моментов в верхнем узле рамы при повороте его на угол $\varphi = 1$;

M_p — сумма реактивных моментов в том же узле рамы от действия внешней нагрузки.

Для решения приведенного уравнения следует прежде всего определить усилия в элементах рамы от поворота верхних узлов на угол $\varphi = 1$.

Изгибающий момент на концах ригеля (как однопролетной балки постоянного сечения) при повороте закреплений на $\varphi = 1$, как известно, будет равен

$$M_{B \text{ риг}} = \frac{2EJ_p}{l}.$$

На концах одноступенчатой стойки при повороте верхнего узла на угол $\varphi=1$, изгибающие моменты будут равны

$$\begin{aligned}\bar{M}_B^{ст} &= k_B \frac{EJ_n}{h}; \\ \bar{M}_A^{ст} &= k_A \frac{EJ_n}{h},\end{aligned}$$

где J_n — момент инерции нижнего сечения стойки;
 h — высота стойки;

k_A и k_B — коэффициенты жесткости, которые можно получить из табл. 19, п. «а» приложения VIII в зависимости от параметров $\lambda = \frac{a}{h}$ и $n = \frac{J_n}{J_n}$.

Реактивный момент в узле B , очевидно, будет

$$\bar{M} = \bar{M}_B^{риг} + \bar{M}_B^{ст}.$$

Реактивный момент в узле B от вертикальной равномерно распределенной по ригелю нагрузки (как для однопролетной защемленной балки) будет равен

$$M_p = -\frac{ql^2}{12}.$$

Тогда угол поворота

$$\varphi = -\frac{M_p}{M}.$$

Правило знаков. Моменты в заделке узла условимся считать положительными, если узел вращается по часовой стрелке.

Построив эпюру моментов, возникающих в раме от поворота верхних узлов на угол $\varphi=1$, и определив величину угла поворота φ , получим (в виде произведения этих величин) значения изгибающих моментов в стержнях рамы от поворота верхних узлов на угол φ . Затем, просуммировав значения полученной эпюры от φ со значениями эпюры в основной системе (от внешних нагрузок), получим окончательную эпюру моментов в раме от вертикальной нагрузки по ригелю.

Пример. Определить значения изгибающих моментов в стойках и ригеле рамы от равномерно распределенной нагрузки по ригелю $q=2$ т/м. Пролет рамы $l=36$ м. Стойки одноступенчатые $h_n=13,6$ м, $h_v=5,6$ м и $h=13,6+5,6=19,2$ м; ширина верхней части колонны $b_v=500$ мм и нижней $b_n=1250$ мм.

Установим относительные значения моментов инерции стоек и ригеля $J_n=1$; $J_v=\frac{1}{8}$ и $J_p=4,5$ и найдем вспомогательные величины $\lambda = \frac{5,6}{19,2} \approx 0,3$ и $n = \frac{J_n}{J_n} = \frac{1}{8} = 0,125$.

Реактивный момент в заделке от поворота концов ригеля на угол $\varphi=1$

$$\bar{M}_B^{риг} = \frac{2EJ_p}{l}.$$

Заменим в этой формуле J_p на J_n , приняв (в соответствии с условием) $J_p = 4,5 J_n$ и подставив значение пролета, получим

$$\bar{M}_B^{\text{ринг}} = \frac{2E \cdot 4,5 J_n}{36} = 0,25 E J_n.$$

Реактивный момент в заделке от поворота верхнего конца стойки на угол $\varphi = 1$

$$\bar{M}_B^{\text{ст}} = k_B \frac{E J_n}{h}.$$

Коэффициент k_B определяем по интерполяции по табл. 19, п. «а» приложения VIII. Из указанной таблицы определяем лишь абсолютную величину коэффициента k_B ; знак устанавливается в соответствии с приведенным выше правилом. Значения коэффициентов при определении их по интерполяции рекомендуется вписывать в таблицу (табл. 8).

Таблица 8

Значения коэффициентов жесткости

Коэффициенты жесткости	λ \diagdown n	0,1	0,2	0,125
		k_B	0,3	0,58
k_A	0,3	0,687	0,887	0,737

Подставив значение k_B и h , получим

$$\bar{M}_B^{\text{ст}} = 0,699 \frac{E J_n}{19,2} = 0,0364 E J_n.$$

При определении коэффициентов жесткости расчеты следует выполнять с точностью не менее трех знаков после запятой и тщательно следить за правильностью расчетов.

Момент в узле A будет равен

$$\bar{M}_A = k_A \frac{E J_n}{h} = 0,737 \frac{E J_n}{19,2} = 0,0383 E J_n.$$

Теперь получим реактивный момент

$$\bar{M} = \bar{M}_B^{\text{ринг}} + \bar{M}_B^{\text{ст}} = 0,25 E J_n + 0,0364 E J_n = 0,2864 E J_n.$$

Реактивный момент от внешней нагрузки будет равен

$$M_p = - \frac{q l^2}{12} = - \frac{2 \cdot 36^2}{12} = - 216 \text{ тм.}$$

Угол поворота

$$\varphi = - \frac{M_p}{\bar{M}} = \frac{216}{0,2864 E J_n} = \frac{754}{E J_n}.$$

Умножив полученные ранее значения реактивных моментов $\bar{M}_B^{\text{ринг}}$, $\bar{M}_B^{\text{ст}}$ и \bar{M}_A от поворота верхних узлов рамы на $\varphi = 1$ на угол φ , полу-

чим значения изгибающих моментов в стержнях рамы от величины полного поворота узлов:

$$M_B^{\text{риг}} = \frac{754}{EJ_n} 0,25EJ_n = 188,5 \text{ тм};$$

$$M_B^{\text{ст}} = \frac{754}{EJ_n} (-0,0364EJ_n) = -27,3 \text{ тм},$$

знак минус при $M_B^{\text{ст}}$ взят потому, что при определении моментов на стойке коэффициент k_B из табл. 19, п. «а» приложения VIII следует брать с его знаком.

$$M_A = \frac{754}{EJ_n} 0,0383EJ_n = 28,8 \text{ тм}.$$

Просуммировав полученные значения изгибающих моментов от поворота узлов рамы на угол φ с соответствующими значениями эпюры моментов от внешней нагрузки, получим расчетные значения изгибающих моментов:

$$M_B^{\text{риг}} = 188,5 - 216 = -27,5 \text{ тм};$$

$$M_B^{\text{ст}} = -27,3 \text{ тм};$$

$$M_A = 28,8 \text{ тм}.$$

Несходимость (погрешность) в узле B составляет

$$\frac{27,5 - 27,3}{27,5} 100 = 0,7\%.$$

Момент в точке C (сечения III—III и IV—IV, см. рис. 11) определяют из подобия треугольников

$$M_C = -10,6 \text{ тм}.$$

Для контроля или в случае необходимости уменьшения объема курсового проекта (по указанию руководителя проекта) рекомендуется изгибающие моменты в узлах рамы от нагрузки по ригелю вычислять по готовым формулам:

в верхних узлах

$$M_B = M_{B'} = - \frac{M_0}{2 \frac{k}{k_B} + 1}; \quad (2.15)$$

в нижних узлах

$$M_A = M_{A'} = M_B \frac{k_A}{k_B}. \quad (2.16)$$

В этих формулах:

M_0 — абсолютная величина опорного момента, принимаемая как для балки с защемленными концами равной $\frac{ql^2}{12}$;

$$k = \frac{J_D}{J_n} \cdot \frac{h}{l} \text{ (обозначения см. рис.11);}$$

k_A и k_B — коэффициенты жесткости стойки при повороте верхнего опорного сечения (узла B) на угол $\varphi=1$, принимаемые по табл. 19, п. «а» приложения VIII в формуле (2.15) со знаком плюс и в формуле (2.16) со своими знаками.

Эпюра моментов приведена на рис. 15.

При расчете многопролетной рамы на вертикальные симметричные нагрузки, приложенные к ригелю, как уже отмечалось ранее, расчленяют ее на простые П- и Г-образные рамы (см. рис. 10). П-образные рамы рассчитывают по формулам (2.15) и (2.16); Г-образные по следующим формулам:

в верхнем узле

$$M_B = - \frac{M_0}{3 \frac{k}{k_B} + 1}, \quad (2.17)$$

в нижнем узле по формуле (2.16).

Обозначения для формулы (2.17) те же, что и для формулы (2.15).

В ступенчатых стойках рамы из-за

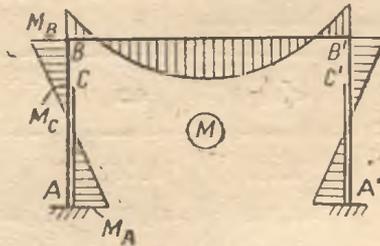


Рис. 15. Эпюра моментов в раме от нагрузки по ригелю

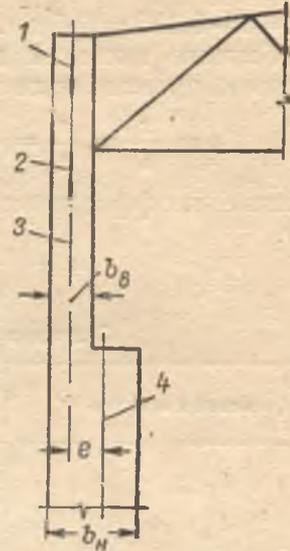


Рис. 16. Загружение колонны нагрузкой от покрытия

смещения центров тяжести сечений верхней и нижней частей возникают изгибающие моменты. Величина момента равна произведению продольной силы в верхней части колонны (опорных давлений стропильных и подстропильных ферм) на плечо — расстояние между осями верхней и нижней частей колонны (рис. 16).

1 — давление подстропильной фермы; 2 — давление ригеля рамы; 3 — ось верхней части колонны; 4 — ось нижней части колонны

Эти моменты можно учитывать одновременно с расчетом рамы на нагрузки, приложенные к ригелю, или рассматривать их как дополнительное нагружение рамы.

Более целесообразным является второй способ, при котором определяют усилия в элементах рамы от этих дополнительных моментов отдельно, а затем, как показано ниже (см. табл. 10), суммируют их с усилиями от нагрузки по ригелю. Это удобно также и потому, что дополнительные моменты не всегда можно учесть одновременно с расчетом рамы на нагрузки по ригелю, как, например, при расчете рамы по формулам (2.15) и (2.16). В некоторых случаях, при малых значениях эксцентриситета между осями верхней и нижней частей стойки, дополнительные моменты можно пренебречь.

Рассматривая моменты от эксцентриситета как дополнительное нагружение стоек рамы на уровне подкрановых площадок, определяют значения изгибающих моментов в стойках рамы, складывают их с полученными ранее значениями изгибающих моментов от вертикальной нагрузки по ригелю и строят общую суммарную эпюру моментов.

Обе стойки загружены моментами по схеме, изображенной на рис. 16.

$$M = A_n e,$$

где

$$A_n = 2 \frac{36}{2} = 36 \text{ т};$$

$$e = \frac{b_n - b_n}{2} = \frac{1,25 - 0,5}{2} = 0,375 \text{ м.}$$

Тогда $M = 36 \cdot 0,375 = 13,5 \text{ тм}$.

Изгибающие моменты в характерных сечениях стоек определяют по формулам, приведенным в табл. 19, п. «д» приложения VIII, при

$$\alpha = \frac{x}{h} = \frac{a}{h} = \frac{5,6}{19,2} = 0,3 \text{ и } n = \frac{1}{8} = 0,125.$$

Значение коэффициентов жесткости определим по интерполяции (табл. 9).

Таблица 9

Значения коэффициентов жесткости

Коэффициенты жесткости	n			
	λ	0,1	0,2	0,125
k_B	0,3	0,171	0,145	0,165
k_A	0,3	-0,300	-0,354	-0,314
$k_F^{\text{в}}$	0,3	-0,271	-0,305	-0,279
$k_F^{\text{н}}$	0,3	0,729	0,695	0,721

Знаки коэффициентов приняты обратные табличным, поскольку направление момента противоположно табличному.

Величины изгибающих моментов в характерных сечениях стоек будут равны:

$$\text{сечение I—I } M_A = k_A M = -0,314 \cdot 13,5 = -4,2 \text{ тм,}$$

$$\text{„ II—II } M_F^{\text{н}} = k_F^{\text{н}} M = 0,721 \cdot 13,5 = 9,6 \text{ тм,}$$

$$\text{„ III—III } M_F^{\text{в}} = k_F^{\text{в}} M = -0,279 \cdot 13,5 = -3,6 \text{ тм,}$$

$$\text{„ IV—IV } M_B = k_B M = 0,165 \cdot 13,5 = 2,2 \text{ тм.}$$

Эпюра моментов дана на рис. 17.

Просуммировав значения эпюр (см. рис. 15 и 17), получают расчетные величины изгибающих моментов от постоянной нагрузки по ригелю (табл. 10).

Таблица 10

Значения изгибающих моментов от вертикальной нагрузки по ригелю

Сечения	Моменты в тм		
	от вертикальной нагрузки по ригелю	от смещения центров тяжести сечения	суммарные
I—I	28,8	-4,2	24,6
II—II	-10,6	9,6	-1,0
III—III	-10,6	-3,6	-14,2
IV—IV	-27,3	2,2	-25,1

Продольная сила будет равна сумме опорных реакций ферм, опирающихся на верхнюю часть колонн (в том числе и подстропильных).

Эпюры моментов и продольных сил приведены на рис. 18.

При расчете рамы следует любыми способами, вплоть до повторных вычислений, постоянно контролировать полученные результаты. Допущенная в одном месте ошибка не только повторяется в дальнейших расчетах, но и может многократно увеличиваться, делая все последующие расчеты непригодными.

Результаты расчетов рамы по каждому виду ее загрузки рекомендуется сводить в таблицы, в каждую строку которых вносят величины усилий, представляющих собой результаты промежуточных вычислений (например, табл. 10). Подобные таблицы позволяют легко произвести беглый проверочный расчет, что в равной степени необходимо как выполняющему, так и контролирующему расчет.

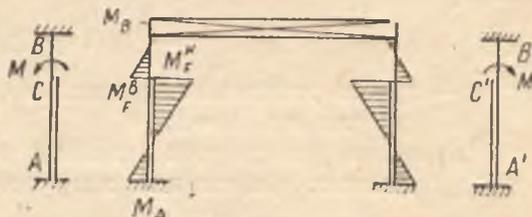


Рис. 17. Эпюры моментов от $M=Ae$

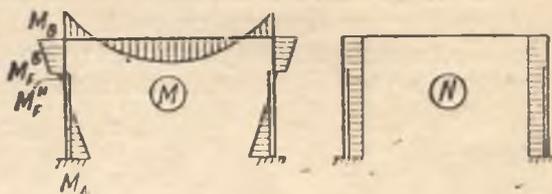


Рис. 18. Эпюры моментов и продольных сил от нагрузки по ригелю

Правильность построения эпюры (см. рис. 18) может быть подтверждена проверкой угла наклона $\frac{25,1 - 14,2}{5,6} = 1,95$ и $\frac{24,6 + 1}{13,6} = 1,88$, погрешность составляет $\frac{1,95 - 1,88}{1,95} \cdot 100 = 3,6\%$.

Поперечная сила в сечении I—I (в нижней заделке) будет равна

$$Q_{A_1} = - \frac{24,6 + 1}{13,6} = - 1,9 \text{ т.}$$

Знак поперечной силы устанавливается в зависимости от того, производят ли силы Q вращение стержня по часовой стрелке или против нее. При вращении по часовой стрелке принимают плюс, против часовой стрелки — минус.

Продольная сила N в стойках равна опорной реакции ригеля. Для нашего примера $N = \frac{36}{2} \cdot 2 = 36 \text{ т.}$ Когда есть подстропильные фермы, продольная сила в стойке увеличивается на величину опорных реакций подстропильных ферм.

Эпюра продольных сил дана также на рис. 18.

Значения изгибающих моментов и продольных сил от временной (снеговой) нагрузки получают умножением значений изгибающих моментов и продольных сил от постоянной нагрузки на переходный коэффициент $\frac{q_{сн}}{q_n}$.

б) Усилия в стойках рамы от крановых моментов

Крановые моменты принимаются приложенными на уровне подкрановых площадок в месте перехода нижней части колонны в верхнюю.

Для определения усилий в колоннах от крановых моментов, сил поперечного торможения и ветровой нагрузки проще всего воспользоваться методом деформаций.

За лишнее неизвестное принимается горизонтальное смещение верхних узлов рамы Δ , которое может быть получено из канонического уравнения

$$\bar{R}\Delta + R_p = 0, \quad (2,18)$$

где \bar{R} — сумма реактивных усилий в фиктивном стержне при смещении ригеля на $\Delta = 1$;

R_p — сумма реактивных усилий в том же фиктивном стержне от заданных (внешних) нагрузок.

Для определения \bar{R} и R_p можно воспользоваться таблицами, приведенными в приложении VIII.

Прежде всего необходимо определить усилия в стойках от единичного смещения верхних узлов.

Принимая основную систему по рис. 18, определяют неизвестные реакции в узле B из канонических уравнений:

$$\delta_{11}x_1 + \delta_{12}x_2 = 1;$$

$$\delta_{21}x_1 + \delta_{22}x_2 = 0.$$

Величины перемещений δ_{11} , δ_{12} и δ_{22} определяют или аналитическим путем — решением интеграла Моора, либо графоаналитически — построением эпюр изгибающих моментов.

Из решений приведенных выше канонических уравнений получают одновременно величину реакции x_1 (направлена в сторону смещения) и величину опорного момента x_2 (при единичном смещении верхних узлов), необходимого также для построения эпюры изгибающих моментов в колонне от внешнего силового воздействия при смещении оголовка на величину Δ , полученную из уравнения (2.18).

Значения изгибающих моментов в стойках от полного смещения (для плоской рамы) получают в результате умножения значений изгибающих моментов от единичного смещения на Δ . Окончательная эпюра изгибающих моментов будет получена в результате сложения значений эпюр от смещения и основной системы.

В приложении VIII, табл. 19, п. «б» приведены значения коэффициентов, посредством которых можно получить величины изгибающих моментов и реакций в стойках от единичного смещения верхних узлов рамы.

Дальнейшее изложение расчета рамы на крановые моменты проделаем на примере с использованием указанной табл. 19.

Пример. Определить изгибающие моменты и продольные силы в стойках однопролетной рамы $l=36$ м; $h_v=5,6$ м, $h_n=13,6$ м и $h=19,2$ м от крановых моментов $M_{\max}=115$ тм и $M_{\min}=57$ тм; $\frac{J_n}{J_n}=0,125$.

Коэффициенты жесткости для определения \bar{R} получим из табл. 19, п. «б» в функции от параметров

$$\lambda = \frac{h_v}{h} = \frac{5,6}{19,2} = 0,3 \text{ и } n = \frac{J_n}{J_n} = 0,125.$$

Значения коэффициентов приведены в табл. 11.

Особое внимание следует обратить на интерполяцию между величинами с разными знаками, поскольку в этом случае можно легко сделать ошибку.

Значения коэффициентов жесткости

Коэффициенты жесткости	n		0,1	0,2	1,125
	λ				
k_B	0,3		1,268	1,942	1,437
k_A	0,3		-3,915	-4,341	-4,022
k_C	0,3		-0,287	0,092	-0,192
k'_B	0,3		-5,182	-6,283	-5,457
k'_A	0,3		5,182	6,283	5,457

Теперь нетрудно получить значения моментов для характерных сечений и по ним построить эпюру моментов от смещения верхних узлов рамы на $\Delta = 1$. Формулы для определения моментов и горизонтальных опорных реакций приведены в той же таблице, из которой взяты величины коэффициентов жесткости, т. е. в табл. 19, п. «б» приложения VIII. Там же показаны положительные значения усилий (стр. 118).

Изгибающий момент равен:
в верхнем сечении стойки:

$$M_B = k_B \frac{EJ_H}{h^2} = 1,437 \frac{EJ_H}{h^2};$$

в нижней заделке

$$M_A = k_A \frac{EJ_H}{h^2} = -4,022 \frac{EJ_H}{h^2}$$

и в месте изменения сечения

$$M_C = k_C \frac{EJ_H}{h^2} = -0,192 \frac{EJ_H}{h^2}.$$

Опорные реакции

$$R_B = k'_B \frac{EJ_H}{h^3} = -5,457 \frac{EJ_H}{h^3};$$

$$R_A = k'_A \frac{EJ_H}{h^3} = 5,457 \frac{EJ_H}{h^3}.$$

Для симметричной однопролетной рамы опорные реакции стоек в верхних узлах равны, и реактивное усилие в фиктивном стержне при $\Delta = 1$ будет равно

$$\bar{R} = 2R_B = -2 \cdot 5,457 \frac{EJ_H}{h^3} = -10,91 \frac{EJ_H}{h^3}.$$

Эпюра изгибающих моментов от $\Delta = 1$ дана на рис. 19.

Коэффициенты жесткости для определения R_p от действия кранового момента можно получить из табл. 19, п. «д» приложения VIII в функции от тех же параметров $\lambda = 0,3$ и $n = 0,125$. Эти коэффициенты были ранее определены (см. табл. 8), но в том случае моменты $M = A_{\square}$ имели противоположное направление и знаки при коэффициентах были взяты обратные табличным. Коэффициенты для определения изгибающих моментов в основной системе приведены в табл. 12.

Значения коэффициентов жесткости

Коэффициенты жесткости	$\lambda \backslash n$			
	λ	0,1	0,2	0,125
k_B	0,3	-0,171	-0,145	-0,165
k_A	0,3	0,3	0,354	0,314
k_F^B	0,3	0,271	0,305	0,279
k_F^H	0,3	-0,729	-0,695	-0,721
k_R	0,3	1,471	1,5	1,478

Значения изгибающих моментов в характерных сечениях стоек приведены в табл. 13. Изгибающие моменты в правой стойке (для симметричной рамы) определены посредством переходного коэффициента

$$\beta = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{57}{115} = 0,5.$$

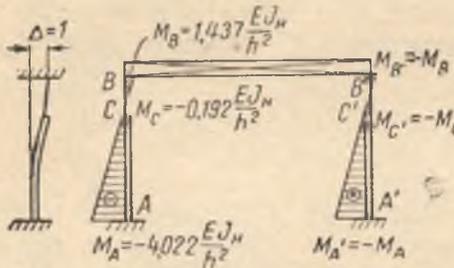
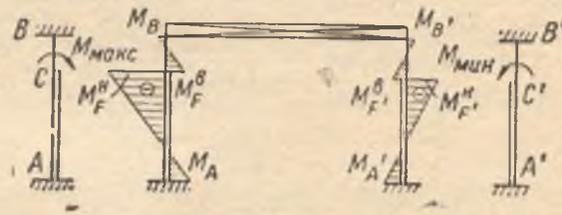
Рис. 19. Эпюры моментов от смещения верхних узлов рамы на $\Delta=1$ 

Рис. 20. Эпюры моментов (в основной системе) от крановых моментов

Таблица 13

Значения изгибающих моментов от крановых моментов

Сечения	Изгибающие моменты и опорные реакции в левой стойке рамы в т.м	Переходный коэффициент $\beta = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$	Изгибающие моменты и опорные реакции в правой стойке рамы в т.м
I—I	$M_A = k_A \cdot M_{\max} = 0,314 \cdot 115 = 36$	0,5	$M_{A'} = 36 \cdot 0,5 = 18$
II—II	$M_F^H = k_F^H \cdot M_{\max} = -0,721 \cdot 115 = -92,7$	0,5	$M_{F'}^H = -92,7 \cdot 0,5 = -46,4$
III—III	$M_F^B = k_F^B \cdot M_{\max} = 0,279 \cdot 115 = 32,1$	0,5	$M_{F'}^B = 32,1 \cdot 0,5 = 16,1$
IV—IV	$M_B = k_B \cdot M_{\max} = -0,165 \cdot 115 = -19$	0,5	$M_{B'} = -19 \cdot 0,5 = -9,5$
IV—IV	$R_B = k_R \cdot \frac{M_{\max}}{h} = 1,478 \cdot \frac{115}{h} = \frac{170}{h}$	0,5	$R_{B'} = -\frac{170}{h} \cdot 0,5 = -\frac{85}{h}$

Примечание. Знаки моментов для правой стойки будут те же, что и для левой, поскольку загрузка ее идентично загрузке левой стойки. У реакции $R_{B'}$ принят знак минус, так как она направлена противоположно направлению R_B .

Реактивное усилие в фиктивном стержне будет равно

$$R_p = R_B + R_{B'} = \frac{170}{h} - \frac{85}{h} = \frac{85}{h}.$$

После определения изгибающих моментов строят их эпюру в основной системе (рис. 20).

Зная \bar{R} и R_p , можно найти смещение плоской рамы

$$\Delta_{пл} = -\frac{R_p}{\bar{R}} = -\frac{85 h^3}{-10,91 EJ_n h} = \frac{7,8 h^2}{EJ_n}. \quad (2.19)$$

Таким образом, получена величина смещения верхних узлов отдельной, не связанной с другими плоской рамы. В действительности все поперечные рамы связаны между собой диском кровли, продольными связями и тормозными балками и под воздействием местных нагрузок деформируются не только те рамы, к которым приложены упомянутые нагрузки, но вовлекаются в работу и остальные рамы блока.

Ниже приводится методика расчета рамы в системе пространственного блока.

Расчет рамы в системе пространственного блока. Применение в кровле крупногабаритных плит, укладываемых непосредственно на пояса ферм и привариваемых к ним, создает горизонтальный диск, жесткость которого по сравнению с жесткостью стоек рам можно считать бесконечной.

Рассматривая шатер здания как бесконечно жесткий диск, определим деформации его в пределах температурного отсека от местных (крановых) нагрузок.

Заменим воздействие крановых сил на поперечные рамы пространственного блока эквивалентными силами, приложенными в верхних узлах. Для наиболее нагруженной рамы примем P_3 и для соседних P'_3 , P''_3 и т. д.

Рассмотрим сначала работу наиболее нагруженной рамы под воздействием силы P_3 .

Обозначив величину полного горизонтального смещения верхних узлов плоской рамы $\Delta_{пл}$ и δ — смещение от $P=1$, получим

$$P_3 = \frac{\Delta_{пл}}{\delta}. \quad (2.20)$$

При приложении крановых нагрузок или эквивалентной им силы P_3 по оси блока будет происходить равномерное поступательное смещение всего блока (рис. 21, а). Величина смещения любой из рам в системе

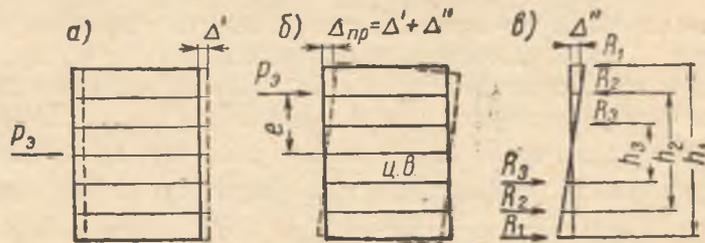


Рис. 21. Перемещения жесткого диска кровли

блока при одинаковой жесткости стоек и одинаковом шаге их, очевидно, будет равна

$$\Delta' = \frac{\Delta_{пл}}{n}, \quad (2.21)$$

где n — число рам в блоке.

При внецентренном приложении силы P_9 к блоку, наряду с поступательным перемещением, диск будет поворачиваться под воздействием вращающего момента

$$M_{вр} = P_9 e, \quad (2.22)$$

где e — эксцентриситет приложения силы по отношению к центру вращения (рис. 21, б). Центр вращения при одинаковой жесткости и шаге стоек рам будет совпадать с геометрическим центром блока.

Внешний момент уравнивается суммой моментов упругих отпоров (рис. 21, в), поэтому

$$M_{вр} = R_1 h_1 + R_2 h_2 + R_3 h_3 + \dots$$

(обозначения см. рис. 21).

Из этого уравнения можно найти упругий отпор для любой рамы.

$$R_i = \frac{M_{вр} h_i}{\sum h^2}. \quad (2.23)$$

Зная упругий отпор, равный смещающей силе, и смещение рамы от силы, равной единице, можно получить смещение любой рамы блока от поворота

$$\Delta_i'' = R_i \delta.$$

Подставив в эту формулу полученные ранее значения для R_i из формулы (2.23) и δ из формулы (2.20), получают

$$\Delta_i'' = \Delta_{пл} \frac{h_i^2}{2 \sum h^2}.$$

Полное смещение рамы по ряду i в системе пространственного блока при эксцентричном приложении эквивалентной силы P_9 , очевидно, будет равно сумме

$$\Delta_{пр} = \Delta' + \Delta''.$$

Подставляя в эту формулу полученные выше значения для Δ' и Δ'' , получим

$$\Delta_{пр} = \Delta_{пл} \left(\frac{1}{n} + \frac{h_i^2}{2 \sum h^2} \right). \quad (2.24)$$

Полученная формула позволяет определить смещение верхних узлов рамы ряда i , возникающее в результате действия на пространственный блок силы P_9 . Но на блок рам, соединенных жестким диском кровли, кроме силы P_9 действуют еще и силы P'_9, P''_9, \dots . Дополнительные смещения рамы ряда i от P'_9 и P''_9 можно получить аналогичным путем. Однако проще учесть их введением в формулу (2.24) коэффициента $\mu = \frac{\sum P_i}{P_9}$ или, воспользовавшись пропорциональностью между P_9 и

$$D_{\max}, \quad \mu = \frac{\sum P_{\max}}{D_{\max}}.$$

При выводе формулы (2.24) считалось, что диск кровли абсолютно жесткий. В действительности по ряду причин возможны сдвиги между отдельными плитами, что можно приближенно учесть введением коэффициента условий работы m . Этим же коэффициентом будем учитывать увеличение пространственной жесткости двух или трех пролетных це-

хов по сравнению с однопролетным, а также увеличение жесткости однопролетного здания, когда в нем нет фонаря.

Рекомендуются следующие значения коэффициента условий работы: $m=0,8$ — для однопролетных зданий с продольным фонарем и $m=0,9$ — для двух- и трехпролетных зданий с фонарями или однопролетного — без фонаря. В многопролетных зданиях с жесткой кровлей (при четырех и более пролетах) смещением верхних узлов рамы можно пренебречь и рассчитывать плоскую раму с несмещающимися узлами. Практически в этом случае рассчитывают отдельные стойки.

Из формулы (2.24) видно, что наибольшее значение $\Delta_{пр}$ будет иметь рама, наиболее удаленная от центра блока. Это будет первая рама, расположенная в плоскости торца или температурного шва. Поскольку первая рама не может быть загружена силой P_3 , соответствующей максимальному давлению $D_{макс}$, то за расчетную принимаем вторую от торца или температурного шва раму.

Подставив в формулу (2.24) коэффициенты μ и m и обозначив $\alpha = \frac{\mu}{m} \left(\frac{1}{n} + \frac{h_2}{2 \sum h^2} \right)$, получим окончательную формулу

$$\Delta_{пр} = \Delta_{пл} \alpha. \quad (2.25)$$

Коэффициент α будем называть *коэффициентом пространственной жесткости*.

Пример. Определить коэффициент пространственной жесткости для однопролетного цеха длиной 174 м с фонарем. Шаг рам 6 м; грузоподъемность мостовых кранов 100 т.

$$\text{Число рам } n = \frac{174}{6} + 1 = 30.$$

Расстояния между равноудаленными рамами (плечи внутренних пар) приведены на рис. 22.

Коэффициент, учитывающий влияние P'_3 , P''_3 и т. д.,

$$\mu = \frac{\sum P''_{макс}}{D''_{макс}} = \frac{(50+51)4}{150} \approx 2,7,$$

где

$$D''_{макс} = \frac{D_{макс}}{n} = \frac{184}{1,2} \approx 150 \text{ т.}$$

Коэффициент условий работы $m=0,8$ и коэффициент пространственной жесткости

$$\alpha = \frac{\mu}{m} \left(\frac{1}{n} + \frac{h_2}{2 \sum h^2} \right) = \frac{2,7}{0,8} \left[\frac{1}{30} + \frac{162^2}{2(6^2+18^2+30^2+\dots+162^2+174^2)} \right] = 0,385.$$

Возвращаемся к примеру определения усилий в стойках рамы от крановых моментов $M_{макс} = 115 \text{ тм}$ и $M_{м} = 57 \text{ тм}$ (см. стр. 40). По по-

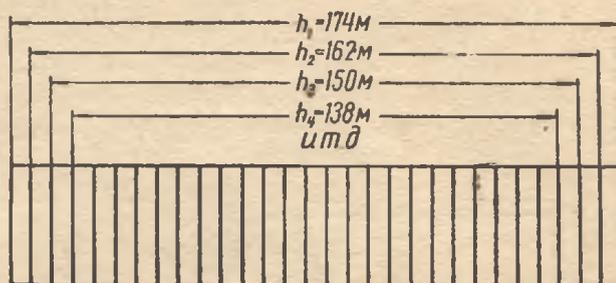


Рис. 22. Плечи упругих отпоров

лученным значениям $\Delta_{пл} = \frac{7,8 h^2}{EJ_H}$ [формула (2.19)] и $\alpha = 0,385$ определяют смещение рамы в системе пространственного блока

$$\Delta_{пр} = \Delta_{пл} \alpha = \frac{7,8 h^2}{EJ_H} 0,385 = 3 \frac{h^2}{EJ_H}$$

Умножив значения ординат эпюры моментов от $\Delta = 1$ (см. рис. 19) на $\Delta_{пр}$, получим значения моментов в стойках рамы от действительно-го смещения (рис. 23). В результате суммирования значений эпюр от действительно-го смещения и основной системы (см. рис. 20) будут получены величины расчетных изгибающих моментов.

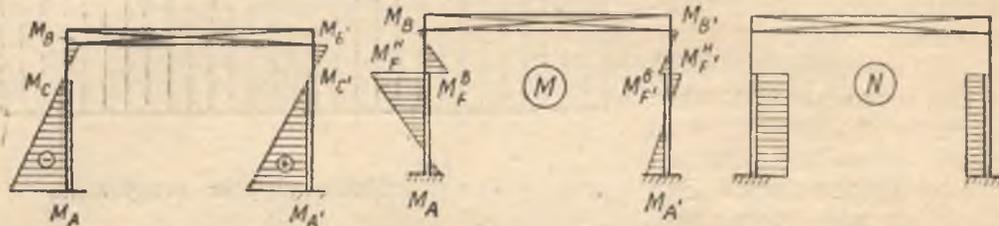


Рис. 23. Эпюры моментов от смещения верхних узлов рамы на $\Delta_{пр}$

Рис. 24. Эпюры моментов и продольных сил от крановых моментов

Значения изгибающих моментов в стойках рамы от $\Delta = 1$, от $\Delta_{пр}$, в основной системе и суммарные внесем в табл. 14.

Продольные силы в стойках рамы будут равны: в левой $D_{макс}$ и в правой $D_{мин}$ плюс собственный вес колонны.

Эпюры изгибающих моментов и продольных сил показаны на рис. 24.

Таблица 14

Значения изгибающих моментов от крановых моментов (в тм)

Сече- ния	Левая стойка				Правая стойка			
	при смещении верхних узлов		в основ- ной систе- ме	суммар- ные	при смещении верхних узлов		в основ- ной систе- ме	сум- мар- ные
	$\Delta = 1$	$\Delta = 3 \frac{h^2}{EJ_H}$			$\Delta = 1$	$\Delta = 3 \frac{h^2}{EJ_H}$		
I-I	$-4,022 \frac{EJ_H}{h^2}$	-12	36	24	4,022	12	18	30
II-II	$-0,192 \frac{EJ_H}{h^2}$	-0,6	-92,7	-93,3	0,192	0,6	-46,4	-45,8
III-III	$-0,192 \frac{EJ_H}{h^2}$	-0,6	32,1	31,5	0,192	0,6	16,1	16,7
IV-IV	$1,437 \frac{EJ_H}{h^2}$	4,3	-19	-14,7	-1,437	-4,3	-9,5	-13,8

Правильность построения эпюры изгибающих моментов устанавливается проверкой угла наклона эпюр в верхних и нижних частях стоек.

Для левой стойки $\frac{14,7 + 31,5}{5,6} = 8,2$ и $\frac{93,3 + 24}{13,6} = 8,6$, погрешность

$$\frac{8,6 - 8,2}{8,6} 100 = 4,6\%; \text{ для правой стойки } \frac{13,8 + 16,7}{5,6} = 5,5 \text{ и } \frac{45,8 + 30}{13,6} = 5,6, \text{ погрешность } \frac{5,6 - 5,5}{5,6} 100 = 1,8\%.$$

Поперечная сила для сечения I—I левой стойки равна

$$Q_A = - \frac{93,3 + 24}{13,6} = - 8,6 \text{ т.}$$

При применении в кровле мелкогабаритных плит, стальных, алюминиевых или асбестоцементных листов, укладываемых по прогонам, или крупногабаритных алюминиевых щитов, опирающихся на фермы, жесткость кровли по сравнению с кровлей из крупногабаритных железобетонных плит значительно снижается. В этом случае в создании пространственной жесткости каркаса следует ориентироваться на продольные связи по нижним поясам ферм и расчет вести по методике, разработанной проф. А. Н. Гениевым и проф. Е. И. Беленя см. [1].

в) Усилия в стойках рамы от сил поперечного торможения кранов

Расчет рамы на это нагружение аналогичен предыдущему расчету на крановые моменты M_{\max} и M_{\min} .

Сила поперечного торможения кранов T принимается приложенной к одной из стоек рамы (к левой или к правой) на уровне тормозной балки. Она может быть направлена влево или вправо, и в зависимости от этого устанавливаются знаки изгибающих моментов в стойках рамы. В таблице усилий проставляются оба знака \pm ; знак плюс отвечает одному нагружению, минус — другому.

Порядок расчета

По табл. 19, п. «2» приложения VIII определяют коэффициенты k_B, k_C, k_F, k_A, k'_A и k'_B в функции λ, n и α .

Вычисляют изгибающие моменты в основной системе по формулам:

$$M_B = k_B Th;$$

$$M_C = k_C Th;$$

$$M_F = k_F Th;$$

$$M_A = k_A Th$$

и опорные реакции по формулам

$$R_B = k'_B T;$$

$$R_A = k'_A T.$$

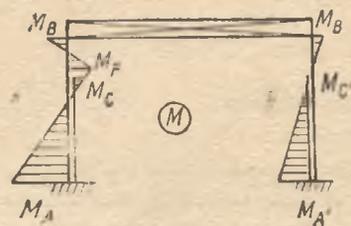
Далее, для решения уравнения (2.18) необходимо определить реактивное усилие в фиктивном стержне от внешней нагрузки. Оно равно $R_p = R_B$ опорной реакции той стойки, к которой приложена сила T .

Теперь можно получить $\Delta_{пл} = - \frac{R_p}{R}$ и затем $\Delta_{пр} = \Delta_{пл} \alpha$.

Зная величину $\Delta_{пр}$, значения изгибающих моментов от $\Delta = 1$ (см. рис. 19 и табл. 14) и значения изгибающих моментов в основной системе от силы T , нужно составить обзорную таблицу по типу табл. 14 и построить эпюру изгибающих моментов (рис. 25).

Продольные силы в стойках рамы от загрузки ее силой T не учитываются.

Поперечная сила в сечении $I-I$ может быть получена по формуле



$$Q = \frac{M_A + M_C}{h_n}$$

Рис. 25. Эпюра моментов от сил поперечного торможения кранов

г) Усилия в стойках рамы от ветровой нагрузки

Метод и порядок расчета рамы на ветровую нагрузку те же, что и при расчете на крановые моменты.

Основная система приведена на рис. 26,а.

Определение расчетных нагрузок показано в § 5, п. 2.

Коэффициенты k_B , k_C , k_A , k'_A и k'_B следует определять по табл. 19, п. «в» приложения VIII.

Изгибающие моменты в левой стойке рамы от равномерно распределенной нагрузки q_v основной системы определяются по формулам

$$M_B = k_B q_v h^2;$$

$$M_C = k_C q_v h^2;$$

$$M_A = k_A q_v h^2$$

и опорные реакции

$$R_B = k'_B q_v h;$$

$$R_A = k'_A q_v h.$$

Для правой стойки рамы те же величины получают посредством переходного коэффициента $\frac{q'_n}{q_v}$.

Эпюра изгибающих моментов в основной системе показана на рис. 26,б.

Реактивное усилие в фиктивном стержне от внешних нагрузок будет равно

$$R_p = R_B + R_{B'} + W_0,$$

где $R_{B'}$ — сумма реакций в фиктивном стержне от нагрузки на правой стойке q'_n (от отсоса);

W_0 — сосредоточенная нагрузка на уровне нижнего пояса сквозного ригеля (см. § 5, п. 2).

Ветровая нагрузка в отличие от крановой действует не на отдельные рамы, а по всему фронту здания. Следовательно, при одинаковом шаге колонн все рамы будут нагружены одинаково, и поэтому расчет рамы следует выполнять как плоской системы, ограничиваясь определением только $\Delta_{пл}$.

Определив $\Delta_{пл}$ и умножив его на значения эпюры изгибающих моментов от $\Delta = 1$, составим обзорную таблицу по типу табл. 14 и построим

эпюру изгибающих моментов, значения которой будут получены в результате суммирования величин от $\Delta_{пл}$ и в основной системе. Эпюра изгибающих моментов показана на рис. 27.

Величина поперечной силы в сечении $I-I$ может быть получена как сумма опорных реакций

$$Q_A^* = R_A^q + R_A^{\Delta},$$

где R_A^q — реакция в заделке левой стойки от активного давления ветра q_v ;

R_A^{Δ} — реакция от смещения рамы на $\Delta_{пл}$.

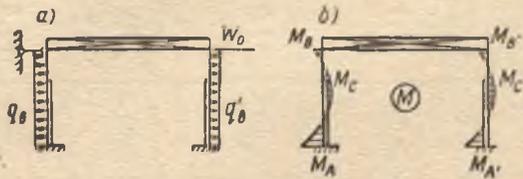


Рис. 26. Эпюра моментов (в основной системе) от ветровой нагрузки

а — основная система; б — эпюра моментов

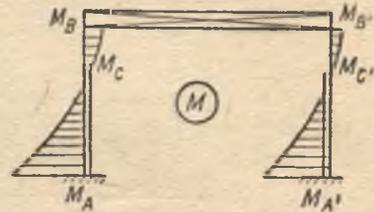


Рис. 27. Эпюра моментов от ветровой нагрузки (со смещением)

Аналогично определяется поперечная сила в заделке правой стойки. Правильность определения поперечных сил в заделках стоек может быть проверена тождеством

$$Q_A + Q_{A'} = (q_v + q'_v)h + W_0.$$

При обратном направлении действия ветра эпюры являются зеркальным отражением эпюр первоначального нагружения.

4. Определение расчетных усилий

Задача определения расчетных усилий в элементах рамы сводится к установлению наименее выгоднейших нагружений, дающих максимальные значения усилий.

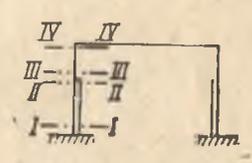
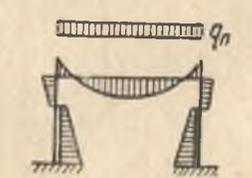
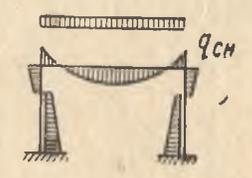
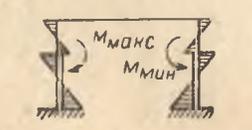
Для каждого характерного сечения необходимо установить, с одной стороны, наибольшее абсолютное значение изгибающего момента M_{\max} со знаком плюс или минус и соответствующее ему значение продольной силы N , а с другой, — максимальное значение продольной силы N_{\max} и соответствующее ей возможно большее значение изгибающего момента M .

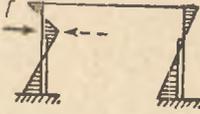
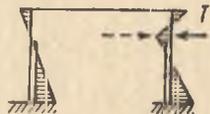
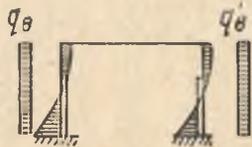
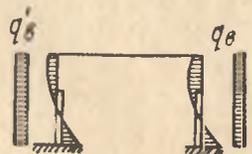
Кроме того, для сечения $I-I$ необходимо составить комбинацию усилий, дающую минимальное значение нормальной силы N_{\min} и соответствующее ей возможно большее значение изгибающего момента. Эта комбинация усилий нужна для расчета анкерных болтов.

Сначала составляют сводную таблицу усилий, в которую вносят полученные в результате расчета рамы изгибающие моменты M и продольные силы N от каждого нагружения (см. табл. 15). Таблица должна содержать усилия M и N для всех характерных сечений стойки и Q — только для сечения $I-I$. Для рамы с одноступенчатыми стойками таких сечений обычно бывает четыре. Если рама несимметрична и имеет разные стойки, в таблицу вносят усилия для каждой стойки.

Для каждого нагружения, кроме собственного веса, в сводной таблице должно быть отведено две строки: одна для усилий основных со-

Сводная таблица усилий в раме
(для левой стойки)

Наименование нагрузки	№ загрузки		Вид загрузки	Кoeffициент сочетаний	Нижняя часть стойки					Верхняя часть стойки			
					сечение I—I			сечение II—II		сечение III—III		сечение IV—IV	
					M	N	Q	M	N	M	N	M	N
Постоянная	1		Постоянная равномерно распределенная нагрузка на ригеле (собственный вес)	1	24,6	36	-1,9	-1	36	-14,2	36	-25,1	36
Снеговая	2		Временная равномерно распределенная нагрузка на ригеле (снег)	1	10,3	15,1	-0,8	-0,4	15,1	-6	15,1	-10,5	15,1
					0,9	9,3	13,6	-0,7	-0,4	13,6	-5,4	13,6	-9,5
Крановые (средний режим работы)	3		Крановые моменты (тележка слева)	1	24	184	-8,6	-93,3	184	31,5	-	-14,7	-
					0,9	21,6	165,5	-7,7	-84	165,5	28,3	-	-13,2

Крановые (средний режим работы)	4		Крановые моменты (тележка справа)	1	30	91	-5,6	-45,8	91	16,7	-	-13,8	-
				0,9	27	82	-5	-41,2	82	15	-	-12,4	-
	5		Поперечное торможение крана (на левой стойке)	1	±25,2	-	±2,4	±7,5	-	±7,5	-	±7,6	-
				0,9	±22,6	-	±2,2	±6,8	-	±6,8	-	±6,8	-
	6		То же (на правой стойке)	1	±13,4	-	±1	±0,6	-	±0,6	-	±4,7	-
				0,9	±12,1	-	±0,9	±0,5	-	±0,5	-	±4,2	-
Ветровая	7		Ветровая нагрузка (слева направо)	1	-52,7	-	5,4	0,8	-	0,8	-	11,7	-
				0,9	-47,4	-	4,9	0,7	-	0,7	-	10,5	-
	8		То же (справа на-лево)	1	50,6	-	-4,8	-0,1	-	-0,1	-	-12,7	-
				0,9	45,6	-	-4,3	-0,1	-	-0,1	-	-11,4	-

четаний (с коэффициентом сочетаний 1) и другая для дополнительных сочетаний (с коэффициентом сочетаний 0,9).

По сводной таблице усилий нетрудно установить сочетания, дающие максимальные значения расчетных усилий, которые вносятся в отдельную таблицу (табл. 16). В эту таблицу включаются максимальные значения усилий основных и дополнительных сочетаний.

К основным сочетаниям в соответствии со СНиП ([6], п. 1.7) относится совместное действие постоянных и временных длительных нагрузок, а также одной кратковременной нагрузки, наиболее существенно влияющей на величины усилий.

Под одной кратковременной нагрузкой следует подразумевать любую из следующих комбинаций:

1) совместное действие вертикальных и горизонтальных нагрузок от двух кранов (на одном или разных путях);

2) совместное действие снеговой нагрузки с нагрузками от двух кранов тяжелого, весьма тяжелого и весьма тяжелого непрерывного режимов работы;

3) снеговую нагрузку;

4) ветровую нагрузку.

Для каждой из нагрузок, входящих в основные сочетания, коэффициент сочетаний принимается равным единице.

К дополнительным сочетаниям относится совместное действие постоянных, временных длительных и всех кратковременных нагрузок при числе последних не менее двух.

При определении расчетных усилий с учетом дополнительных сочетаний нужно величины всех кратковременных нагрузок умножать на коэффициент сочетаний, равный 0,9.

В таблицу расчетных усилий следует вносить значения изгибающих моментов и продольных сил, необходимые для подбора сечений стоек. Поперечная сила обычно используется только при расчете элементов решетки сквозной колонны, и поэтому ее следует определять только при сквозных колоннах и только для сечения $I-I$, где значение ее будет максимальным.

Приступая к составлению комбинаций загружений рамы, прежде всего необходимо установить, какой знак при значениях изгибающих моментов превалирует в данном сечении. Например, в сечении $I-I$ (см. табл. 15) для большей части загружений изгибающий момент будет положительным, и поэтому достаточно беглого взгляда, чтобы убедиться в том, что максимальное значение изгибающего момента в этом сечении будет иметь знак плюс.

В других сечениях картина может быть не столь очевидной. Так, например, в сечении $III-III$ вертикальные нагрузки по ригелю (собственный вес конструкций шатра и снеговая нагрузка) вызывают отрицательный изгибающий момент, крановые моменты — положительный, а силы поперечного торможения и ветровая нагрузка — положительный или отрицательный. В этом случае нужно сделать прикидку, чтобы установить, с каким знаком абсолютная величина изгибающего момента будет большей.

Пример. По данным табл. 15 определить величины максимальных значений изгибающего момента и продольной силы в сечении $III-III$.

Наибольшее значение изгибающего момента при основном сочетании нагрузок получим:

положительного (загружения 1, 3 и 5)

$$M_{\text{макс}} = -14,2 + 31,5 + 7,5 = 24,8 \text{ тм,}$$

отрицательного (загружения 1 и 2)

$$M_{\text{макс}} = -14,2 - 6 = -20,2 \text{ тм};$$

при дополнительном сочетании:

положительного (загружения 1, 3, 5 и 7)

$$M_{\text{макс}} = -14,2 + 28,3 + 6,8 + 0,7 = 21,6 \text{ тм},$$

отрицательного (загружения 1 и 2)

$$M_{\text{макс}} = -14,2 - 5,4 = -19,6 \text{ тм}.$$

Следовательно наибольший изгибающий момент будет $M_{\text{макс}} = 24,8 \text{ тм}$.

Максимальное значение продольной силы получим при основном сочетании загружений 1 и 2 $N_{\text{макс}} = 36 + 15,1 = 51,1 \text{ т}$.

Для расчета анкерных болтов необходимо составить сочетание, дающее минимальное значение продольной силы и возможно больший момент. Это будет, как правило, основное сочетание постоянных и ветровой нагрузок. При этом усилия от постоянных нагрузок должны быть

Таблица 16

Таблица расчетных усилий в раме
(для левой стойки)

Сочетания	Усилия	Нижняя часть стойки				Верхняя часть стойки			
		сечение I—I		сечение II—II		сечение III—III		сечение IV—IV	
		M	N	M	N	M	N	M	N
Основные сочетания	$\pm M_{\text{макс}}$ и N	79,8	127	-101,8	220	24,8	36	-47,4	36
	№ загружений по табл. 15	1, 4 и 5		1, 3 и 5		1, 3 и 5		1, 3 и 5	
	$N_{\text{макс}}$ и $\pm M$	73,8	220	-101,8	220	20,2	51,1	35,6	51,1
	№ загружений	1, 3 и 5		1, 3 и 5		1 и 2		1 и 2	
Дополнительные сочетания	$\pm M_{\text{макс}}$ и N	129,1	131,6	-92,9	215,1	21,6	36	-66	49,6
	№ загружений	1, 2, 4, 5 и 8		1, 2, 3, 5 и 8		1, 3, 5 и 7		1, 2, 3, 5 и 8	
	$N_{\text{макс}}$ и $\pm M$	123,7	215,1	-92,9	215,1	16,2	49,6	-66	49,6
	№ загружений	1, 2, 3, 5 и 8		1, 2, 3, 5 и 8		1, 2, 3, 5 и 7		1, 2, 3, 5 и 8	
Для анкерных болтов	$N_{\text{мин}}$ и $\pm M$	70,7*	29,5*	—	—	—	—	—	—
	№ загружений	1 и 8		—		—		—	

* Усилия от постоянных нагрузок взяты с коэффициентом перегрузки, равным 0,9 (см. [6] табл. 1).

взяты с коэффициентом перегрузки, равным не 1,1, а 0,9 (см. нижнюю строку табл. 16).

При составлении комбинаций загрузений нужно руководствоваться следующими указаниями:

1) усилия от постоянных нагрузок следует вводить во всех случаях;
 2) усилия от крановых моментов, сил поперечного торможения и ветровой нагрузки вносятся в табл. 15 отдельно при действии на левую стойку (загрузки 3, 5 и 7) и отдельно на правую (загрузки 4, 6 и 8). Понятно, что при составлении сочетания загрузений следует брать одно из двух значений (3-е или 4-е, 5-е или 6-е, 7-е или 8-е загрузки). Кроме того, при учете усилия от сил поперечного торможения следует принимать знак, увеличивающий расчетное усилие;

3) нельзя вводить в сочетания усилия от сил поперечного торможения (5-е и 6-е загрузки), если не учтены усилия от крановых моментов. Возможен случай, когда изгибающий момент от крановых моментов имеет противоположный знак по отношению к установленному для максимального изгибающего момента, но величина его меньше момента от сил поперечного торможения. В этом случае следует принять сочетание загрузки как крановыми моментами, так и силами поперечного торможения кранов. При этом от крановых моментов следует принимать меньшее значение момента (в зависимости от положения тележки — слева или справа), поскольку оно разгружает.

Для облегчения усвоения принципа составления наименее выгоднейших сочетаний табл. 15 и 16 приведены в приложении со всеми заполненными графами.

§ 6. ПОДБОР СЕЧЕНИЯ КОЛОНН

1. Определение расчетной длины колонны

— Для ступенчатой колонны расчетные длины определяют для каждого участка с постоянным моментом инерции: отдельно для верхней части колонны и отдельно — для нижней.

В плоскости рамы расчетные длины колонны равны: для нижней части $l_x^н = \mu_1 h_n$; для верхней части $l_x^в = \mu_2 h_v$.

Величины коэффициентов приведения μ_1 и μ_2 зависят от способа закрепления концов колонны, от длин участков ее, соотношения моментов инерции и величин продольных сил. Коэффициент μ_1 для наиболее распространенного случая — стоек со смещаемым, но закрепленным от поворота верхним концом — можно получить по табл. 10 приложения IV в зависимости от отношения погонных жесткостей

$$\frac{i_v}{i_n} = \frac{J_v h_n}{J_n h_v}$$

и величины

$$c_1 = \frac{h_n}{h_n} \sqrt{\frac{J_n}{J_v m}},$$

где h_v и J_v — длина и момент инерции верхней части колонны;
 h_n и J_n — то же, нижней части колонны;

$$m = \frac{P_n + P_v}{P_n}.$$

Коэффициент μ_2 определяют по формуле $\mu_2 = \frac{\mu_1}{c_1}$, но не более 3.

При ином закреплении верхних концов колонн, например при шарнирном соединении ригеля с колонной и др., коэффициенты приведения μ_1 и μ_2 следует определять по [5], приложение IV.

Округленные значения коэффициентов μ_1 и μ_2 при условии $\frac{h_{\text{в}}}{h_{\text{н}}} \leq 0,6$ и $\frac{N_{\text{н}}}{N_{\text{в}}} \geq 3$ можно получить из табл. 17.

Таблица 17

Вид закрепления верхнего конца	Значения коэффициентов μ для одноступенчатых колонн		
	Коэффициенты μ		Для верхней части
	для нижней части при		
	$0,3 \geq \frac{J_{\text{в}}}{J_{\text{н}}} \geq 0,1$	$0,10 > \frac{J_{\text{в}}}{J_{\text{н}}} \geq 0,05$	
Свободный конец	2,5	3	3
Конец, закрепленный только от поворота	2	2	3
Неподвижный шарнирно опертый конец	1,6	2	2,5
Неподвижный закрепленный от поворота конец	1,2	1,5	2

Расчетные длины из плоскости рамы равны расстояниям между точками, закрепленными продольными элементами (подкрановыми балками, распорками и т. п.)

2. Компоновка сечений колонн

Верхнюю (надкрановую) часть колонны большей частью проектируют сплошнотенчатой из трех листов в виде широкополочного двутавра (рис. 28, а).

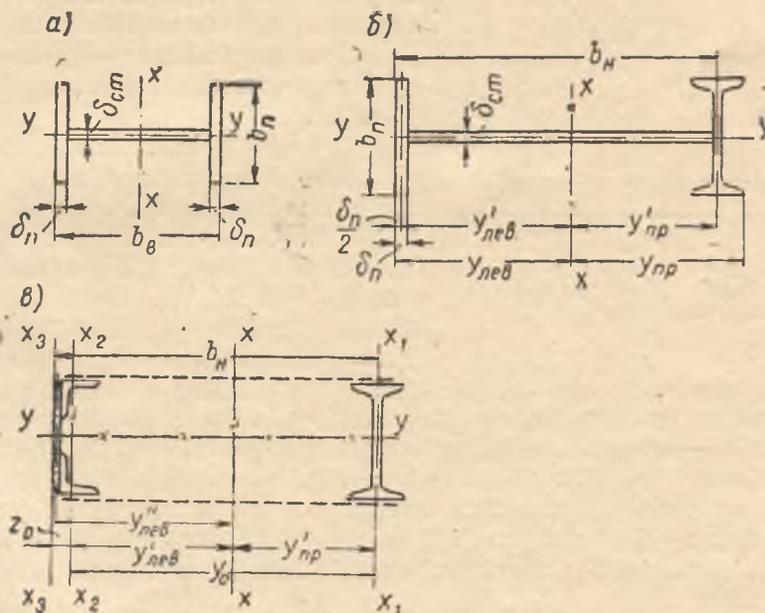


Рис. 28. Рекомендуемые сечения колонн

а — верхней части; б — нижней части сплошной колонны; в — нижней части сквозной колонны

Ширина колонны (номинальный размер по наружным граням) принимается 500 или 1000 мм (подробнее см. § 2). Толщину стенки рекомендуется принимать от $1/70$ до $1/100$ ширины колонны, но не менее 6 мм; при толщине полок более 25 мм или в случае применения подстропильных ферм ее следует принимать не менее 8 мм. Стенка тоньше $1/100 b$ может оказаться неустойчивой, в результате требуется либо укрепление ее продольными ребрами жесткости, либо исключение средней части стенки из площади сечения при проверке колонны на устойчивость (b — ширина колонны). И то, и другое нежелательно. Стенка толще $1/70 b$ неэкономична.

При назначении размеров полок необходимо придерживаться следующих требований. Сечение колонны должно быть достаточно развито из плоскости рамы, чтобы, по возможности, избежать необходимости установки дополнительных распорок, уменьшающих свободную длину колонн. Особенно важно это для нижней части колонны. Ширина полки вместе с тем не должна превышать предельных размеров, устанавливаемых по табл. 18.

Таблица 18

Величины свесов полок колонн в зависимости от гибкости ($b_{п}:b_{п}$)

Гибкость λ	≤ 25	50	75	100	125
Для стали Ст. 3 и стали Ст. 4 . . .	14	15	16,5	18	20
Для сталей 14Г2, 15ГС, 10Г2С и 15ХСНД	12	13	14,5	16,5	18,5
Для стали 10ХСНД	11	12,5	14	16	17,5

Нижнюю (подкрановую) часть колонны, как уже отмечалось в компоновочной части проекта, рекомендуется проектировать сплошностенчатой при ширине до 1 м включительно (см. рис. 28, а). При большей ширине следует применять сквозные колонны, как более экономичные.

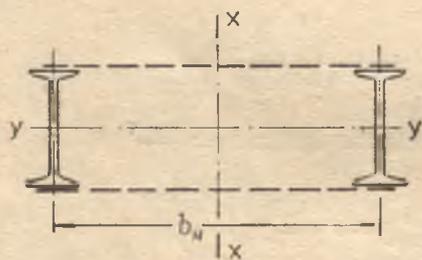


Рис. 29. Сечение сквозной колонны среднего ряда

Сечение колонн крайних рядов проектируют, как правило, ассиметричным.

Сечение сплошностенчатой колонны состоит из стенки, наружной полки (из универсальной листовой стали) и прокатного двутавра (см. рис. 28, б). Толщина стенки назначается в пределах от $1/100$ до $1/125$ ширины колонны, но не менее 8 мм. Ширина полки из конструктивных соображений принимается

равной высоте двутавра подкрановой ветви и не должна превышать размера, полученного по данным табл. 18. Площадь сечения наружной полки должна быть примерно равна площади подкрановой ветви.

Сечение сквозной колонны состоит из наружной ветви (прокатный швеллер или лист и два уголка, обращенные полками внутрь) и внутренней (подкрановой) ветви из прокатного или составного двутавра (см. рис. 28, в).

Нижнюю часть колонн средних рядов в большинстве случаев проектируют симметричной сквозной, состоящей из двух прокатных или сварных двутавров (рис. 29).

Решетка сквозных колонн, как правило, бывает треугольной с дополнительными стойками или без них.

3. Подбор сечения верхней части колонны

Сечение верхней части колонны, так же как и нижней, принимается постоянным по высоте. Следовательно, подбор сечения нужно производить по максимальным значениям момента и продольной силы для данного участка колонны.

Расчетные значения M и N для подбора сечения верхней части колонны принимаются по табл. 16 (сечение III—III или IV—IV).

Требуемую площадь сечения можно определить по формулам:

$$F_{\text{тр}} = \frac{N \left(1 + 2,5 \frac{e}{b_{\text{в}}} \right)}{R} \quad (2.26)$$

или

$$F_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi_{\text{вн}} R}, \quad (2.27)$$

где $e = \frac{M}{N}$ — эксцентриситет;

$b_{\text{в}}$ — ширина верхней части колонны;

R — расчетное сопротивление стали;

$\varphi_{\text{вн}}$ — коэффициент снижения несущей способности сжато-изогнутого стержня.

Для определения $\varphi_{\text{вн}}$ необходимо вычислить гибкость $\lambda_x = \frac{l_x^{\text{н}}}{r_x} = \frac{l_x^{\text{н}}}{0,43b_{\text{в}}}$

и приведенный эксцентриситет $m_1 = \eta \frac{e}{\rho_x}$. Принимая осредненное значение коэффициента влияния формы $\eta = 1,25$ и приближенное значение ядрового расстояния $\rho_x = 0,4b_{\text{в}}$ (для двутаврового сечения), получим $m_1 = \frac{1,25e}{0,4b_{\text{в}}} = 3,1 \frac{e}{b_{\text{в}}}$.

Формула (2.26) получена из известной двучленной формулы внецентренного сжатия $\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W}$ применительно к двутавровому сечению. Ее можно представить в виде

$$F_{\text{тр}} = \frac{N \left(1 + \frac{e}{0,4 b_{\text{в}}} \right)}{R}.$$

Затем, в соответствии с изложенными указаниями необходимо скомпоновать сечение колонны, найти расчетом или по табл. 13 приложения V (только при $b_{\text{в}} = 500$ мм) основные геометрические величины F , J_x , J_y , W_x , ρ_x , r_x и r_y и произвести проверку устойчивости стержня колонны.

Порядок проверки устойчивости колонны:

- 1) находят гибкости $\lambda_x = \frac{l_x^{\text{н}}}{r_x}$ и $\lambda_y = \frac{l_y^{\text{н}}}{r_y}$;
- 2) определяют приведенный эксцентриситет $m_1 = \eta \frac{e}{\rho_x}$;

3) по λ_x и m_1 получают $\varphi_{\text{вн}}$ (табл. 7 приложения III);

4) производят проверку напряжений $\sigma = \frac{N}{\varphi_{\text{вн}} F_{\text{бр}}} \leq R$.

В приведенных формулах приняты следующие обозначения:

$l_x^{\text{в}}$ — расчетная длина верхней части колонны в плоскости рамы, равная $l_x^{\text{в}} = \mu_2 h_{\text{в}}$;

$l_y^{\text{в}}$ — расчетная длина той же части колонны в плоскости, перпендикулярной к плоскости рамы, принимаемая равной расстоянию между точками, закрепленными продольными элементами. В данном случае расстояние между тормозной балкой и нижним поясом стропильной фермы;

$\rho_x = \frac{W}{F}$ — ядровое расстояние; при несимметричном сечении принимается W для наиболее сжатого волокна;

η — коэффициент влияния формы сечения, принимаемой по табл. 11 приложения V по формуле $\eta = 1,45 - 0,003\lambda_x$ при $20 < \lambda_x < 150$.

Для внецентренно сжатого стержня в соответствии с указаниями СНиП II-V.3-62 требуется произвести проверку устойчивости и в плоскости, перпендикулярной плоскости действия момента (из плоскости рамы), по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_y c F_{\text{бр}}} \leq R, \quad (2.28)$$

где φ_y — коэффициент продольного изгиба (в функции от λ_y);

c — коэффициент, учитывающий влияние момента на устойчивость внецентренно сжатого стержня в плоскости, перпендикулярной к плоскости действия момента; он равен

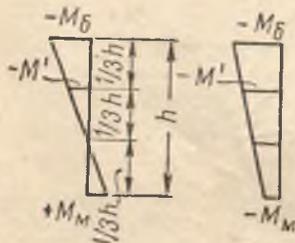


Рис. 30. К определению изгибающего момента в одной трети высоты колонны

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m};$$

$\alpha = 0,7$ для двутаврового сечения;

$\beta = 1$ при $\lambda_y \leq 100$ для стали Ст. 3 и $\lambda_y \leq 85$ для низколегированной стали; если $\lambda_y >$

> 100 , то $\beta = \frac{0,6}{\varphi_y}$;

m — относительный эксцентриситет, равный

$$\frac{e'}{\rho_x}, \text{ здесь } e' = \frac{M'}{N} \text{ и } \rho_x = \frac{W_x}{F} \text{ или } \frac{2r_x^2}{b_v};$$

M' — наибольший момент в пределах средней трети длины стержня или в данном случае высоты верхней части колонны $h_{\text{в}}$, но не менее половины величины наибольшего момента в верхней части колонны (рис. 30); он равен $M' = M_m + \frac{2}{3}(M_b - M_m)$, здесь

M_m и M_b — меньший и больший по численному значению моменты на концах стержня, взятые со своими знаками при одних и тех же загрузениях.

Пример. Подобрать сечение верхней части колонны по расчетным усилиям, взятым из табл. 16. Отношение $\frac{J_{\text{н}}}{J_{\text{в}}} = 8$, высота верхней части колонны $h_{\text{в}} = 5,6$ м, нижней $h_{\text{н}} = 13,6$ м. Материал — сталь ВСт.3.

Из табл. 16 в качестве расчетных принимаются: $M = 66$ тм и $N_{\text{в}} =$

$= 49,6$ т; продольная сила для нижней части колонны принимается $N_H = 215,1$ т; эксцентриситет $e = \frac{66\,000}{49\,600} = 1,33$ м.

Для определения коэффициента приведения μ_2 вычислим сначала:

$$\frac{i_B}{i_H} = \frac{J_B h_H}{J_H h_B} = \frac{1 \cdot 13,6}{8 \cdot 5,6} = 0,34;$$

$$m = \frac{N_H + N_B}{N_B} = \frac{215,1 + 49,6}{49,6} = 5,3;$$

$$c_1 = \frac{h_B}{h_H} \sqrt{\frac{J_H}{J_B m}} = \frac{5,6}{13,6} \sqrt{\frac{8}{1 \cdot 5,3}} = 0,5$$

и по табл. 10 приложения IV получим $\mu_1 = 1,73$. Коэффициент $\mu_2 = \frac{\mu_1}{c_1} = \frac{1,73}{0,5} = 3,5$. В соответствии с указаниями норм коэффициент μ_2 не должен приниматься больше 3. Таким образом, $\mu_2 = 3$.

Расчетная длина верхней части колонны в плоскости рамы $l_x^B = \mu_2 h_B = 3 \cdot 5,6 = 18,8$ м; из плоскости рамы расчетная длина равна расстоянию между закрепленными точками (см. п. 1) $l_y^B = h_B - h_{п.б} = 5,6 - 1,2 = 4,4$ м, где $h_{п.б}$ — высота подкрановой балки.

Требуемая площадь сечения по формуле (2.26)

$$F_{тр} = \frac{49\,600 \left(1 + 2,5 \frac{133}{50}\right)}{2\,100} = 187 \text{ см}^2.$$

Установив $F_{тр}$, скомпонуем сечение (см. п. 2 настоящего параграфа) и произведем проверку его. При ширине верхней части колонны $b_B = 500$ мм можно принять сечение по табл. 13 приложения IV. Ближайшее по площади сечение № 24. Выписываем геометрические величины $F = 188 \text{ см}^2$, $r_x = 22,2 \text{ см}$, $r_y = 10,9 \text{ см}$ и $\rho_x = 19,9 \text{ см}$.

Находим гибкости:

$$\lambda_x = \frac{l_x^B}{r_x} = \frac{1880}{22,2} = 85;$$

$$\lambda_y = \frac{l_y^B}{r_y} = \frac{440}{10,9} = 40.$$

Коэффициент влияния формы сечения

$$\eta = 1,45 - 0,003 \cdot 85 = 1,19$$

и приведенный эксцентриситет

$$m_1 = \eta \frac{e}{\rho_x} = 1,19 \frac{133}{19,9} = 8,2.$$

По табл. 7 приложения III находим значение $\varphi_{вн} = 0,136$ и проверяем напряжение

$$\sigma = \frac{49\,600}{0,136 \cdot 188} = 1950 < 2100 \text{ кг/см}^2.$$

Недонапряжение составляет $\frac{2100 - 1950}{2100} \cdot 100 = 7\%$. Принимаем меньшее сечение № 23 и, аналогично произведя проверку, получим $\sigma = 2030 < 2100 \text{ кг/см}^2$. Таким образом, для верхней части колонны прини-

мается сечение, состоящее из стенки 460×8 и двух полок 400×18 мм, площадью $F = 180,8 \text{ см}^2$ и $\rho_x = 19,8 \text{ см}$.

Проверка верхней части колонны в плоскости, перпендикулярной плоскости действия момента (из плоскости рамы).

Определяют изгибающий момент в средней трети высоты верхней части колонны. Бóльший изгибающий момент M_6 можно получить из табл. 16. Для нашего примера он будет получен при сочетании загружений 1, 2, 3, 5 и 8 и равен $M_6 = -66 \text{ тм}$ (в сечении $IV-IV$). Меньший момент (в сечении $III-III$) следует определять от тех же загружений. Он равен $M_m = -14,2 - 5,4 + 28,3 + 6,8 - 0,1 = 15,4 \text{ тм}$, при этом изгибающий момент от загрузки рамы силой T следует принимать со знаком плюс, так как в сечении $IV-IV$ он взят со знаком минус (см. эпюру рис. 25 или табл. 16).

Теперь можно определить момент в средней трети

$$M' = M_m + \frac{2}{3} (M_6 - M_m) = 15,4 + \frac{2}{3} (-66 - 15,4) = \\ = -38,8 > -\frac{66}{2} = -33 \text{ тм}.$$

Коэффициент c из формулы (2.28) равен

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m},$$

где $\beta = 0,7$; $\alpha = 1$ (при $\lambda_y = 40$) и m — относительный эксцентриситет $m = \frac{e'}{\rho_x} = \frac{M'}{N \rho_x} = \frac{3880000}{49600 \cdot 19,8} = 4$.

Тогда

$$c = \frac{1}{1 + 0,7 \cdot 4} = 0,26 \text{ и} \\ \sigma = \frac{49600}{0,92 \cdot 0,26 \cdot 180,8} = 1150 < 2100 \text{ кг/см}^2.$$

Колонна устойчива. Значительное недонапряжение при проверке устойчивости колонны из плоскости рамы не свидетельствует о неудачном подборе сечения.

4. Подбор сечения нижней части колонны

а) Сплошная колонна

Подбор сечения и проверка устойчивости нижней части сплошной колонны производится аналогично изложенному выше для верхней части.

Требуемую площадь для асимметричного сплошного сечения можно определить по формуле

$$F_{\text{тр}} = \frac{N \left(1 + 2,2 \frac{e}{b_n} \right)}{\varphi_x R}. \quad (2.29)$$

Требуемую площадь можно также получить по формуле

$$F_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi_{\text{вн}} R},$$

где φ_x — коэффициент продольного изгиба и $\varphi_{\text{вн}}$ — коэффициент, определяемый по табл. 7 приложения III в функции от λ_x и m_1 . Предварительно можно принять $\lambda_x = \frac{\mu_1 h_n}{0,48 b_n}$ и $m_1 = 3,1 \frac{e}{b_n}$.

К табличному значению продольной силы N (взятому из табл. 16)

следует прибавить вес колонны, который можно определить по формуле.

$$G = \frac{\psi N h \gamma}{R} \left(1 + 2,2 \frac{e}{b_n} \right) \text{ принимая } \psi = 1,15 \text{ и } \gamma = 7,85 \text{ т/м}^3, \text{ получим}$$

$$G = \frac{9 N h}{R} \left(1 + 2,2 \frac{e}{b_n} \right),$$

где h — полная высота колонны и $e = \frac{M}{N}$.

Затем следует компоновать сечение, определить центр тяжести, моменты инерции J_x и J_y , моменты сопротивления $W_{\text{лев}} = \frac{J_x}{z_{\text{лев}}}$ и $W_{\text{пр}} = \frac{J_x}{z_{\text{пр}}}$, радиусы инерции $r_x = \sqrt{\frac{J_x}{F}}$ и $r_y = \sqrt{\frac{J_y}{F}}$ и гибкости $\lambda_x = \frac{l_x^n}{r_x}$ и $\lambda_y = \frac{l_y^n}{r_y}$ (см. рис. 28, б).

После этого можно перейти к проверке устойчивости колонны в плоскости рамы по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\text{вн}} F} \ll R.$$

Коэффициент $\varphi_{\text{вн}}$ получим из табл. 7 приложения III в функции от λ_x и $m_1 = \eta \frac{e}{\rho_x}$, здесь η — коэффициент влияния формы сечения, принимается по табл. 11 приложения V, и ρ_x — ядровое расстояние. При вычислении ядрового расстояния необходимо принимать момент сопротивления (W) для наиболее сжатого волокна.

Из плоскости рамы устойчивость проверяется по формуле (2.28) аналогично выполненной ранее проверке для верхней части колонны.

Проверка устойчивости полок и стенки сплошной колонны

Ширина полок из листа не должна быть больше суммы двух свесов, полученных из табл. 18, что гарантирует их устойчивость.

Проверка устойчивости стенки сплошной колонны сводится к определению наибольшего отношения $\frac{h_{\text{ст}}}{\delta_{\text{ст}}}$ в зависимости от параметра

$$\alpha = \frac{\sigma - \sigma'}{\sigma},$$

где σ — сжимающее напряжение в т/см^2 в крайних волокнах стенки, вычисленное без учета коэффициента φ ;

σ' — соответствующее напряжение в крайних волокнах противоположной стороны стенки.

При $\alpha \geq 0,8$ отношение $\frac{h_{\text{ст}}}{\delta_{\text{ст}}}$ получим по формуле

$$\frac{h_{\text{ст}}}{\delta_{\text{ст}}} \leq 100 \sqrt{\frac{k_3}{\sigma}}, \quad (2.30)$$

где k_3 — коэффициент, принимаемый по табл. 19.

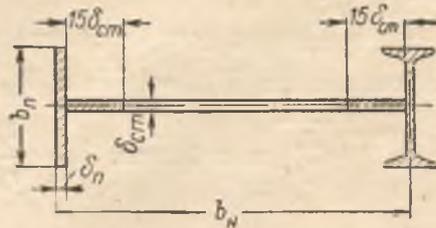
Таблица 19

Значения коэффициентов k_3

α	0,8	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2
k_3	1,88	2,22	2,67	3,26	4,2	5,25	6,3

При $\alpha < 0,8$ проверку устойчивости производить по указаниям норм ([5], п. 6.12).

Если в результате проверки по формуле (2.30) окажется, что устойчивость стенки не обеспечена, то необходимо незначительно увеличить сечение одного или обоих поясов, исключить из расчетной площади неустойчивую часть стенки и вновь произвести проверку устойчивости стержня колонны по формуле



$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\text{вн}} F'_{\text{бр}}}$$

Рис. 31. Расчетная площадь сечения сплошной колонны при неустойчивой стенке

где $F'_{\text{бр}}$ — площадь сечения сплошной колонны без учета неустойчивой части стенки (рис. 31, заштрихованная часть площади сечения).

В данном случае в площадь сечения колонны вводится лишь прилегающая к полкам часть стенки протяженностью по $15 \delta_{\text{ст}}$.

Можно также принять стенку на 1—2 мм толще или укрепить ее продольными ребрами жесткости ([1], стр. 532). К постановке продольных ребер жесткости, ввиду значительного увеличения трудоемкости изготовления колонн, следует прибегать лишь в крайних случаях.

Стенка колонны сплошного сечения при $\frac{h_{\text{ст}}}{\delta_{\text{ст}}} > 70 \sqrt{\frac{2,1}{R}}$ (R т/см²) должна укрепляться поперечными парными ребрами жесткости на расстоянии 2,5—3 b_n друг от друга, но не менее чем в двух местах на каждом отправочном элементе.

б) Сквозная колонна

Сквозная колонна (см. рис. 28, в и 29) рассчитывается как сквозная ферма или как сквозной сжато-изогнутый стержень. Практически удобно подбор сечений и проверку напряжений в ветвях колонны производить, как для сквозной фермы, а затем проверить устойчивость сквозного стержня в целом.

Для подбора сечений ветвей необходимо найти усилия в ветвях. Усилия в ветвях определяются по формуле

$$N_{\text{в}} = \frac{N y}{b_0} + \frac{M}{b_0}, \quad (2.31)$$

где y — расстояние между нейтральной осью колонны и осью, проходящей через центр тяжести противоположной ветви;

b_0 — расстояние между осями ветвей;

M — изгибающий момент, вызывающий в рассчитываемой ветви сжатие;

N — соответствующая расчетному изгибающему моменту продольная сила.

Для определения требуемой площади сечения ветви можно воспользоваться формулой

$$F_{\text{тр}} = \frac{N_{\text{в}}}{\varphi R},$$

где φ — коэффициент продольного изгиба, которым нужно задаться.

Определив требуемую площадь и скомпоновав сечения ветвей, производят проверку напряжений в них, а затем и проверку сквозного стержня колонны в целом на устойчивость.

Покажем подбор сечений ветвей и необходимые проверки напряжений в них на примере.

Пример. Подобрать сечения ветвей нижней части сквозной колонны по усилиям табл. 16. Высота нижней части колонны $h_n = 13,6$ м и ширина колонны $b_n = 1,25$ м. Материал — сталь ВСт. 3.

Наибольшие значения расчетных усилий для нижней части колонны: в сечении I—I $M = 123,7$ тм и $N = 215,1$ т и в сечении II—II $M = -101,8$ тм и $N = 220,1$ т.

Продольная сила сжимает обе ветви; изгибающий момент одну ветвь сжимает, другую растягивает. Имея это в виду, необходимо прежде всего установить, какой из приведенных двух моментов сжимает внутреннюю ветвь и какой — наружную.

При расчете рамы было установлено, что положительным считается момент, растягивающий внутренние волокна элементов рамы. Следовательно, положительный момент будет вызывать сжатие в наружной ветви колонны; отрицательный — наоборот.

Находим усилия в ветвях колонны, используя формулы (2.31).

В подкрановой ветви

$$N_{п.в} = \frac{N^{II} y'_{лев}}{b_0} + \frac{M^{II}}{b_0};$$

в наружной ветви

$$N_{н.в} = \frac{N^I y'_{пр}}{b_0} + \frac{M^I}{b_0}.$$

В приведенных формулах:

$y'_{лев}$ и $y'_{пр}$ — расстояния между нейтральной осью колонны и осями ветвей (см. рис. 28, в); предварительно можно принять $y'_{лев} = y'_{пр} = 0,5 b_0$;

$b_0 = b_n - z_0$, где $z_0 = 30-40$ мм;

M^I и N^I — расчетные усилия в сечении I—I, дающие наибольшую продольную силу в наружной ветви;

M^{II} и N^{II} — расчетные усилия в сечении II—II, дающие наибольшую продольную силу в подкрановой ветви.

Принимая $b_0 = 125 - 3 = 122$ см, $y'_{лев} = y'_{пр} = 0,5 \cdot 122 = 61$ см, получим:

$$N_{п.в} = \frac{220,1 \cdot 0,61}{1,22} + \frac{101,8}{1,22} = 193 \text{ т};$$

$$N_{н.в} = \frac{215,1 \cdot 0,61}{1,22} + \frac{123,7}{1,22} = 209 \text{ т}.$$

При определении требуемой площади сечения ветвей необходимо задаться их гибкостью. Рекомендуется предварительно назначать гибкость 40—60.

Приняв для нашего примера $\lambda = 45$, получим $\varphi = 0,9$ и площадь сечения ветвей:

подкрановой

$$F_{тр} = \frac{193 \cdot 000}{0,9 \cdot 2100} = 102 \text{ см}^2;$$

наружной

$$F_{\text{тр}} = \frac{209\,000}{0,9 \cdot 2100} = 110 \text{ см}^2.$$

Компонуем сечения ветвей.

Для подкрановой ветви принимаем двутавр № 55 и выписываем из сортамента данные: $F = 114 \text{ см}^2$; $J_x = 55\,150 \text{ см}^4$; $J_y = 1350 \text{ см}^4$; $r_x = 22 \text{ см}$ и $r_y = 3,44 \text{ см}$.

Для наружной ветви компонуем сечение из двух равнобоких уголков 160×10 и листа 500×10 . Площадь сечения $F = 50 + 2 \cdot 31,4 = 112,8 \text{ см}^2$; статический момент относительно оси x_3 (см. рис. 28, в) $S_{x_3} = 50 \cdot 0,5 + 2 \cdot 31,4 \cdot 5,3 = 358 \text{ см}^3$; ордината центра тяжести ветви $z_0 = \frac{358}{112,8} = 3,2 \text{ см}$;

моменты инерции $J_{x_3} = 2(774 + 31,4 \cdot 1,9^2) + 50 \cdot 2,7^2 = 2110 \text{ см}^4$, $J_y = \frac{1 \cdot 50^3}{12} +$

$+ 2(774 + 31,4 \cdot 23,2^2) = 45\,740 \text{ см}^4$ и радиусы инерции $r_{x_3} = \sqrt{\frac{2110}{112,8}} =$

$= 4,2 \text{ см}$ и $r_y = \sqrt{\frac{45\,740}{112,8}} = 20,2 \text{ см}$.

По принятым сечениям ветвей уточним расстояние между центрами их тяжести b_0 и расстояния $y'_{\text{лев}}$ и $y'_{\text{пр}}$:

$$b_0 = b_n - z_0 = 125 - 3,2 \approx 122 \text{ см};$$

$$y'_{\text{лев}} = \frac{F_{\text{п.в}} b_0}{F_{\text{п.в}} + F_{\text{н.в}}} = \frac{114 \cdot 122}{114 + 112,8} \approx 61 \text{ см}; \quad y'_{\text{пр}} = b_0 - y'_{\text{лев}} = 122 - 61 = 61 \text{ см},$$

здесь $F_{\text{п.в}}$ и $F_{\text{н.в}}$ — площади сечений соответственно подкрановой и наружной ветвей.

Так как полученные величины для $y'_{\text{лев}}$ и $y'_{\text{пр}}$ совпадают с предварительно принятыми, в уточнении усилий в ветвях в нашем случае нет надобности. В случае, если разница между принятыми и подсчитанными значениями будет более 5 см , следует произвести уточнение усилий в ветвях по формуле (2.31), подставив уточненные значения $y'_{\text{лев}}$ и $y'_{\text{пр}}$.

Далее, определим гибкости и коэффициенты продольного изгиба, после чего произведем проверку напряжений в принятых сечениях ветвей.

Подкрановая ветвь: В плоскости колонны $\lambda_{x_3} = \frac{l_b}{r_{x_3}}$, здесь l_b — расчетная длина ветви, при $\alpha = 40^\circ$ (см. рис. 32) $l_b = \frac{122}{\text{tg } 40^\circ} = 145 \text{ см}$;

r_{x_3} — радиус инерции двутавра относительно минимальной оси, равный $3,44 \text{ см}$. Следовательно,

$$\lambda_{x_3} = \frac{145}{3,44} = 42; \quad \varphi = 91 \text{ и}$$

$$\sigma = \frac{193\,000}{0,91 \cdot 114} = 1860 < 2100 \text{ кг/см}^2.$$

Из плоскости колонны $\lambda_y = \frac{l_y^n}{r_y}$, где l_y^n — расчетная длина из плоскости колонны, равная расстоянию между закрепленными точками (см. рис. 6); r_y — радиус инерции двутавра относительно оси y (см. рис. 28, в).

При отсутствии промежуточных распорок $l_y^H = 13,6$ м, тогда $\lambda_y = \frac{1360}{22} = 62$; $\varphi = 0,855$ и

$$\sigma = \frac{193\,000}{0,855 \cdot 114} = 1980 \text{ кг/см}^2.$$

Наружная ветвь. В плоскости рамы $\lambda_{x_2} = \frac{145}{4,2} = 35$; $\varphi = 0,93$ и

$$\sigma = \frac{209\,000}{0,93 \cdot 112,8} = 1990 < 2100 \text{ кг/см}^2.$$

Из плоскости колонны при $l_y^H = h_n = 13,6$ м

$$\lambda_y = \frac{1360}{20,7} = 66$$
; $\varphi = 0,83$ и

$$\sigma = \frac{209\,000}{0,83 \cdot 112,8} = 2230 > 2100 \text{ кг/см}^2.$$

Так как полученное напряжение превышает величину расчетного сопротивления, то снижение напряжения может быть достигнуто либо путем увеличения сечения ветви, либо уменьшением свободной длины ее из плоскости рамы. Последнее достигается установкой распорок (см. рис. 6, б).

В нашем примере, если пойти по пути применения распорок, свободная длина уменьшится вдвое, тогда $\lambda_y = \frac{1360}{2 \cdot 20,7} = 33$;

$$\varphi = 0,94 \text{ и } \sigma = \frac{209\,000}{0,94 \cdot 112,8} = 1950 < 2100 \text{ кг/см}^2.$$

Однако на применение распорок целесообразно идти при шаге колонн 6 м. При шаге рам 12 м распорки получаются очень тяжелыми. В этом случае следует идти по пути развития сечения ветви относительно оси y .

Расчет стержней решетки. Стержни решетки нужно рассчитывать на поперечную силу, равную большей из величин: фактической поперечной силе (полученной из табл. 15) или условной $Q_{усл} = 20F$ (для стали Ст. 3) и $Q_{усл} = 40F$ (для низколегированной стали), где F — суммарная площадь сечения ветвей.

Фактическая поперечная сила равна $Q_\phi = 16,8$ т; условная $Q_{усл} = 20(114 + 112,8) = 4536 < 16\,800$ кг.

Усилие в раскосе равно

$$P = \frac{Q_1}{\sin \alpha}$$

где $Q_1 = \frac{Q}{2} = \frac{16\,800}{2} = 8400$ кг — поперечная сила в системе решетки, расположенной в одной плоскости (с одной стороны ветви);

α — угол между осями ветви и раскоса (рис. 32). Угол α рекомендуется принимать 40—45°. Для нашего примера принимаем

$$\alpha = 40^\circ; \sin 40^\circ = 0,64 \text{ и } P = \frac{8400}{0,64} = 13\,100 \text{ кг.}$$

Подбираем сечение раскоса.

$$F_{тр} = \frac{P}{m\varphi R} = \frac{13\,100}{0,75 \cdot 0,7 \cdot 2100} = 12 \text{ см}^2,$$

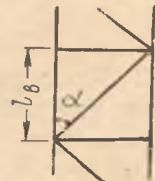


Рис. 32. Схема решетки сквозной колонны

где $m=0,75$ — коэффициент условий работы эксцентрично прикрепленного уголка раскоса.

Принимаем равнобокий уголок 100×7 , $F=13,8 \text{ см}^2$ и $r_{\text{мин}}=1,98 \text{ см}$.

Длина раскоса $l = \frac{b_0}{\sin 40^\circ} = \frac{122}{0,64} = 190 \text{ см}$; гибкость $\lambda = \frac{190}{1,98} = 96$;

$\varphi = 0,63$ и напряжение

$$\sigma = \frac{13\,100}{0,63 \cdot 13,8} = 0,75 \cdot 2010 < 0,75 \cdot 2100 \text{ кг/см}^2.$$

Стойки решетки рассчитывают на условную поперечную силу $Q_{\text{усл}} = 20F_1$, где F_1 — площадь сечения более мощной ветви. В нашем случае $Q_{\text{усл}} = 20 \cdot 114 = 2280 \text{ кг}$, на одну сторону $Q_1 = \frac{Q_{\text{усл}}}{2} = \frac{2\,280}{2} = 1140 \text{ кг}$. При таком незначительном усилии сечение стойки назначается конструктивно из наименьшего профиля, принятого в конструкции, но так, чтобы $\lambda = \frac{l}{r_{\text{мин}}} \leq 150$.

Размеры швов, прикрепляющих стержни решетки к ветвям, определяются расчетом. Однако в большинстве случаев они принимаются конструктивными; длина шва должна быть не менее 50 мм на каждую сторону (обушок и перо), толщину можно принимать равной толщине полки уголка.

Проверка устойчивости нижней части колонны в плоскости действия момента (в плоскости рамы) производится как для сквозного стержня по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_{\text{вн}} F} \leq R.$$

Проверку устойчивости следует производить на действие обеих комбинаций расчетных усилий, взятых для сечения I—I $M=123,7 \text{ тм}$ и $N=215,1 \text{ т}$ и для сечения II—II $M=-101,8 \text{ тм}$ и $N=220 \text{ т}$.

Определяем момент инерции и радиус инерции относительно оси x :

$$J_x = 1350 + 114 \cdot 61^2 + 2110 + 112,8 \cdot 61^2 = 845\,200 \text{ см}^4,$$

$$r_x = \sqrt{\frac{845\,200}{226,8}} = 61 \text{ см}.$$

Коэффициент $\varphi_{\text{вн}}$ получим по табл. 8 приложения III в функции от приведенной гибкости $\lambda_{\text{пр}}$ и относительного эксцентриситета m .

Приведенная гибкость определяется по формуле

$$\lambda_{\text{пр}} = \sqrt{\lambda_x^2 + k_1 \frac{F}{F_p}},$$

где $\lambda_x = \frac{\mu_1 h_n}{r_x} = \frac{1,74 \cdot 1360}{61} = 39$

(коэффициент приведения μ_1 определяется по указаниям § 6, п. 1);

$F_p = 2 \cdot 13,8 = 27,6 \text{ см}^2$ — площадь сечения двух уголков раскосов;

k_1 — коэффициент, зависящий от угла между ветвью и раскосом:

при $\alpha = 30^\circ, 40^\circ, 45-60^\circ$

$k_1 = 45, 31, 27$

Для промежуточных значений угла коэффициент k_1 определяется по интерполяции. Для нашего примера $k_1=31$ и приведенная гибкость

$$\lambda_{\text{пр}} = \sqrt{39^2 + 31 \frac{226,8}{27,6}} = 42.$$

Относительный эксцентриситет определяется по формуле

$$m = \frac{MFy}{NJ_x},$$

где M и N — расчетные усилия;

F — площадь сечения ветвей;

J_x — момент инерции всего сечения относительно оси x ;

y — расстояние между нейтральной осью колонны и осью сжатой ветви (но не менее расстояния до оси стенки ветви).

В нашем случае $y'_{\text{сж}} = 61 + 2,7 = 63,7$ см и $y'_{\text{пр}} = 61$ см (см. рис. 28), здесь 2,7 см — расстояние между осью наружной ветви и осью стенки ветви.

Проверка устойчивости при действии усилий $M = 123,7$ тм и $N = 215,1$ т (действующих в сечении I—I):

относительный эксцентриситет равен

$$m = \frac{12\,370\,000 \cdot 226,8 \cdot 63,7}{215\,100 \cdot 845\,000} \approx 1;$$

гибкость $\lambda_{\text{пр}} = 42$;

коэффициент $\varphi_{\text{вн}} = 0,47$ (по табл. 8 приложения III) и напряжение

$$\sigma = \frac{215\,100}{0,47 \cdot 226,8} = 2020 < 2100 \text{ кг/см}^2.$$

Проверка устойчивости при действии усилий $M = -101,8$ тм и $N = 220$ т (в сечении II—II):

относительный эксцентриситет равен

$$m = \frac{10\,180\,000 \cdot 226,8 \cdot 61}{220\,000 \cdot 845\,000} = 0,75; \lambda_{\text{пр}} = 48; \varphi_{\text{вн}} = 0,53 \text{ и}$$

$\sigma = \frac{220\,000}{0,53 \cdot 226,8} = 1830 < 2100 \text{ кг/см}^2$. Проверка показывает, что колонна устойчива.

§ 7. КОНСТРУКЦИЯ И РАСЧЕТ СОПРЯЖЕНИЯ ВЕРХНЕЙ ЧАСТИ КОЛОННЫ С НИЖНЕЙ

Сопряжение двух частей колонны конструктивно может быть решено различно. Стык полки можно осуществить либо сваркой в стык, либо посредством стыковых накладок. На рис. 33 показан узел сопряжения верхней и нижней частей сплошной колонны. Наружная полка соединяется в стык прямым швом, а внутренняя — накладкой. Длина нахлестки накладки l_n определяется длиной фланговых швов, соединяющих ее с полкой верхней части колонны. Она может быть определена по формуле

$$l_n = \frac{S}{2 \cdot 0,7 h_{\text{ш}} R_y^{\text{св}}},$$

где $R_y^{\text{св}}$ — расчетное сопротивление угловых швов;

S — усилие в полке, определяемое из выражения $S = \frac{N}{2} + \frac{M}{b_n}$.

Для определения расчетного усилия S в сопряжении наружных полки следует принимать изгибающий момент со знаком плюс и соответствующее значение продольной силы. Эти усилия можно получить непосредственно из табл. 16. Для определения усилия во внутренней полке

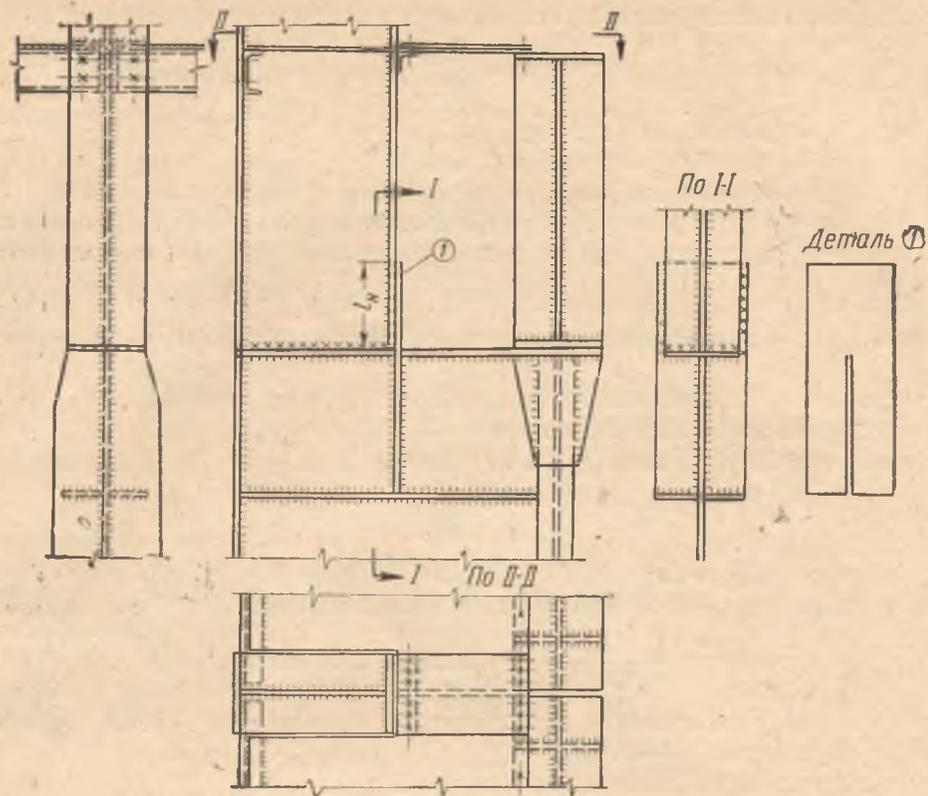


Рис. 33. Сопряжение верхней и нижней частей сплошной колонны

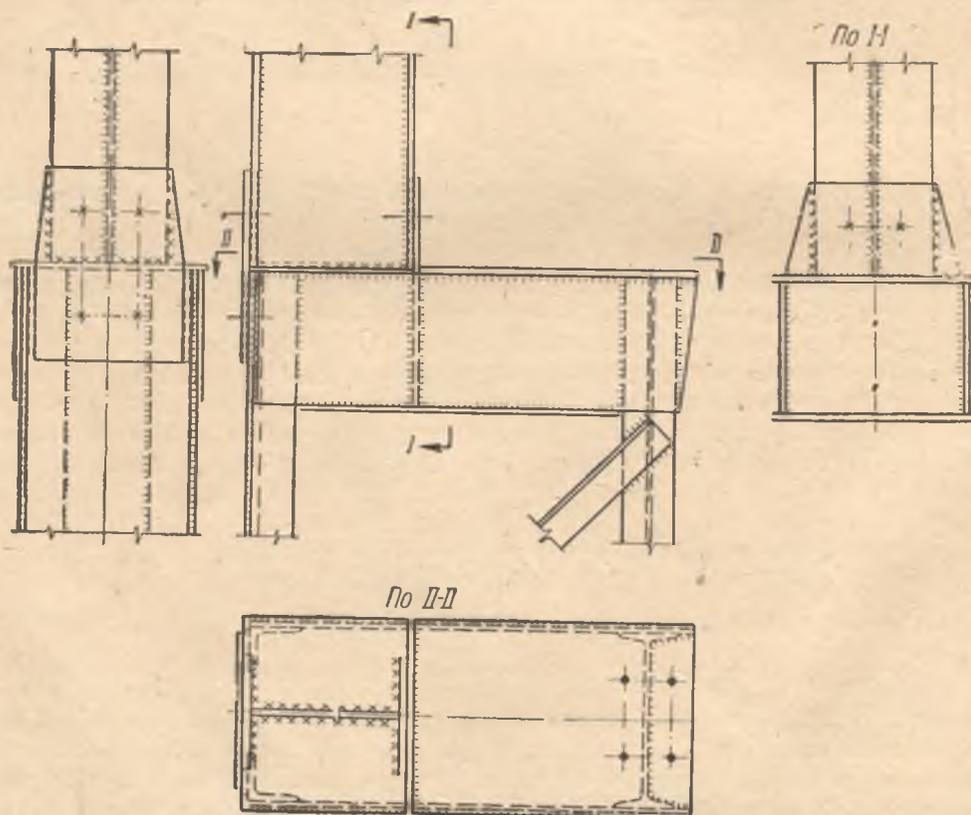


Рис. 34. Сопряжение верхней и нижней частей сквозной колонны

нужно по табл. 15 составить новую комбинацию усилий, дающую наибольшее отрицательное значение изгибающего момента в сечении III—III.

Прочность стыка наружной полки, осуществляемого прямым швом в стык (при $h_{ш} = \delta_n$), всегда будет достаточной, поскольку шов в большинстве случаев работает на сжатие, а расчетное сопротивление наплавленного металла в этом случае равно расчетному сопротивлению основного металла. Для случая, когда в сечении III—III будет отрицательный момент, расчетное усилие в наружной полке, получаемое в результате суммирования сжимающего усилия от продольной силы и растягивающего усилия от момента, будет меньше усилия во внутренней полке.

Стенка надкрановой части приваривается фланговыми швами к ребру жесткости (см. рис. 33, разрез I—I).

Принципиального отличия в расчете сопряжения верхней и нижней частей сквозной колонны нет. Конструкция такого сопряжения приведена на рис. 34. Конструкцию сопряжения колонн средних рядов см. [1].

§ 8. КОНСТРУКЦИЯ И РАСЧЕТ БАЗЫ КОЛОННЫ

Базу колонны рассчитывают на усилия, действующие в ее основании (сечение I—I, см. рис. 11).

Расчетом определяются размеры опорной плиты, размеры траверс, швы, прикрепляющие ребра, диафрагмы и столики анкерных болтов.

1. База сплошной колонны

Наиболее часто применяются базы, изображенные на рис. 35 и 36,

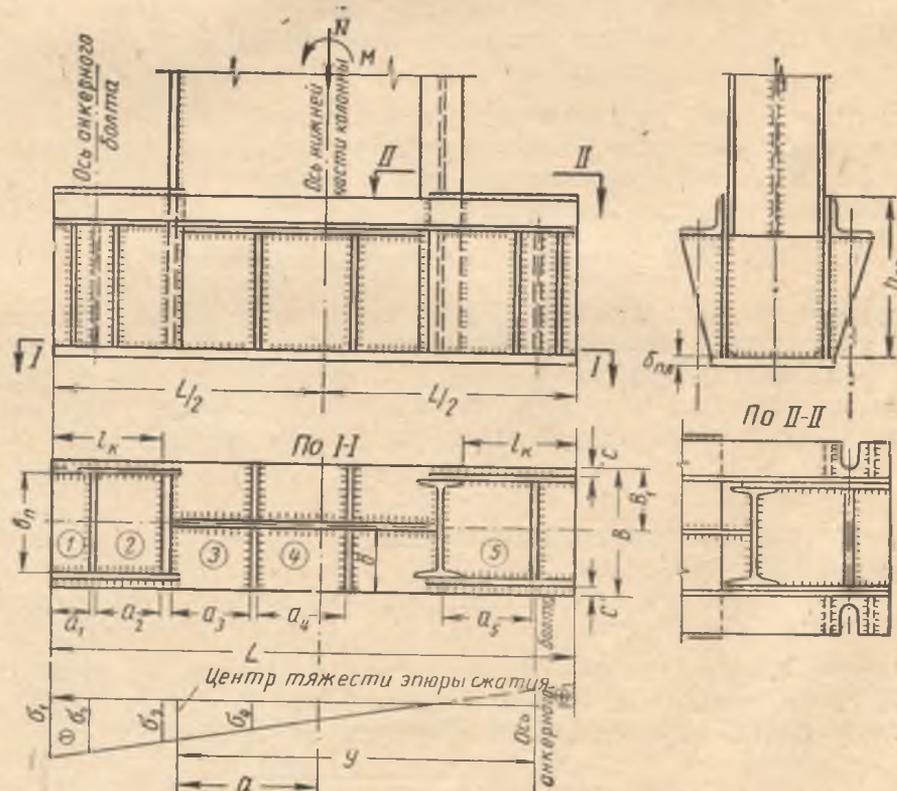


Рис. 35. База сплошной колонны (вариант 1)

При преобладании влияния момента над влиянием продольной силы и при большой разнице в значениях $+M$ и $-M$ базу рекомендуется смещать в сторону действия большего момента; при преобладании влияния продольной силы базу следует располагать симметрично относительно оси нижней части колонны.

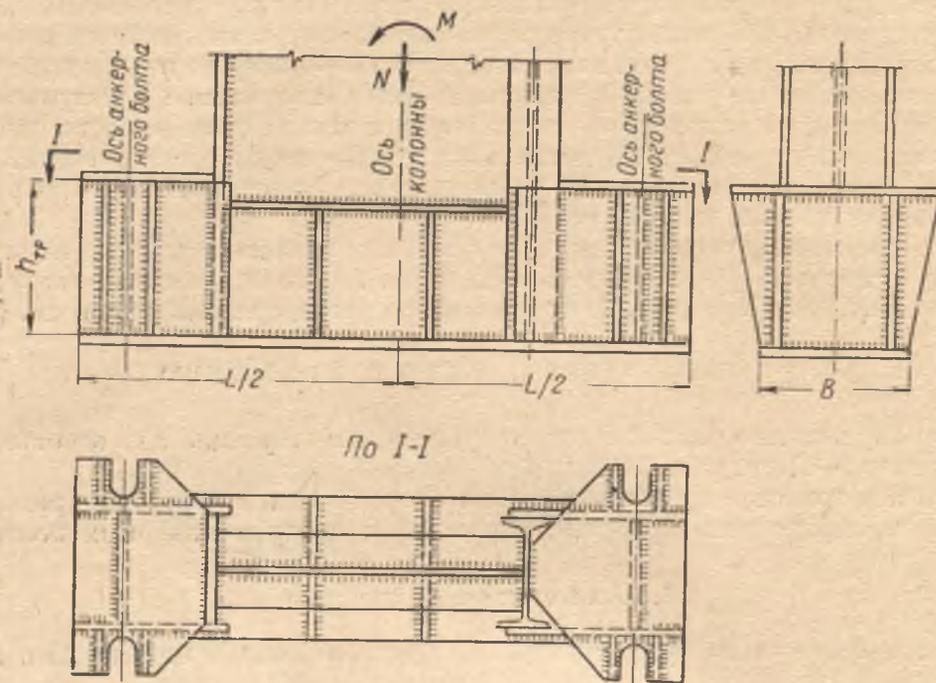


Рис. 36. База сплошной колонны (вариант 2)

Конструктивным достоинством рекомендуемой базы является применение отдельных траверс, вследствие чего средняя часть базы остается открытой и легкодоступной для сварки.

Возможны и другие конструктивные решения базы (см. [1] и [11]).

а) Определение размеров опорной плиты

Размеры опорной плиты в плане зависят от величины расчетных усилий и расчетного сопротивления материала фундамента. Для фундаментов рекомендуется применять бетоны низких марок (100 и 150).

При определении размеров опорной плиты в плане один из них (ширину плиты) назначают по конструктивным соображениям

$$B = b_n + 2\delta_{тр} + 2c,$$

где b_n — ширина полки стержня колонны;

$\delta_{тр}$ — толщина траверсы;

c — вылет консоли плиты (см. рис. 35). Размер c можно принимать 30—50 мм.

Ширину опорной плиты рекомендуется принимать в соответствии с ГОСТ 82—57 (см. табл. 31 приложения XI).

Длину плиты определяют по формуле

$$L = \frac{N}{2BR_6} + \sqrt{\left(\frac{N}{2BR_6}\right)^2 + \frac{6M}{BR_6}} \quad (2.32)$$

Формула (2.32) получена в результате преобразования известной формулы напряжений при внецентренном сжатии $\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{W}$, в ней R_6 — расчетное сопротивление бетона фундамента сжатию.

Полученный размер L рекомендуется округлять до ближайшего размера, кратного 10 мм.

Определив B и L , находят фактические напряжения в бетоне σ_{\max} и σ_{\min} по формулам

$$\sigma_{\max} = -\frac{N}{BL} - \frac{6M}{BL^2}$$

и

$$\sigma_{\min} = -\frac{N}{BL} + \frac{6M}{BL^2},$$

а также промежуточные значения $\sigma_2, \sigma_3, \sigma_4$ и т. д. (см. рис. 35).

Толщина опорной плиты определяется из условия ее работы на изгиб под действием отпора (реактивного давления) фундамента.

Изгибающие моменты следует определять для каждого участка плиты (номера участков обозначены цифрами в кружках на рис. 35).

Участок 1. Плита на этом участке работает как консольная балка, поскольку почти всегда $\frac{b_n}{a_1} > 2$. Размер консольной части a_1 принимается около 100 мм.

Изгибающий момент на участке 1 определяется по формуле

$$M_1 = \frac{\sigma_{\max} a_1^2}{2}.$$

На этом участке, как и на всех остальных, нагрузкой является наибольшее напряжение в бетоне на данном участке.

Участок 2. На этом участке плита опирается на четыре стороны, и изгибающий момент определяется по формуле

$$M_2 = \alpha_1 \sigma_2 a_2^2,$$

где a_2 — меньший размер этого участка;

α_1 — коэффициент, принимаемый по табл. 20 в функции $\frac{b_n}{a_2}$ (отношения большей стороны к меньшей).

Таблица 20

Значения коэффициентов α_1												
$\frac{b}{a}$	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2	∞
α_1	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,100	0,125

При отношении сторон $\frac{b_n}{a_2} > 2$ плита работает как простая балка,

и изгибающий момент определяется по формуле $M_2 = \frac{\sigma_2 a_2^2}{8}$ или по приведенной формуле со значением $\alpha_1 = 0,125$.

Участок 3. На участке 3 плита опирается на три стороны. Наибольший изгибающий момент в середине свободной стороны определяется по формуле

$$M_3 = \alpha_2 \sigma_3 a_3^2,$$

где a_2 — коэффициент, принимаемый по табл. 21 в функции $\frac{b}{a_3}$;
 a_3 — свободная сторона участка.

Таблица 21

Значения коэффициентов a_2

$\frac{b}{a}$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2	∞
a_2	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

При $\frac{b}{a_3} > 2$ плита рассчитывается как простая балка с пролетом a_3 ; при $\frac{b}{a_3} < 0,5$ — как консоль с вылетом b .

На участке 4 при $a_3 \gg a_4$ момент можно не определять.

На участке 5 изгибающий момент может возникнуть лишь при появлении сжатия в бетоне под плитой. Поэтому при $a_5 > a_2$ следует установить комбинацию загрузений, дающую отрицательный изгибающий момент в сечении $I-I$ колонны и возможно большее значение продольной силы. По данным табл. 15, такой будет комбинация загрузений 1, 3, 5 и 7, дающая $M = 24,5 + 20,8 - 25,8 - 50,7 = -31,2$ тм и $N = 215$ т.

Следует иметь в виду, что в данном случае определяется не максимальное значение отрицательного изгибающего момента в сечении $I-I$, а величины усилий, вызывающие в бетоне под плитой на участке 5 наибольшие напряжения. Для нашего случая величина отрицательного изгибающего момента будет максимальной, но это частный случай.

По наибольшему из полученных значений изгибающего момента определяют толщину плиты

$$\delta_{пл} = \sqrt{\frac{6M_{\max}}{R}}, \quad (2.33)$$

где R — расчетное сопротивление стали изгибу.

Толщину плиты следует принимать в соответствии с ГОСТ 82—57 (табл. 31 приложения XI), но не более 40 мм. Если по расчету будет получена большая толщина, следует изменить конструкцию базы, уменьшив размеры участка, для которого получен наибольший изгибающий момент, и произвести перерасчет.

б) Расчет траверс, диафрагм и ребер

Высота траверс определяется длиной швов, прикрепляющих их к ветвям колонны. В швах возникает сложное напряженное состояние в результате действия нормальных и касательных напряжений. Ввиду этого не представляется возможным дать формулу для определения высоты отдельных траверс и приходится предварительно назначать ее, а затем выполнять проверочный расчет.

Высоту траверсы следует назначать в пределах 400—600 мм в зависимости от мощности колонны, а толщину устанавливать равной 10—12 мм.

Толщина швов принимается обычно равной толщине листа траверсы.

Величину напряжений в швах, прикрепляющих траверсу к ветви, получим по формуле

$$\tau = \sqrt{\sigma_{\text{ш}}^2 + \tau_{\text{ш}}^2} \leq R_y^{\text{св}},$$

где $R_y^{\text{св}}$ — расчетное сопротивление угловых швов;

$$\sigma_{\text{ш}} = \frac{M}{W_{\text{ш}}};$$

$$\tau_{\text{ш}} = \frac{Q}{F_{\text{ш}}}.$$

В этих формулах:

$$M = \frac{\sigma_{\text{макс}} B_1 l_{\text{тр}}^2}{2}; \quad Q = \sigma_{\text{макс}} B_1 l_{\text{тр}}; \quad (B, \text{ см. рис. 35});$$

$$F_{\text{ш}} = 2 \cdot 0,7 h_{\text{ш}} (h_{\text{тр}} - 1); \quad W_{\text{ш}} = \frac{2 \cdot 0,7 h_{\text{ш}} (h_{\text{тр}} - 1)^2}{6} = \frac{0,7 h_{\text{ш}} (h_{\text{тр}} - 1)^2}{3} \text{ и}$$

$\sigma_{\text{макс}}$ — максимальное напряжение в бетоне фундамента.

Траверса работает на изгиб как консольная балка. В проверке прочности траверсы на изгиб нет надобности, поскольку полученная из условия размещения швов ее высота с избытком обеспечивает прочность.

Назначение диафрагм, поставленных между траверсами по оси анкерных болтов (см. рис. 35), сводится к обеспечению проектного положения траверс, их устойчивости и уменьшению размеров опорной плиты на этом участке.

Высота диафрагм принимается равной высоте траверс. Привариваются диафрагмы к опорной плите и траверсам швами с наружной стороны. Верхняя часть диафрагмы может быть приварена к траверсам и с внутренней стороны на глубину около 100 мм.

Толщину шва, прикрепляющего диафрагму к опорной плите, можно определить по формуле

$$h_{\text{ш}} = \frac{Q}{0,7 l_{\text{ш}} R_y^{\text{св}}},$$

где Q — сила, воспринимаемая диафрагмой и равная произведению отпора фундамента на соответствующую грузовую площадь $\sigma_2 \left(a_1 + \frac{a_2}{2} \right) \frac{b_{\text{п}}}{2}$ (грузовая площадь принята прямоугольной, что идет несколько в запас прочности).

Швы, прикрепляющие диафрагму к траверсам, можно принимать такой же толщины без расчета.

Ребра в средней части базы предназначены для уменьшения размеров опорной плиты на этом участке. Для колонн шириной до 1 м достаточно поставить два ребра; при большей ширине колонны целесообразно ставить три ребра, уменьшая тем самым размеры средних участков, особенно участка 3, на котором в большинстве случаев в плите возникает наибольший изгибающий момент.

Швы, прикрепляющие ребра к стенке нижней части колонны, работают и рассчитываются аналогично швам в траверсах.

Швы ребер столика анкерного болта работают на изгиб и срез от усилия в анкерном болте; они могут быть рассчитаны аналогично швам, прикрепляющим траверсы к ветвям колонны.

в) Расчет анкерных болтов

Анкерные болты, прикрепляющие внецентренно сжатую колонну к фундаменту, воспринимают растягивающие усилия, возникающие между плитой базы и фундаментом.

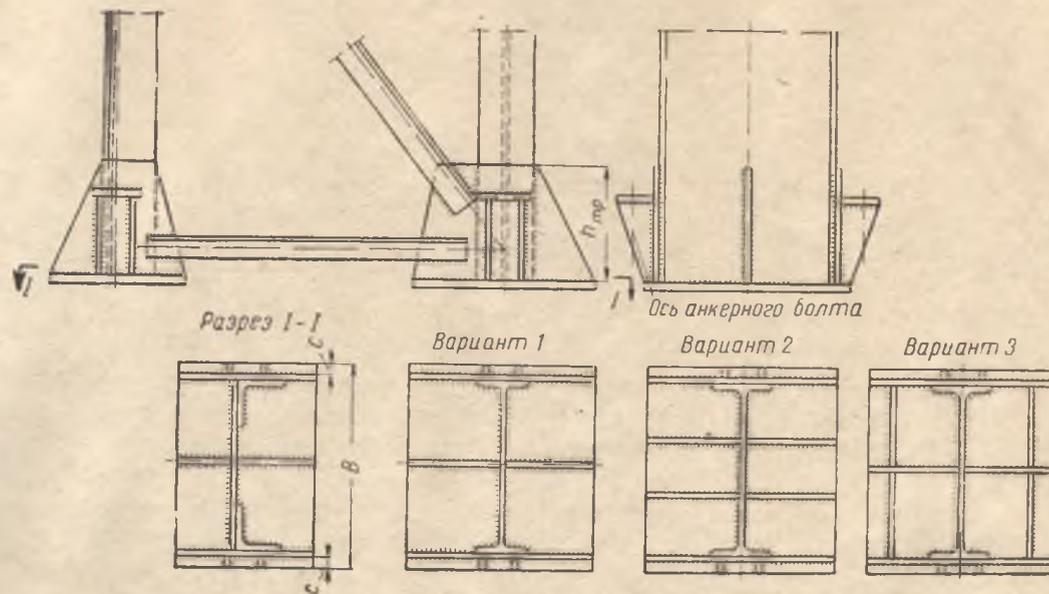


Рис. 37. База сквозной колонны

Усилие в анкерных болтах, расположенных в растянутой зоне сплошной базы, равно

$$Z = \frac{M - Na}{y}, \quad (2.34)$$

где M и N — усилия основного сочетания (см. табл. 16, последнюю строку);

a — расстояние от центра тяжести эпюры сжатой зоны до оси колонны;

y — расстояние от оси анкерного болта до центра тяжести эпюры сжатой зоны (см. рис. 35).

Площадь сечения одного анкерного болта (по нарезке) равна

$$F_{нт} = \frac{Z}{nR_p^a},$$

где R_p^a — расчетное сопротивление анкерных болтов растяжению (см. табл. 4 приложения II);

n — число анкерных болтов в растянутой зоне базы.

Рекомендуется применять болты диаметром не более 72 мм. Если двух болтов диаметром 72 мм будет недостаточно, то следует вместо двух болтов применять четыре меньшего диаметра.

Диаметр анкерного болта и глубину заделки его в фундаменте можно определить по табл. 18 приложения VII.

В сжатой зоне базы ставят анкерные болты такого же диаметра.

2. База сквозной колонны

В сквозных колоннах применяются в основном отдельные базы. Каждая ветвь имеет самостоятельную базу, симметрично расположенную относительно оси ветви и работающую как база центрально нагруженной колонны.

Отдельные базы экономичны и просты в изготовлении. Простейшая конструкция такой базы приведена на рис. 37. Она состоит из опорной плиты, траверс, ребер и столиков анкерных болтов. Анкерные болты размещают по оси ветви или же симметрично относительно нее (например, при четырех болтах).

Расчет отдельных баз весьма прост и ведется по наибольшим сжимающим усилиям в ветвях колонны, полученным по формуле (2.31). Изгибающий момент M и продольную силу N получают из таблицы расчетных усилий (табл. 16, усилия в сечении $I-I$).

Для наружной ветви наибольшее сжимающее усилие было получено ранее, при подборе сечения ветви (см. стр. 63); для внутренней (подкрановой) ветви следует составить новую комбинацию усилий, дающую наибольшее сжимающее усилие в этой ветви. Для нашего примера это будут $M = 24,5 + 20,8 - 25,8 - 50,7 = -31,2$ тм и $N = 36 + 179 = 215$ т, полученные от нагрузок 1, 3, 5 и 7.

Площадь опорной плиты равна

$$F_{пл} = \frac{N_{в}}{R_6},$$

где R_6 — расчетное сопротивление бетона фундамента сжатию.

Одним размером опорной плиты, обычно шириной, задаются: $B = h + 2\delta_{тр} + 2c$, где h — высота сечения ветви и c — свес плиты, принимаемый равным 30—50 мм. Длина плиты равна $L = \frac{F_{пл}}{B}$.

Толщину опорной плиты определяют из условия ее работы на изгиб, как пластинки, опертой на торцы ветвей, траверсы и ребра.

Для базы, изображенной на рис. 37, достаточно определить изгибающий момент в плите на участке, расположенном между траверсой, ребром и стенкой двутавра. Чтобы определить толщину опорной плиты, следует воспользоваться формулой (2.33).

Приведенная на рис. 37 база сквозной колонны применима при усилиях в ветвях до 150—200 т. С увеличением усилий в ветвях увеличиваются размеры участков и толщина опорной плиты. Поэтому в базах тяжелых колонн с усилиями в ветвях более 200 т следует ставить дополнительные ребра или диафрагмы, что позволит уменьшить размеры участков опорной плиты.

На том же рис. 37 приведены варианты решений отдельной базы с двумя ребрами или диафрагмой. Уменьшение размеров участков опорной плиты базы можно получить установкой двух или более ребер между траверсами (разрез $I-I$, вариант 2). Того же результата можно достигнуть при применении вертикальных диафрагм, установленных между траверсами (разрез $I-I$, вариант 3). Последнее решение предпочтительнее с точки зрения как изготовления базы, так и работы опорной плиты на изгиб (при опирании на четыре стороны).

С увеличением нагрузки базы каждой из ветвей колонны сильно

развиваются и расстояние между ними сокращается. В таких случаях возможно применение сплошных траверс ([1], рис. XV-54) или даже сплошной базы.

Расчет траверс, ребер и швов базы сквозной колонны аналогичен расчету этих элементов базы центрально нагруженной колонны (см. [1]).

Анкерные болты сквозной колонны рассчитывают на наибольшее растягивающее усилие в любой из ветвей колонны (в сечении $I-I$). Наибольшее растягивающее усилие в ветви будет при сочетании 1-го и 8-го загрузений (см. табл. 16, последняя строка).

Площадь сечения одного анкерного болта (при симметричном расположении) будет равна

$$F_{\text{нт}} = \frac{N_{\text{в}}}{nR_p^a},$$

где n — число анкерных болтов, прикрепляющих базу ветви к фундаменту.

Базы, у которых между плитой и фундаментом не возникает растягивающих напряжений, прикрепляются анкерными болтами диаметром не менее 30 мм.

§ 9. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ РИГЕЛЯ РАМЫ

Сквозной ригель рамы (стропильная ферма) рассчитывают на вертикальную нагрузку как свободно опертую балочную конструкцию. Моменты, возникающие в узлах сопряжения ригеля с колонной, учитывают при расчете ригеля как дополнительную внешнюю нагрузку. Разгружающее действие моментов не учитывают, поскольку возможны случаи расстройства болтового соединения.

Нагрузку на ригель следует определять отдельно от собственного веса несущих конструкций и кровли и отдельно от снега.

При определении усилий от временной (снеговой) нагрузки в ферме пролетом 30 м и более следует помимо загрузки всего пролета рассматривать также одностороннее загрузение, которое может, во-первых, увеличить усилия в некоторых раскосах и, во-вторых, изменить знак усилия. При этом достаточно построить диаграмму усилий только от одностороннего загрузения, чтобы получить усилия как от одностороннего загрузения, так и от загрузения по всему пролету. Но можно ограничиться определением усилий только от загрузения временной нагрузкой всего пролета при условии, что прилегающие к середине раскосы будут законструированы в соответствии с требованиями, предъявляемыми к сжатым стержням. Гибкость этих стержней не должна превышать $\lambda_{\text{пред}} = 150$, а соединительные планки должны быть расставлены не реже 40 r .

При уклоне верхнего пояса не более $1/8$ можно принимать $\cos \alpha = 1$ и узловую нагрузку определять по формуле

$$P = gdB,$$

где g — расчетная нагрузка на 1 м² площади покрытия;

d — панель фермы;

B — шаг ферм.

При определении узловой нагрузки можно воспользоваться ранее определенной погонной нагрузкой на ригель рамы q , и тогда узловая нагрузка будет равна $P = qd$. Вес конструкции фонаря, переплетов и бортовой стенки был учтен при определении погонной нагрузки, и дополнительно определять его в данном случае не нужно

Усилия в стержнях фермы могут быть определены любым способом строительной механики. Наиболее удобно определять их графическим способом, построением диаграммы Максвелла—Кремоны (рис. 38).

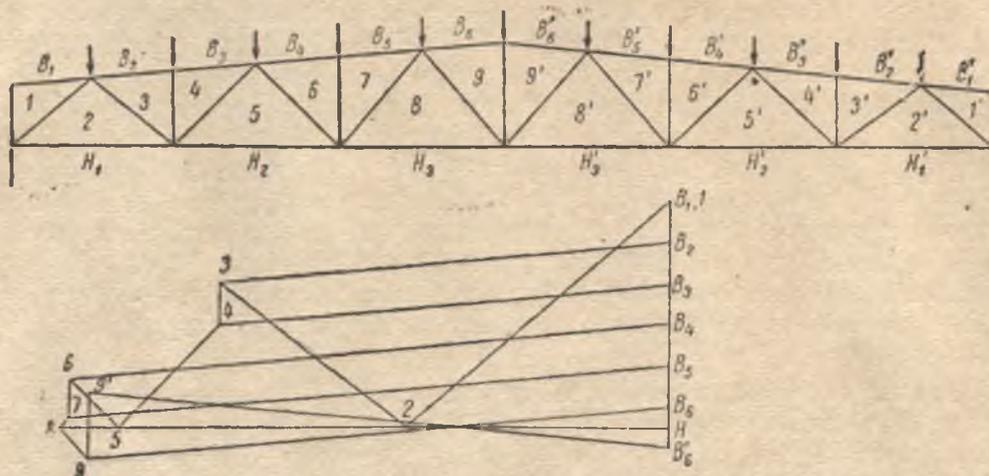


Рис. 38. Диаграмма усилий в стержнях стропильной фермы от вертикальной нагрузки

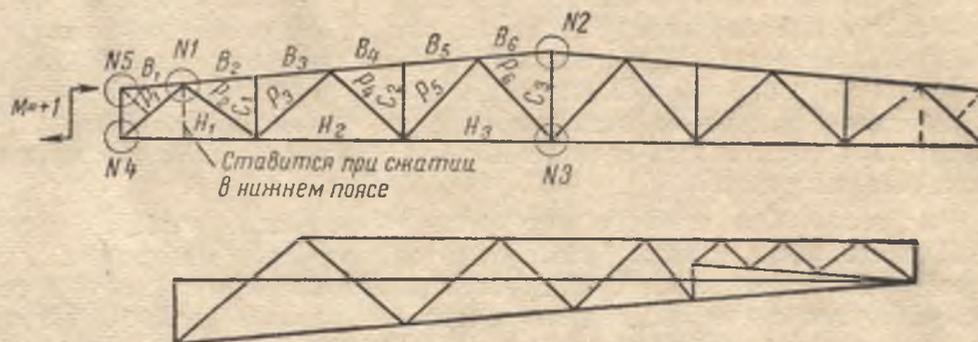


Рис. 39. Схема стропильной фермы и диаграмма усилий в стержнях от узлового момента $M=+1$

Рекомендуется построить диаграмму усилий только от постоянных нагрузок (веса кровли и собственного веса конструкций); усилия от снега, если не построена диаграмма усилий от одностороннего нагружения, можно получить умножением усилий от постоянной нагрузки на переходный коэффициент, равный $\frac{P_{сн}}{P_{п}}$.

Усилия в стержнях фермы от опорных моментов наиболее удобно определять также графическим путем. Достаточно построить диаграмму Кремоны от опорного момента $M=+1$, приложенного к одной из опор симметричной фермы (рис. 39). Усилия в любом стержне будет

$$S = M_{\text{лев}} \bar{S} + M_{\text{пр}} \bar{S}'$$

где $M_{\text{лев}}$ и $M_{\text{пр}}$ — левый и правый опорные моменты;

\bar{S} и \bar{S}' — усилия от $M=+1$ в соответственно симметричных стержнях фермы.

Для построения диаграммы Кремоны от $M=+1$ находят горизонтальную силу в каждом из поясов

$$H = \frac{M}{h_0}$$

где h_0 — высота фермы на опоре.

При несимметричной ферме необходимо построить диаграммы отдельно от левого и правого моментов $M = +1$.

Величины опорных моментов определяются следующим образом: для одного из концов фермы, например для левого, берут наибольший изгибающий момент в сечении $IV-IV$ из табл. 16; для правого следует найти соответствующее значение изгибающего момента по табл. 15.

При этом не следует забывать, что в табл. 15 приведены значения изгибающих моментов для левой стойки и что загрузки 3 и 4, 5 и 6, 7 и 8 относятся к одной и той же нагрузке, но приложенной к разным стойкам. Так, например, при загрузке левой стойки рамы силой поперечного торможения T , что соответствует загрузке 5, в сечении $IV-IV$ левой стойки возникает изгибающий момент $\pm 6,8$ тм (при коэффициенте сочетаний 0,9). В то же время в сечении $IV-IV$ правой стойки возникает изгибающий момент $\pm 5,1$, соответствующий загрузке 6.

Таким образом, в качестве левого опорного момента принимаем изгибающий момент в сечении $IV-IV$ по табл. 16 $M_{лев} = -66,2$ тм; правый момент будет равен $M_{пр} = -25,1 - 9,5 - 12,4 - 5,1 + 11,1 = -41$ тм.

Определив усилия в стержнях фермы от вертикальных нагрузок и опорных моментов составляют табл. 22.

При определении расчетных усилий принимаются сочетания, дающие наибольшие значения усилий. Усилия от опорных моментов учитывают лишь в тех случаях, когда они догружают стержень. При этом усилия от снеговой нагрузки принимают с коэффициентом сочетаний 0,9, поскольку расчетные значения опорных моментов получены в результате дополнительных сочетаний, т. е. с учетом нескольких кратковременных нагрузок.

Рассмотрим на примере определение расчетных усилий.

Для стержней, которые разгружаются опорными моментами, расчетные усилия определяют суммированием усилий от постоянной и снеговой нагрузок с коэффициентом сочетаний, равным единице. Например, для панели B_5 верхнего пояса получим

$$B_5 = -87,6 - 36,8 = -124,4 \text{ т (см. табл. 22).}$$

В стержнях, которые догружаются опорными моментами, усилия от этих моментов учитывают и усилия от снега принимают с коэффициентом сочетаний, равным 0,9. Например, для опорного раскоса получим

$$P_1 = -51 - 19,2 - 5,2 = -75,4 \text{ т.}$$

При малых значениях усилий от опорных моментов возможен случай, когда $(S_{сн} - 0,9S_{сн}) > S_m$. В этом случае в качестве расчетного усилия следует принимать сумму усилий от постоянной и снеговой нагрузок с коэффициентом сочетаний, равным единице.

При применении в кровле крупноразмерных плит шириной 1,5 м в верхнем поясе (при размере панели $d = 3$ м) наряду с продольной силой возникает изгибающий момент, приближенное значение которого можно определить по формуле $M = \frac{Pd}{5}$. В данном случае стержень

следует рассчитывать как сжато-изогнутый по формуле $\sigma = \frac{N}{\varphi_{вн} F} \leq R$ или применять шпренгельную решетку [1].

Раскосы									
P ₁	-8,5	-51	-21,4	-19,2	0,105	-0,043	-5,2	—	75,4
P ₂	5,7	34,2	14,4	13	-0,088	0,036	4,4	51,6	—
P ₃	-3,5	-21	-8,8	-7,9	0,08	-0,032	-4	—	32,9
P ₄	1,6	9,6	4	3,6	-0,066	0,026	3,3	16,5	—
P ₅	-0,3	-1,8	-0,8	-0,7	0,062	-0,023	-3,2	—	5,7
P ₆	-1	-6	-2,5	-2,3	-0,053	0,02	2,7	—	-8,5
Стойки									
C ₁	-1	-6	-2,5	-2,3	0	0	0	—	8,5
C ₂	-1	-6	-2,5	-2,3	0	0	0	—	8,5
C ₃	1,5	9	4,1	3,7	0,025	0,025	-2,7	13,1	—

Усилия в стержнях стропильной фермы (в т)

Таблица 22

Элемент	Усилия от снеговой нагрузки $P_{сн} = 2,52 \text{ т}$					Усилия от опорных моментов			Расчетные усилия	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Стержень										
V ₁	0	0	0	0	0	0,461	0	30,5	30,5	—
V ₂ ² и V ₃	-10,9	-65,4	-27,5	-24,7	-0,315	-0,062	23,3	—	—	92,9
V ₄ и V ₅	-14,6	-87,6	-36,8	-33,1	-0,21	-0,105	18,2	—	—	124,4
V ₆	-14,1	-84,6	-35,6	-32	-0,134	-0,134	14,4	—	—	120,2
Верхний пояс										
N ₁	6,4	38,4	16,2	14,6	0,381	0,034	-26,6	54,6	—	—
N ₂	13,3	79,8	33,5	30,1	0,256	0,086	-20,5	113,3	—	—
Нижний пояс										
N ₃	14,7	88,2	37	33,3	0,168	0,12	-16	125,2	—	—

§ 10. ПОДБОР СЕЧЕНИЙ СТЕРЖНЕЙ СТРОПИЛЬНОЙ ФЕРМЫ

Сечения элементов фермы могут быть запроектированы из любых профилей. Наиболее часто применяются тавровые сечения, составленные из двух уголков.

Подбор сечений поясов. Площадь сечения нижнего растянутого пояса определяют по формуле

$$F_{\text{тр}} = \frac{N}{R},$$

где N — расчетное усилие в поясе;

R — расчетное сопротивление стали растяжению.

При компоновке сечения из уголков рекомендуется применять тонкостенные неравнобокие уголки, составленные меньшими полками вместе. Такое сечение дает возможность увеличить жесткость фермы из ее плоскости, что улучшает условия транспортирования и монтажа.

Необходимо, чтобы подобранное сечение нижнего пояса удовлетворяло установленной нормами величине предельной гибкости из плоскости фермы в предупреждение боковых вибраций при воздействии краевых нагрузок.

Гибкость растянутых поясов при статической нагрузке не должна превышать 400 в зданиях с тяжелым режимом работы и при непосредственном воздействии на пояс динамической нагрузки 250.

В высоких однопролетных зданиях цехов с тяжелыми кранами и легкой кровлей в первой панели нижнего пояса может возникнуть сжатие. В этом случае сечение пояса должно быть проверено на сжимающее усилие и законструировано в соответствии с требованиями, предъявляемыми к сжатому поясу. Для уменьшения расчетной длины в плоскости фермы рекомендуется поставить стойку, как показано пунктирной линией на рис. 39.

Требуемая площадь сечения верхнего сжатого пояса определяется по формуле

$$F_{\text{тр}} = \frac{N}{\varphi R},$$

где φ — коэффициент продольного изгиба, для получения которого необходимо задаться гибкостью 80—100.

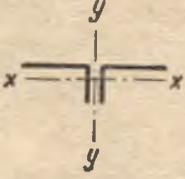
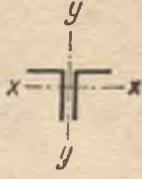
Кроме требуемой площади сечения для сжатых поясов и других сжатых стержней фермы рекомендуется определять приближенные значения радиусов инерции $r_x = \frac{l_x}{\lambda}$ и $r_y = \frac{l_y}{\lambda}$, где l_x и l_y — расчетные длины стержня и λ — принятая величина гибкости. По значениям радиусов инерции можно по табл. 23 получить габаритные размеры сечения h и b .

По полученным значениям $F_{\text{тр}}$, h и b по сортаменту подбирают калибр уголков.

Для верхнего пояса можно применять как равнобокие, так и неравнобокие тонкостенные уголки. Равнобокие уголки рекомендуется применять в фермах бесфонарных покрытий при беспрогонном решении, когда $l_x = l_y$, а также при местном изгибе пояса; неравнобокие — в покрытиях с прогонами и при наличии фонаря, когда $l_y = 2l_x$. Неравнобокие уголки должны быть соединены меньшими полками вместе.

Далее следует произвести проверочный расчет принятого сечения верхнего пояса фермы.

Приближенные значения радиусов инерции для сечений из двух уголков

Радиус инерции				
r_x	0,3h	0,28h	0,32h	0,21h
r_y	0,2b	0,24b	0,2b	0,21h

Порядок проверочного расчета:

- 1) находят радиусы инерции принятого сечения r_x и r_y ;
- 2) определяют гибкости λ_x и λ_y и по большей величине гибкости находят φ ;

- 3) производят проверку напряжений по формуле $\sigma = \frac{N}{\varphi F} \leq R$.

При местном изгибе пояса проверка напряжений производится по формуле $\sigma = \frac{N}{\varphi_{\text{вн}} F} \leq R$. Коэффициент $\varphi_{\text{вн}}$ определяется по табл. 7 приложения III по параметрам λ_x и $m_1 = \eta \frac{e}{\rho}$, где $e = \frac{M}{N}$ — эксцентриситет; $\rho = \frac{W}{F}$ (здесь W — момент сопротивления для наиболее сжатого волокна) и $\eta = 1,3 + 0,5\sqrt{m}$ (здесь $m = \frac{e}{\rho}$).

Сечения поясов стропильных ферм пролетом до 24 м включительно рекомендуется сохранять постоянным по всей длине; для ферм пролетом 30 м и более, в целях экономии стали, для менее нагруженных панелей можно принимать уголки меньшего профиля. Стык уголков пояса можно осуществить в конструктивном отношении различно. При перекрытии его уголковыми накладками необходимо, чтобы толщины стыкуемых уголков были одинаковыми, о чем следует помнить при подборе сечений.

Пример. Подобрать сечение сжатого пояса фермы по усилию 87 т при $l_x = 3$ м и $l_y = 6$ м. Материал — сталь ВСт. 3пс.

Задаемся гибкостью $\lambda = 90$, тогда $\varphi = 0,69$ и $F_{\text{тр}} = \frac{87000}{0,69 \cdot 2100} = 60 \text{ см}^2$.

Требуемые радиусы инерции $r_x = \frac{300}{90} = 3,3 \text{ см}$, $r_y = \frac{600}{90} = 6,6 \text{ см}$ и $h = \frac{3,3}{0,28} = 117 \text{ мм}$.

Принимаем сечение из двух неравнобоких уголков $180 \times 110 \times 12$, площадь которых $F = 2 \cdot 33,7 = 67,4 \text{ см}^2$ больше требуемой, но решающий радиус инерции $r_x = 3,1 \text{ см}$ и высота сечения h меньше требуемых. Фактические гибкости $\lambda_x = \frac{300}{3,1} = 96$ и $\lambda_y = \frac{600}{8,66} = 69$; коэффициент $\varphi = 0,64$ и напряжение $\sigma = \frac{87000}{0,64 \cdot 67,4} = 2100 < 2100 \text{ кг/см}^2$, что можно считать допустимым.

Подбор сечений стержней решетки. Площадь сечения растянутых стержней определяется по формуле $F_{тр} = \frac{N}{R}$. Сечения, как правило, komponуются из равнобоких уголков в виде тавра. Для стоек, к которым крепят вертикальные связи, весьма удобным является крестовое сечение из уголков с шириной полки не менее 63 мм.

Требуемая площадь сечения сжатых стержней определяется по формуле

$$F_{тр} = \frac{N}{m\varphi R},$$

где m — коэффициент условий работы, принимаемый для сжатых стержней решетки (кроме опорных) при $\lambda \geq 60$ равным 0,8;

φ — коэффициент продольного изгиба, который определяется по гибкости, принимаемой равной 90—130.

Меньшие значения гибкости принимают для более нагруженных и коротких стержней, большие — для длинных и менее нагруженных. К последним, например, относятся раскосы, расположенные у середины фермы. Сечения этих стержней в большинстве случаев приходится подбирать по предельной гибкости. При подборе сечения по предельной гибкости находят требуемый радиус инерции $r = \frac{l}{\lambda_{пред}}$, и по нему устанавливают размеры уголков.

Наименьший рекомендуемый для применения в фермах профиль — уголок 50×5.

Расчетные длины всех стержней решетки из плоскости фермы равны соответственно теоретическим длинам l_T (расстояниям между центрами узлов). При определении расчетных длин в плоскости фермы вводится коэффициент 0,8, учитывающий частичное защемление раскосов и стоек в узлах. Это не относится к опорным стойкам и раскосам, для которых как в плоскости, так и из плоскости фермы в качестве расчетной принимается теоретическая длина стержня.

Сечения всех стержней решетки, кроме опорного раскоса, рекомендуются компоновать из двух равнобоких уголков. Для опорных раскосов наиболее целесообразно сечение из двух неравнобоких уголков, составленных большими полками вместе, поскольку такое сечение при $l_x = l_y$ позволяет получить стержень, близкий к равноустойчивому. При наличии распорки (см. рис. 39, пунктирная линия) неравнобокие уголки следует соединять меньшими полками вместе. В этом случае расчетная длина опорного раскоса в плоскости фермы будет равна $l_x = \frac{l_T}{2}$ и из плоскости $l_y = l_T$.

Результаты расчетов по подбору сечений можно представить в наглядной форме в виде таблицы (см. табл. 24).

Таблица 24

Форма таблицы подбора сечений стержней стропильной фермы

Номер стержня	Длина стержня в см	Расчетное усилие в т	Принятое сечение	Расчетные данные				Коэффициент продольного изгиба	Напряжение в кг/см ²
				площадь	расчетная длина в см	радиус инерции в см	гибкость		

Толщина узловых фасонки назначается в зависимости от усилий в стержнях фермы. Для стропильных ферм пролетом 24—36 м при обычных нагрузках она принимается от 10 до 14 мм. Для ферм пролетом 36 м, расставленных через 12 м, при нагрузке от кровли 350 кг/м² и больше толщину фасонки следует принимать 16 мм.

После подбора сечений поясов фермы нужно определить момент инерции ригеля по формуле

$$J_p = k(F_v z_v^2 + F_n z_n^2),$$

где F_v и F_n — площади сечений верхнего и нижнего поясов;
 z_v и z_n — расстояния от оси сквозного ригеля до центров тяжести поясов;

k — коэффициент, учитывающий наклон верхнего пояса и податливость решетки сквозного ригеля, принимаемый при уклоне верхнего пояса $i = \frac{1}{8} \div \frac{1}{10}$ равным 0,7; при

$i = \frac{1}{12} \div \frac{1}{15}$ равным 0,8 и при $i = 0$ (ферма с параллельными поясами) равным 0,9.

После подбора сечений стоек и ригеля следует произвести проверку фактических отношений моментов инерции $\frac{J_n}{J_n}$ и $\frac{J_p}{J_n}$ и сравнить их с принятыми в начале расчета рамы. Погрешность не должна превышать 30%. В противном случае приходится производить перерасчет рамы по скорректированным отношениям моментов инерции. В курсовом проекте разрешается перерасчет не делать.

§ 11. РАСЧЕТ УЗЛОВ СТРОПИЛЬНОЙ ФЕРМЫ

Под расчетом узлов подразумевается определение размеров сварных швов, прикрепляющих стержни фермы к фасонкам или один стержень к другому, и в некоторых случаях — проверка прочности фасонки. Для прикрепления стержней фермы к фасонкам рекомендуется применять фланговые швы с выводом их на торец уголка (примерно на 20 мм) или применять контурную обварку (см. [5], п. 8.24).

Обычно толщиной швов ($h_{ш}$) задаются, назначая ее в соответствии с толщиной свариваемых элементов и кратной 2 мм. По перу толщина шва принимается меньше толщины уголка или, в крайнем случае, равная ей; по обушку толщину швов разрешается принимать не более $1,2\delta$, где δ — наименьшая толщина соединяемых элементов (фасонки или уголка).

При применении уголков толщиной 5 мм толщину швов следует принимать 4 мм.

Число различных по толщине швов на всю ферму не должно превышать трех-четырех.

При расчете фланговых швов рекомендуется определять отдельно длину швов по обушкам и отдельно по перьям уголков

$$l_{ш}^{об} = \frac{N^{об}}{2 \cdot 0,7 h_{ш} R_y^{св}}; \quad l_{ш}^{пера} = \frac{N^{пера}}{2 \cdot 0,7 h_{ш} R_y^{св}},$$

где $R_y^{св}$ — расчетное сопротивление угловых швов на срез;
 $N^{об}$ и $N^{пера}$ — усилия, приходящиеся на обушки и перья уголков.

Эти усилия можно определить по формулам

$$N^{об} = \alpha N$$

и

$$N^{пера} = (1 - \alpha)N,$$

где α — коэффициент, зависящий от типа уголка и положения его в сечении. Для равнобоких уголков $\alpha = 0,7$; для неравнобоких, привариваемых к фасонке большими полками, $\alpha = 0,65$ и меньшими $\alpha = 0,75$.

Расчетную длину шва следует увеличивать на 10 мм, чтобы компенсировать непровар на концах шва.

Минимальные размеры сварных швов $h_{ш} = 4$ мм и $l_{ш} = 50$ мм.

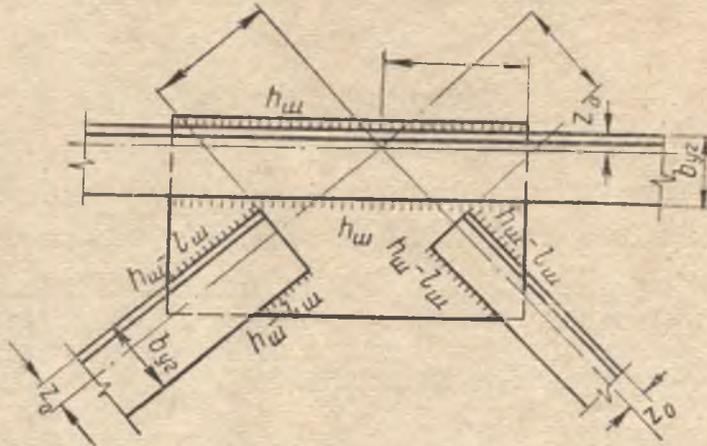


Рис. 40. Узел 1

В объем курсового проекта входит расчет всех узлов отправочной марки стропильной фермы и монтажных узлов.

Примеры расчета узлов.

1) Определить размеры сварных швов узла 1 (см. рис. 39 и 40). Крепление раскоса P_1 к фасонке. Усилие 75,4 т, сечение 2L 180 × 110 × 12, электроды Э-42.

$$\text{При } h_{ш}^{об} = 12 \text{ мм} \quad l_{ш}^{об} = \frac{0,65 \cdot 75,4 \cdot 400}{2 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot 1500} + 1 = 21 \text{ см и}$$

$$\text{при } h_{ш}^{пера} = 8 \text{ мм} \quad l_{ш}^{пера} = \frac{0,35 \cdot 75,4 \cdot 400}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 1500} + 1 = 17 \text{ см,}$$

где $R_y^{св} = 1500 \text{ кг/см}^2$ (см. табл. 2 приложения II).

Крепление раскоса P_2 . Усилие 51,6 т, сечение 2L 80 × 8.

$$\text{При } h_{ш}^{об} = 8 \text{ мм} \quad l_{ш}^{об} = \frac{0,7 \cdot 51,6 \cdot 600}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 1500} + 1 = 22 \text{ см и}$$

$$\text{при } h_{ш}^{пера} = 6 \text{ мм} \quad l_{ш}^{пера} = \frac{0,3 \cdot 51,6 \cdot 600}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 1500} + 1 = 13 \text{ см.}$$

Швы, прикрепляющие фасонку к уголкам верхнего пояса, воспринимают вертикальную узловую нагрузку и разность усилий в поясах, и поэтому напряжение в них следует определять как геометрическую сумму $\tau_{ш} = \sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2} \leq R_y^{св}$, где τ_1 — напряжение от вертикальной узловой нагрузки и τ_2 — напряжение от разности усилий в поясах.

В соответствии с требованиями СНиП II-V.3-62 эти швы должны быть непрерывными по всей длине фасонки. При значительной длине фасонки несущая способность швов превышает силовые воздействия, и в этих случаях разрешается напряжения в швах определять только от разности усилий в поясах. В тех случаях, когда разность усилий в поясах равна нулю, швы рассчитывают на вертикальную узловую нагрузку (от веса конструкций и снега).

В нашем случае $N = B_2 - B_1 = 30,5 - (-92,9) = 123,4$ т.

$$\text{При } h_{\text{ш}}^{\text{об}} = 8 \text{ мм} \quad l_{\text{ш}}^{\text{об}} = \frac{0,75 \cdot 123\,400}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 1500} + 1 = 56 \text{ см и}$$

$$\text{при } h_{\text{ш}}^{\text{пера}} = 6 \text{ мм} \quad l_{\text{ш}}^{\text{пера}} = \frac{0,25 \cdot 123\,400}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,6 \cdot 1500} + 1 = 25 \text{ см.}$$

2) Рассчитать швы и произвести проверку сечения фасонки конькового узла 2 (см. рис. 39 и 41).

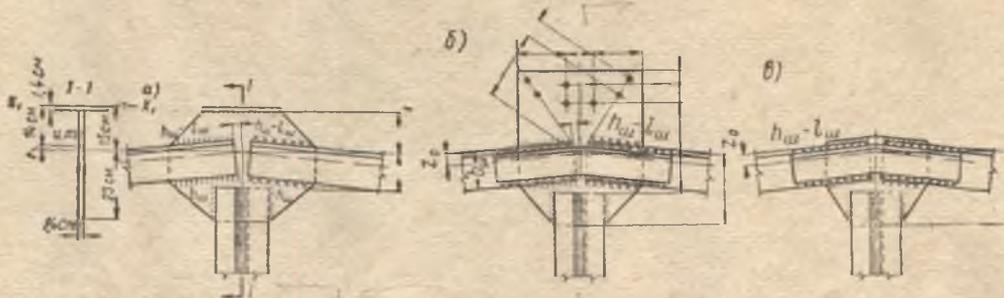


Рис. 41. Узел 2

Конструкция конькового узла может быть решена различно. При наличии фонаря фасонка выпускается и либо устраивается столик (при конструкции фонаря, решенной в виде фермы, см. рис. XIII-21 [1] и рис. 41, а настоящего учебного пособия), либо (при стоечной конструкции фонаря — см. рис. 2 и 41, б) коньковый узел решается без столика. Если фонаря нет, рекомендуется принимать конструкцию конькового узла, показанную на рис. 41, в.

Крепление стойки C_3 . Сечение $2L\ 63 \times 5$, усилие 13,1 т.

$$\text{При } h_{\text{ш}}^{\text{об}} = 4 \text{ мм} \quad l_{\text{ш}}^{\text{об}} = \frac{0,7 \cdot 13\,100}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 1500} + 1 = 12 \text{ см и}$$

$$\text{при } h_{\text{ш}}^{\text{пера}} = 4 \text{ мм} \quad l_{\text{ш}}^{\text{пера}} = \frac{0,3 \cdot 13\,100}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,4 \cdot 1500} + 1 = 6 \text{ см.}$$

Крепление поясов к фасонке. Сечение $2L\ 250 \times 160 \times 12$, усилие 124,4 т.

$$\text{при } h_{\text{ш}}^{\text{об}} = 12 \text{ мм} \quad l_{\text{ш}}^{\text{об}} = \frac{0,75 \cdot 124\,400}{2 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot 1500} + 1 = 38 \text{ см и}$$

$$\text{при } h_{\text{ш}}^{\text{пера}} = 8 \text{ мм} \quad l_{\text{ш}}^{\text{пера}} = \frac{0,25 \cdot 124\,400}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 1500} + 1 = 20 \text{ см.}$$

В узле 2 устраивают стык уголков верхнего пояса. Стык перекрывается либо фасонкой, усиленной полкой (см. рис. 41, а), либо уголковыми накладками (см. рис. 41, б и в).

Рассчитаем стык, изображенный на рис. 41, а. Найдем центр тяжести фасонки, усиленной полкой (сварного тавра).

Статический момент относительно оси x_1 равен $S_{x_1} = 25,2 \cdot 0,7 + 53,2 \times \times 20,4 = 1100 \text{ см}^3$, ордината центра тяжести $y = \frac{S_{x_1}}{F} = \frac{1100}{78,4} = 14 \text{ см}$, эксцентриситет по отношению к центру узла $e = 15 - 14 = 1 \text{ см}$.

Изгибающий момент равен $M = B_6 e = 124\,400 \cdot 1 = 124\,400 \text{ кгсм}$, где B_6 — усилие в верхнем поясе.

Необходимо стремиться к уменьшению величины эксцентриситета, что позволяет обеспечить более равномерное распределение напряжений по сечению фасонки.

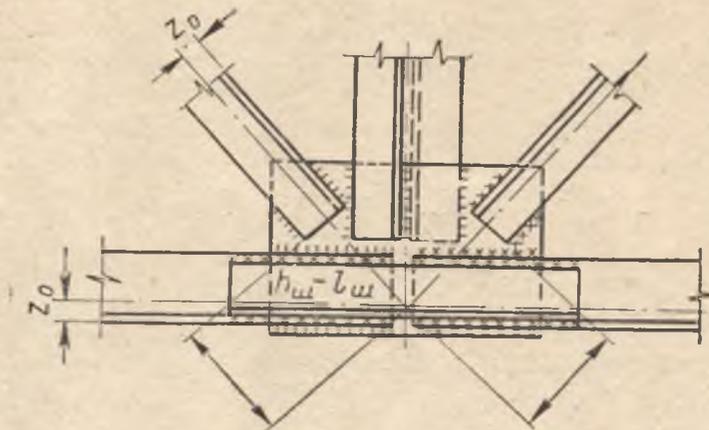


Рис. 42. Узел 3

Для определения напряжений находим момент инерции и момент сопротивления тавра для наиболее сжатого волокна:

$$J_x = 25,2 \cdot 13,3^2 + \frac{14 \cdot 38^3}{12} + 53,2 \cdot 6,4^2 = 13\,040 \text{ см}^4,$$

$$W_x = \frac{13\,040}{24} = 543 \text{ см}^3.$$

Напряжение получим

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} = \frac{124\,400}{78,4} + \frac{124\,400}{543} = 1\,820 < 2\,100 \text{ кг/см}^2.$$

При перекрытии стыка уголков верхнего пояса уголковыми накладками (см. рис. 41, б и в) длина швов при $h_{ш} = 8 \text{ мм}$ будет

$$l_{ш} \cong \frac{124\,400}{4 \cdot 0,7 \cdot 0,8 \cdot 1500} + 1 = 38 \text{ см}.$$

3) Рассчитать стык уголков нижнего пояса в узле 3 (рис. 42). Стык перекрыт уголковыми накладками; длины швов определяют аналогично стыку уголков верхнего пояса в узле 2. Длины швов, прикрепляющих раскосы к фасонке, определяют по усилиям в раскосах. Размеры швов, прикрепляющих фасонку к уголкам пояса, определяют по условному усилию, равному $0,15N_3$ (усилия в поясе).

Наряду с приведенной конструкцией узлов 2 и 3, рекомендуется применять решения этих узлов, предложенные Гипромезом [2] и Проект-стальконструкцией [3]. Эти решения позволяют получить левую и правую половины фермы одинаковыми.

Решение узлов 2 и 3, предложенное Гипромезом, приведено на рис. 43.

4) Произвести проверку напряжений в швах, прикрепляющих фланец к фасонке, узел 4 (рис. 39 и 44). В этих швах возникают напряжения от действия вертикальной силы A — опорной реакции фермы, горизонтальной силы $H = \frac{M_{оп}}{h_0}$ и момента $M = He$, который возникает от внецентренного приложения силы H относительно центра тяжести швов.

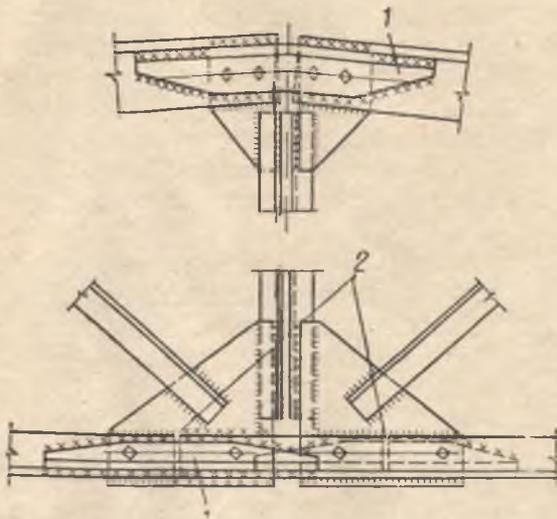


Рис. 43. Узлы 2 и 3 (решение Гипромеза)
1 — уголок-накладка; 2 — уголки нижнего пояса стыкуются вразбежку

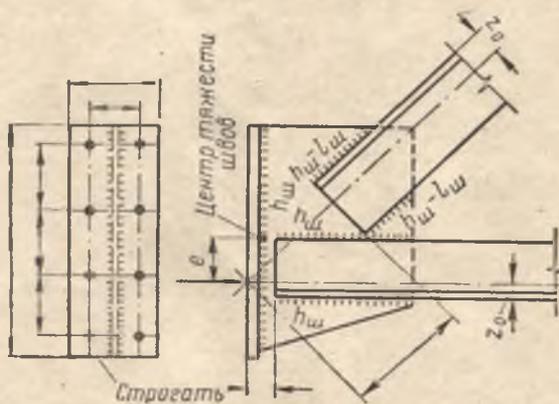


Рис. 44. Узел 4

где b — расстояние между вертикальными рядами болтов.

Выражая момент сопротивления фланца через $W = \frac{l\delta^2}{6}$, где l и δ — длина и толщина фланца, найдем из уравнения $\frac{Hb}{8} = \frac{l\delta^2}{6} R$ необходимую толщину фланца:

$$\delta = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3bH}{lR}}$$

где R — расчетное сопротивление стали изгибу.

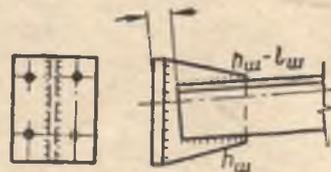


Рис. 45. Узел 5

Максимальное напряжение получим как геометрическую сумму

$$\sqrt{\tau_A^2 + \tau_H^2} \leq R_{cy}$$

$$\text{где } \tau_A = \frac{A}{2 \cdot 0,7 h_{ш} l_{ш}};$$

$$\tau_H = \frac{H}{2 \cdot 0,7 h_{ш} l_{ш}} + \frac{He}{W_{ш}}$$

$$W_{ш} = \frac{2 \cdot 0,7 h_{ш} l_{ш}^2}{6}$$

5) Произвести расчет швов, проверку работы фланца на изгиб и определение напряжений в фасонке узла 5 (рис. 45). Размеры швов определяют по усилию в первой панели верхнего пояса, равному $B_1 = H = \frac{M_{оп}}{h_0}$.

Торцовый лист, приваренный в тавр к фасонке (фланец), работает на изгиб. Изгибающий момент

$$M = \frac{Hb}{8},$$

Фланец должен быть достаточно жестким, поэтому толщину его следует назначать не менее 20 мм.

Напряжение в фасонке определяют по формуле $\sigma = \frac{H}{F} \leq R$. При несимметричном расположении фасонки по отношению к оси верхнего пояса следует учитывать еще и изгибающий момент.

После определения размеров швов во всех узлах отправочного элемента необходимо рассчитать сопряжение фермы (ригеля) с колонной. Расчетом следует определить число болтов в узле 5 и размеры швов, прикрепляющих столик к колонне. Прикрепление столика рассчитывают на опорное давление ригеля (фермы), увеличенное на 20%. Диаметр болтов и их число в узле 4 обычно назначают конструктивно (не менее 6 шт.). Необходимость расчета их может возникнуть лишь при положительном опорном моменте в верхних узлах рамы, что бывает редко.

Болты для крепления фланца к колонне в узле 5 необходимо стремиться размещать симметрично относительно центра тяжести уголков пояса. В этом случае болты будут напряжены одинаково, и их число будет равно

$$n = \frac{H}{S_6},$$

где $S_6 = F_{нт} R_p^6$;

$F_{нт}$ — площадь сечения болта по резьбе (см. табл. 18 приложения VII);

R_p^6 — расчетное сопротивление болта растяжению (см. табл. 4 приложения II).

При больших значениях опорных моментов (например, 100 тм и более), особенно в сопряжениях ригеля с колоннами средних рядов, возникают значительные трудности в конструктивном оформлении узла. В этих случаях допускается применение податливых сопряжений. Податливость сопряжения достигается образованием во фланце шарнира пластичности.

Предельная величина изгибающего момента фланца будет

$$M_{фл} = mRW_{пл},$$

из которой можно определить предельное значение горизонтальной силы H (см. [1]).

На этом заканчивается расчетная часть курсового проекта.

Глава третья

КОНСТРУКТИВНОЕ И ГРАФИЧЕСКОЕ ОФОРМЛЕНИЕ ПРОЕКТА

§ 12. РАСЧЕТНО-ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

В результате работы студента над проектом должна быть составлена расчетно-пояснительная записка, разработана и графически оформлена конструктивная часть проекта.

В расчетно-пояснительной записке должен содержаться весь текстовый материал проекта: компоновочная часть, в которой приводятся соображения, обоснования и в необходимых случаях расчеты по выбору конструктивной схемы и размеров основных элементов каркаса; расчетно-конструктивная часть, содержащая расчеты подкрановых балок, поперечных рам и всех остальных элементов каркаса, узлов и сопряжений. В тексте пояснительной записки должны быть описаны схемы связей, материалы несущих и ограждающих конструкций, а также дано необходимое число эскизов, чертежей, эпюр, таблиц и т. д.

Эскизы и чертежи рекомендуется выполнять карандашом, текстовую часть — в виде рукописи (чернилами).

Расчетно-пояснительная записка должна быть составлена подробно, четко и последовательно со ссылками на нормативные и литературные источники, а также другие материалы, использованные при составлении проекта.

К записке должно быть приложено задание, выданное руководителем проекта, по данным которого разрабатывался курсовой проект.

§ 13. КОНСТРУКТИВНОЕ И ГРАФИЧЕСКОЕ ОФОРМЛЕНИЕ ПРОЕКТА

Разработка проекта в конструктивной части должна начинаться при расчете конструкций и завершаться составлением чертежей. Например, одновременно с подбором сечений верхней и нижней частей колонны нужно решить конструкцию их сопряжения или при расчете базы колонны следует полностью представить ее конструкцию, включая и такие детали, как диафрагмы и ребра.

Графическое оформление проекта выполняется на двух листах стандартных размеров (листы 1 и 2).

На левой половине первого листа рекомендуется вычерчивать поперечный разрез цеха, планы связей по верхним и нижним поясам ферм и по фонарю, а также вертикальные связи по фермам и по колон-

нам. При вычерчивании схематических планов и разрезов, на которых конструктивный элемент изображается одной линией, нужно следить за тем, чтобы эти линии были достаточно толстыми.

В случае возникновения трудностей при размещении схем на листах, например при больших размерах цеха, лучше применять меньшие масштабы, чем допускать разрывы в изображениях или искажение масштабов.

Основные элементы конструкций шатра на схемах следует замаркировать буквами русского алфавита (фермы — Ф, распорки — Р и т. д.) и порядковым номером.

При разработке конструкций и их схем необходимо всемерно стремиться к уменьшению числа марок.

Схемы планов и разрезов рекомендуется вычерчивать в следующих масштабах: поперечный разрез 1/200 и схемы горизонтальных и вертикальных связей 1/200—1/500.

На правой половине листа можно разместить поперечную раму в масштабе 1/50—1/75. При симметричной раме вполне достаточно вычертить только одну ее часть до оси симметрии.

Пояса ригеля рамы и ветви сквозной колонны следует вычерчивать, как говорят, «в теле», решетку — осевыми линиями.

На чертеже поперечной рамы (стадия КМ) должны быть нанесены усилия и сечения всех элементов, привязка к разбивочной оси и другие размеры и отметки, необходимые для разработки по нему рабочего детализированного чертежа (стадии КМД).

На чертеже поперечной рамы фонарь можно не вычерчивать, однако необходимо осевыми линиями показать узлы фермы, на которые опираются стойки фонаря.

На первом листе должны быть помещены важнейшие узлы и детали с необходимым числом проекций: сопряжение верхней части колонны с нижней (с нанесением подкрановой балки и тормозной конструкции), сопряжение ригеля с колонной, база и др. На вычерчиваемых узлах и сопряжениях элементов должны быть даны необходимые размеры, привязки, отметки, диаметры и число болтов, размеры сварных швов и др.

Узлы и детали следует вычерчивать в масштабах 1/20—1/25.

Поперечные сечения верхней и нижней частей колонны с указанием размеров листов и профилей располагаются на чертеже рядом с колонной.

Для двухпролетной рамы достаточно разработать и вычертить основные узлы только колонны одного ряда.

Наконец, на первом листе в правом нижнем углу должны быть помещены примечания, условные обозначения и штамп факультета института. В примечаниях указываются место строительства здания, материалы конструкций, типы электродов, применяемых для сварки, вид заводских, укрупнительных и монтажных соединений элементов, диаметры монтажных болтов и др.

Все размеры, кроме отметок, должны проставляться в миллиметрах. Отметки — в метрах.

Примерное размещение графического материала на первом листе см. между стр. 88—89.

Второй лист отводится для рабочего чертежа отправочного элемента. В качестве отправочного элемента чаще всего принимается часть стропильной фермы (обычно половина фермы).

В верхнем левом углу второго листа принято вычерчивать геометрическую схему фермы в масштабе 1/100—1/200, на которой должны

быть проставлены расстояния между центрами узлов и уклон верхнего пояса. Размеры нужно вычислять с точностью до одного миллиметра. Для облегчения вычислений можно воспользоваться таблицами квадратов чисел (приложение XI).

При вычислении геометрических размеров фермы исходными являются высота фермы на опоре h_0 и уклон верхнего пояса. Высоту фермы на опоре, как уже отмечалось, следует принимать 2200 мм между обушками по оси ряда. Следовательно, размер между осями поясов (по оси ряда) будет равен $h_0 - (z_0'' + z_0'')$, где z_0'' и z_0'' — расстояния от обушка до центра тяжести уголков верхнего и нижнего поясов, округленные до 5 мм. При жестком сопряжении фермы с колонной обычно ферма не доходит до оси ряда на величину, равную расстоянию от оси ряда до внутренней грани колонны, что должно приниматься в расчет при вычислении геометрических размеров фермы.

Центральную часть второго листа отводят для размещения рабочего чертежа отправочной марки стропильной фермы.

Кроме фасада фермы надо дать проекции верхнего и нижнего поясов, опорных фланцев и стоек, к которым примыкают вертикальные связи. В соответствии с принятым правилом проекции того или иного элемента вычерчивают со стороны этого элемента. Так, проекция верхнего пояса вычерчивается сверху, нижнего пояса — снизу и т. д.

В проектной практике для повышения четкости и ясности изображения отправочного элемента применяют различные масштабы: для сетки (геометрических размеров) 1/20—1/30 и для сечений 1/10—1/20.

Вычерчивание рабочего чертежа фермы начинается с нанесения осей; затем, совмещая центры тяжести уголков с осями, вычерчивают тонкой линией контуры уголков поясов и стержней решетки. Последние не должны доходить до перьев уголков поясов на 40—50 мм. Обрезы, как правило, следует делать под прямым углом к оси стержня.

Расстояния от концов стержня до центров узлов (вычеты) устанавливаются по масштабу, поэтому при нанесении контуров уголков, особенно поясов, необходимо тщательно следить за соблюдением масштаба. Длину стержня следует округлять до размера, кратного 10 мм, но сумма длины стержня и вычетов должна быть точно равна расстоянию между центрами узлов по геометрической схеме. Величины вычетов не округляют, их проставляют на чертеже с точностью до 1 мм.

Соединения стержней в узлах производят обычно на фасонках, размеры которых определяются размерами швов. Для прикрепления фасонки к поясам следует выпускать их за обушки уголков на 10—15 мм и приваривать сплошными швами. В тех случаях, когда выступающие фасонки мешают примыканию других элементов конструкции (например, при наличии прогонов), фасонки не доводят до обушков на 5—10 мм и расстояние между обушками заваривают. Прикреплять фасонки к поясам только швами по перьям уголков не допускается. Для уменьшения размеров фасонки разрешается применять по обушкам швы большей толщины, чем по перьям. Общее число толщин швов на всю ферму не должно превышать трех-четырех.

Очертания фасонки должны быть по возможности наиболее простыми — прямоугольными или трапециевидными. Это упрощает их изготовление.

Все стержни и фасонки следует привязать к центрам узлов и каждому из них присвоить порядковый номер (номер детали), под которым они вносятся в спецификацию.

Разрабатывая рабочий чертеж отправочного элемента, необходимо стремиться к уменьшению числа номеров деталей. Это в первую

очередь относится к фасонкам и прокладкам; назначая размеры фасонки и прокладок, нужно стремиться объединять их (унифицировать). Возможна также унификация и некоторых стержней решетки, если они одинакового сечения и близки по размерам в длину.

Уголки каждого стержня фермы нужно соединить прокладками с предельными расстояниями между ними в свету $40r$ для сжатых и $80r$ для растянутых стержней, где r — радиус инерции одного уголка относительно собственной оси, параллельной прокладке. В каждом стержне должно быть не менее двух прокладок. Ширина всех прокладок принимается 60 мм, а длина — в зависимости от ширины полок уголков в плоскости фермы. Обычно длина прокладки принимается равной ширине полки уголка плюс 15 — 20 мм. Толщина всех прокладок равна толщине фасонки (о толщине фасонки см. § 10).

Расстояния между прокладками на чертеже обычно не проставляются; прокладки ставят на равных расстояниях между внутренними гранями фасонки.

На проекциях поясов показывают размещение отверстий в горизонтальных полках уголков для крепления связей шатра. Эти отверстия должны быть размещены возможно ближе к перьям, что особенно важно для верхних поясов ферм. Если не будет соблюдено это указание, может получиться так, что поставленные болты будут мешать укладке плит кровли.

На проекции опорных узлов фермы в фланцах должна быть показана разбивка отверстий. Обязательным является нанесение контрольного размера между крайними внутренними отверстиями в фланцах нижнего и верхнего опорных узлов.

На проекции средней стойки показывают риски и отверстия для крепления вертикальных связей.

В нижней части листа или, если останется свободное место, справа помещают спецификацию (форма спецификации — табл. 25).

Таблица 25

Спецификация

Марка элемента	№ детали	Сечение в мм	Длина в мм	Число деталей		Вес в кг			Примечания (марка стали)
				т	н	детали	всех деталей	элемента	
Ф-1	1	L 125×10	4260	1	1	81,3	163	—	—
	12	—320×10	560	1	—	14,1	14	—	—

В спецификацию вносятся по порядку, начиная с первой, детали фермы. Первыми обычно ставят уголки поясов и решетки, затем фасонки, прокладки и т. д.

В графе «Число деталей» даны две вертикальные колонки «т» (так) и «н» (наоборот). В колонке «н» проставляется число деталей, которые должны быть изготовлены обратными, т. е. как бы отраженными в зеркале. Так, например, один уголок поясов, в горизонтальной полке которого должны быть просверлены отверстия для крепления связей, не симметричный относительно середины стержня, заказывается в колонке «так», а другой — в колонке «наоборот».

В колонке «Вес детали» проставляют вес одной детали в килограммах, округляя его до десятых долей килограмма; в колонках «Вес

всех деталей» и «Вес элемента» следует округлять вес до целых чисел (до одного килограмма).

После определения веса всех деталей отправочного элемента определяют вес наплавленного металла, принимая его равным 1,5% от общего веса.

Рекомендуется в конце спецификации оставлять две-три резервные (незаполненные) строки.

В колонке «Примечания» отмечают особенности обработки деталей или другие указания. Например, даются указания о необходимости обработки (фрезерования или строгания) торцов или, например, для стыковых угольковых накладок, одну из полок которых срезают, отмечается из металла какого профиля ее надо изготовить и др.

Ниже спецификации помещают ведомость отправочных элементов. Эта таблица, в которой указываются, какое число тех или иных элементов нужно изготовить, а также вес одного элемента и всех элементов данной марки, изготавливаемых по данному чертежу.

Форму ведомости отправочных элементов см. в табл. 26.

Таблица 26

Форма ведомости отправочных элементов

Марка элемента	Число элементов	Вес в кг	
		элемента	всех элементов
Вес конструкций на листе			

На втором листе кроме рабочего чертежа отправочного элемента следует на свободном месте вычертить монтажные узлы с нанесением стыковых накладок, заводских и монтажных швов.

Под таблицей отправочных элементов помещают примечания, условные обозначения и штамп, в котором указывают наименование института и кафедры, факультет, курс, группу, наименование чертежа, фамилию студента, фамилию руководителя проекта, № листа и дату разработки проекта. В примечаниях указывают материалы конструкции, типы электродов, размеры неоговоренных сварных швов, диаметры неоговоренных отверстий и др.

УКАЗАНИЯ

ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ СНЕГОВЫХ НАГРУЗОК НА ПОКРЫТИЯ ЗДАНИЙ
(по СНиП II-A.11-62)

1. Нормативную снеговую нагрузку на 1 м^2 площади горизонтальной проекции покрытия p^n следует определять по формуле

$$p^n = p_0 c,$$

где p_0 — вес снегового покрова на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли, принимаемый в зависимости от района СССР;

c — коэффициент перехода от веса снегового покрова на горизонтальной поверхности земли к нормативной нагрузке на покрытие, принимаемый в зависимости от профиля кровли.

Для однопролетных зданий с простой кровлей при угле $\alpha < 25^\circ$ коэффициент $c = 1$. Для более сложных случаев коэффициент c определяется по СНиП II-A.11-62 [6].

Вес снегового покрова p_0 на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли принимается:

Районы СССР (см. карту 1 на стр. 96)	Вес снегового покрова p_0 на 1 м^2 горизонтальной поверхности земли в $\text{кг}/\text{м}^2$
I	50
II	70
III	100
IV	150
V	200
VI	250

УКАЗАНИЯ

ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ВЕТРОВЫХ НАГРУЗОК

Нормативная ветровая нагрузка g^n на 1 м^2 поверхности сооружения определяется по формуле

$$g^n = g_0 c,$$

где g_0 — нормативный скоростной напор ветра в $\text{кг}/\text{м}^2$;

c — аэродинамический коэффициент.

Величины скоростного напора ветра g_0 для точки, расположенной на высоте над поверхностью земли до 10 м , принимают:

Районы СССР (см. карту 2, стр. 97)	Нормативный скоростной напор ветра в $\text{кг}/\text{м}^2$
I	27
II	35
III	45
IV	55
V	70
VI	85
VII	100

Для сооружений высотой более 10 м скоростной напор ветра определяется введением поправочного коэффициента.

Величины поправочных коэффициентов на возрастание скоростных напоров ветра в зависимости от высоты сооружения следует принимать:

на высоте до 10 м	1
" " " 20	1,35
" " " 40	1,8
" " " 100	2,2
" " " 350 м и более	3

Для точек, расположенных на промежуточной высоте, величина поправочного коэффициента определяется линейной интерполяцией. В пределах отдельных зон зданий при высоте каждой зоны не более 10 м величину поправочного коэффициента допускается принимать постоянной и определять ее для средней точки зоны.

Значения аэродинамических коэффициентов c для поверхностей сооружений:

Вертикальные поверхности:	
а) с наветренной стороны	+0,8
б) с заветренной стороны	-0,6
Вертикальные и отклоняющиеся от вертикали не более чем на 30° поверхности в зданиях с многорядным расположением фонарей и тому подобными сложными профилями:	
а) крайние поверхности и возвышающиеся промежуточные поверхности с наветренной стороны	+0,8
б) то же, с заветренной стороны	-0,6
в) промежуточные поверхности с наветренной стороны	+0,4
г) то же, с заветренной стороны	-0,4

Для сооружений с более сложным очертанием значения аэродинамических коэффициентов см. [6], табл. 11.

Приложение II

Таблица 1

Расчетные сопротивления R в $кг/см^2$ для прокатной стали

Вид напряженного состояния	Условное обозначение	Расчетные сопротивления прокатной стали					
		углеродистой, марок		низколегированной, марок			
		Сталь 3 Сталь 4	Сталь 5	14Г2 и 15ГС при толщине проката в мм		10Г2С, 10Г2СД, 15ХСНД	10ХСНД
				20 и менее	21—32		
Растяжение, сжатие и изгиб	R	2100	2300	2900	2800	2900	3400
Срез	$R_{ср}$	1300	1400	1700	1700	1700	2000
Смятие торцовой поверхности (при наличии пригонки)	$R_{см-т}$	3200	3400	4300	4200	4300	5100
Смятие местное при плотном касании	$R_{см-м}$	1600	1700	2200	2100	2200	2500
Диаметральное сжатие катков при свободном касании (в конструкциях с ограниченной подвижностью)	$R_{с-к}$	80	90	110	110	110	130

Примечания: 1. Указанные в табл. 1 значения расчетных сопротивлений установлены:

а) для прокатной стали обыкновенного качества:

сортовой стали толщиной до 100 мм включительно;

фасонной стали толщиной до 20 мм включительно;

листовой и широкополосной стали толщиной до 40 мм включительно;

б) для прокатной низколегированной стали (сортовой, фасонной, листовой и широкополосной) толщиной от 4 до 32 мм включительно.

2. При толщине прокатной стали, превышающей величины, указанные в примечании 1, расчетные сопротивления определяются в соответствии с указаниями СНиП II-V.3-62.

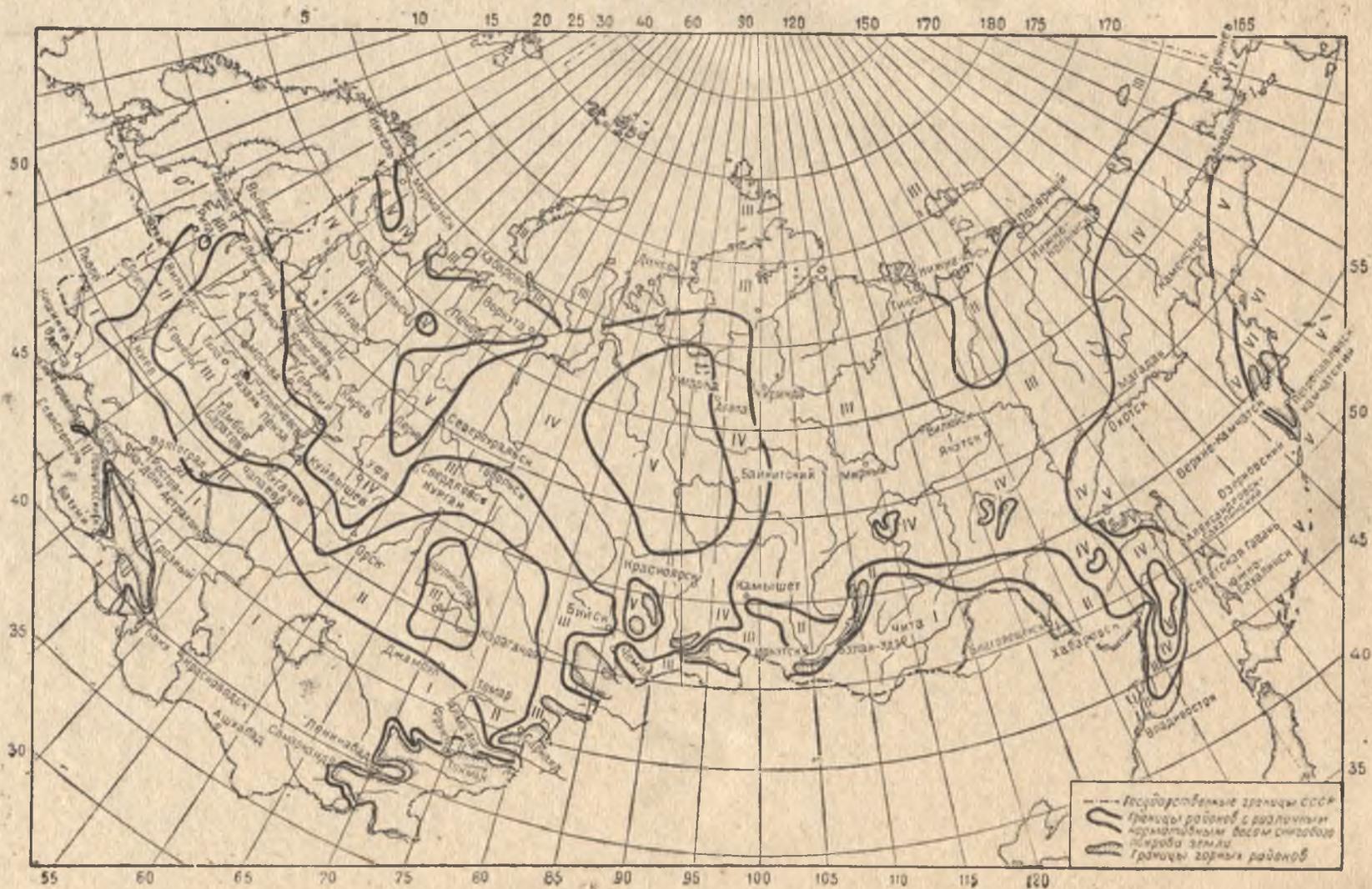


Таблица 2

Расчетные сопротивления $R^{св}$ в кг/см² для сварных швов

Вид сварных швов	Вид напряженного состояния	Условное обозначение	Расчетные сопротивления $R^{св}$ сварных швов в конструкциях из стали марок				
			Сталь 3 и Сталь 4	14Г2 и 15ГС при толщине проката в мм		10Г2С, 10Г2СД, 15ХСНД	10ХСНД
				20 и менее	21—32		
			при сварке автоматической и полуавтоматической, а также ручной электродами типов				
Э42 и Э42А	Э50А		Э55				
Швы в стык	Сжатие	$R_c^{св}$	2100	2900	2800	2900	3400
	То же						
Угловые швы	Сжатие, растяжение и срез	$R_p^{св}$	2100	2900	2800	2900	3400
		$R_p^{св}$	2100	2900	2800	2900	3400
		$R_p^{св}$	1800	2500	2400	2500	2900
То же	Срез	$R_{ср}^{св}$	1300	1700	1700	1700	2000
Угловые швы	Сжатие, растяжение и срез	$R_y^{св}$	1500	2000	2000	2000	2400

Примечание. К повышенным способам контроля качества швов относятся: рентгено- или гаммаграфирование, ультразвуковая дефектоскопия, магнитографические способы и др.

Таблица 3

Расчетные сопротивления $R^{закл}$ в кг/см² заклепочных соединений

Вид напряженного состояния и группа соединения	Условное обозначение	Расчетные сопротивления $R^{закл}$							
		срез и растяжению заклепок из стали марок		смятию соединяемых элементов конструкций из стали марок					
		Ст. 2 закл. Ст. 3 закл.	09Г2	Сталь 3 Сталь 4	Сталь 5	14Г2 и 15ГС при толщине проката в мм		10Г2С, 10Г2СД, 15ХСНД	10ХСНД
					20 и менее	21—32			
Срез В С	} $R_{ср}^{закл}$	1800	2200	—	—	—	—	—	—
		1600	—	—	—	—	—	—	—
Смятие В Смятие С	} $R_{см}^{закл}$	—	—	4200	4600	5800	5600	5800	6800
		—	—	3800	—	—	—	—	—
Растяжение (отрыв головок) .	$R_p^{закл}$	1200	1500	—	—	—	—	—	—

Примечание. К группе В относятся соединения, в которых заклепки поставлены в отверстия:
а) высверленные на проектный диаметр в собранных элементах; б) высверленные на проектный диаметр в отдельных элементах и деталях по кондукторам; в) высверленные или продавленные на меньший диаметр в отдельных деталях с последующим рассверлением до проектного диаметра в собранных элементах.

К группе С относятся соединения, в которых заклепки поставлены в продавленные отверстия или в отверстия, сверленные без кондукторов в отдельных деталях (без последующего рассверливания).

Расчетные сопротивления R^6 в $кг/см^2$ болтовых соединений

Вид болтового соединения	Вид напряженного состояния и группа соединения	Условное обозначение	Расчетные сопротивления R^6									
			растяжению и срезу болтов из стали марок				смятию соединяемых элементов конструкций из стали марок					
			ВСт. 3 ВСт. 3кп	ВСт. 5	09Г2	14Г2, 15ГС, 15ХСНД	Сталь 3 Сталь 4	Сталь 5	14Г2 и 15ГС при толщине проката в мм		10Г2С, 10Г2СД, 15ХСНД	10ХСНД
20 и менее	21—32											
Болты чистые и полустые (повышенной точности)	Растяжение	R_p^6	1700	1900	2000	2300	—	—	—	—	—	—
	Срез В	R_{cp}^6	1700	1800	2000	2200	—	—	—	—	—	—
	Смятие В	R_{cm}^6	—	—	—	—	3800	4100	5200	5000	5200	6100
Болты черные (нормальной точности): а) в одноболтовых соединениях	Растяжение	R_p^6	1700	1900	2000	2300	—	—	—	—	—	—
	Срез	R_{cp}^6	1500	1600	—	—	—	—	—	—	—	—
	Смятие	R_{cm}^6	—	—	—	—	3800	—	—	—	—	—
б) в многоболтовых соединениях	Растяжение	R_p^6	1700	1900	2000	2300	—	—	—	—	—	—
	Срез	R_{cp}^6	1300	1400	—	—	—	—	—	—	—	—
	Смятие	R_{cm}^6	—	—	—	—	3400	—	—	—	—	—
Анкерные болты	Растяжение	R_p^a	1400	1500	1700	1900	—	—	—	—	—	—

Коэффициенты φ продольного изгиба центрально сжатых элементов

Гибкость элементов λ	Сталь марок										Сталь 5
	Сталь 3 и Сталь 4										
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
0	1,000	0,999	0,998	0,997	0,996	0,995	0,994	0,993	0,992	0,991	1,000
10	0,990	0,988	0,986	0,984	0,982	0,980	0,978	0,976	0,974	0,972	0,980
20	0,970	0,968	0,966	0,964	0,962	0,960	0,958	0,956	0,954	0,952	0,960
30	0,950	0,947	0,944	0,941	0,938	0,935	0,932	0,929	0,926	0,923	0,930
40	0,920	0,917	0,914	0,911	0,908	0,905	0,902	0,899	0,896	0,893	0,890
50	0,890	0,887	0,884	0,881	0,878	0,875	0,872	0,869	0,866	0,863	0,850
60	0,860	0,855	0,850	0,845	0,840	0,835	0,830	0,825	0,820	0,815	0,800
70	0,810	0,804	0,798	0,792	0,786	0,780	0,774	0,768	0,762	0,756	0,740
80	0,750	0,744	0,738	0,732	0,726	0,720	0,714	0,708	0,702	0,696	0,670
90	0,690	0,681	0,672	0,663	0,654	0,645	0,636	0,627	0,618	0,609	0,590
100	0,600	0,592	0,584	0,576	0,568	0,560	0,552	0,544	0,536	0,528	0,500
110	0,520	0,513	0,506	0,499	0,492	0,485	0,478	0,471	0,464	0,457	0,430
120	0,450	0,445	0,440	0,435	0,430	0,425	0,420	0,415	0,410	0,405	0,370
130	0,400	0,396	0,392	0,388	0,384	0,380	0,376	0,372	0,368	0,364	0,320
140	0,360	0,356	0,352	0,348	0,344	0,340	0,336	0,332	0,328	0,324	0,280
150	0,320	0,317	0,314	0,311	0,308	0,305	0,302	0,299	0,296	0,293	0,250
160	0,290	0,287	0,284	0,281	0,278	0,275	0,272	0,269	0,266	0,263	0,230
170	0,260	0,257	0,254	0,251	0,248	0,245	0,242	0,239	0,236	0,233	0,210
180	0,230	0,228	0,226	0,224	0,222	0,220	0,218	0,216	0,214	0,212	0,190
190	0,210	0,208	0,206	0,204	0,202	0,200	0,198	0,196	0,194	0,192	0,170
200	0,190										0,150

Таблица 6

Коэффициенты φ продольного изгиба центрально сжатых элементов

Глубина элементов λ	Сталь марок										
	14Г2, 15ХСНД и 10Г2С										10ХСНД
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
0	1,000	0,998	0,996	0,994	0,992	0,990	0,988	0,986	0,984	0,982	1,00
10	0,980	0,977	0,974	0,971	0,968	0,965	0,962	0,959	0,956	0,953	0,98
20	0,950	0,947	0,944	0,941	0,938	0,935	0,932	0,929	0,926	0,923	0,95
30	0,920	0,917	0,914	0,911	0,908	0,905	0,902	0,899	0,896	0,893	0,92
40	0,890	0,885	0,880	0,875	0,870	0,865	0,860	0,855	0,850	0,845	0,88
50	0,840	0,834	0,828	0,822	0,816	0,810	0,804	0,798	0,792	0,786	0,82
60	0,780	0,773	0,766	0,759	0,752	0,745	0,738	0,731	0,724	0,717	0,77
70	0,710	0,702	0,694	0,686	0,678	0,670	0,662	0,654	0,646	0,638	0,68
80	0,630	0,621	0,612	0,603	0,594	0,585	0,576	0,567	0,558	0,549	0,59
90	0,540	0,532	0,524	0,516	0,508	0,500	0,492	0,484	0,476	0,468	0,50
100	0,460	0,453	0,446	0,439	0,432	0,425	0,418	0,411	0,404	0,397	0,43
110	0,390	0,384	0,378	0,372	0,366	0,360	0,354	0,348	0,342	0,336	0,36
120	0,330	0,326	0,322	0,318	0,314	0,310	0,306	0,302	0,298	0,294	0,31
130	0,290	0,286	0,282	0,278	0,274	0,270	0,266	0,262	0,258	0,254	0,27
140	0,250	0,248	0,246	0,244	0,242	0,240	0,238	0,236	0,234	0,232	0,23
150	0,230	0,228	0,226	0,224	0,222	0,220	0,218	0,216	0,214	0,212	0,20
160	0,210	0,208	0,206	0,204	0,202	0,200	0,198	0,196	0,194	0,192	0,18
170	0,190	0,188	0,186	0,184	0,182	0,180	0,178	0,176	0,174	0,172	0,16
180	0,170	0,168	0,165	0,164	0,162	0,160	0,158	0,156	0,154	0,152	0,14
190	0,150	0,148	0,146	0,144	0,142	0,140	0,138	0,136	0,134	0,132	0,12
200	0,130										0,11

Коэффициенты $\varphi_{вн}$ сжато-изогнутых

λ	Сталь марок Сталь 3 и												
	0,1	0,25	0,50	0,75	1,0	1,25	1,50	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
10	0,967	0,920	0,847	0,781	0,721	0,667	0,618	0,574	0,535	0,468	0,414	0,370	0,333
20	0,959	0,887	0,800	0,729	0,673	0,623	0,577	0,536	0,501	0,439	0,390	0,349	0,315
30	0,942	0,868	0,773	0,699	0,641	0,592	0,550	0,511	0,478	0,420	0,373	0,335	0,303
40	0,920	0,846	0,743	0,668	0,608	0,560	0,520	0,484	0,453	0,399	0,355	0,320	0,290
50	0,890	0,820	0,711	0,634	0,574	0,528	0,490	0,456	0,427	0,377	0,338	0,304	0,277
60	0,860	0,788	0,674	0,598	0,540	0,495	0,459	0,428	0,402	0,355	0,319	0,289	0,263
70	0,810	0,749	0,634	0,560	0,505	0,463	0,429	0,401	0,377	0,334	0,301	0,273	0,249
80	0,750	0,701	0,591	0,521	0,471	0,432	0,400	0,374	0,353	0,314	0,283	0,258	0,236
90	0,690	0,648	0,546	0,483	0,436	0,401	0,372	0,348	0,329	0,294	0,266	0,243	0,224
100	0,600	0,590	0,500	0,444	0,403	0,371	0,345	0,324	0,305	0,275	0,250	0,229	0,211
110	0,520	0,520	0,456	0,407	0,371	0,342	0,320	0,301	0,284	0,257	0,234	0,216	0,200
120	0,450	0,450	0,413	0,372	0,341	0,316	0,296	0,279	0,264	0,239	0,221	0,203	0,189
130	0,400	0,400	0,374	0,339	0,312	0,291	0,273	0,258	0,245	0,224	0,206	0,191	0,178
140	0,360	0,360	0,338	0,309	0,287	0,268	0,253	0,240	0,228	0,209	0,193	0,180	0,168
150	0,320	0,320	0,306	0,282	0,263	0,248	0,234	0,222	0,212	0,195	0,182	0,169	0,158
160	0,290	0,290	0,277	0,257	0,241	0,228	0,216	0,206	0,197	0,182	0,170	0,159	0,149
170	0,260	0,260	0,252	0,237	0,222	0,211	0,200	0,192	0,184	0,170	0,159	0,150	0,141
180	0,230	0,230	0,229	0,216	0,204	0,194	0,185	0,178	0,171	0,159	0,149	0,141	0,133
190	0,210	0,210	0,210	0,199	0,188	0,180	0,172	0,166	0,160	0,149	0,141	0,133	0,126
200	0,190	0,190	0,190	0,182	0,174	0,167	0,160	0,154	0,149	0,140	0,132	0,125	0,119

Примечание. Для стали с другим значением расчетного сопротивления R коэффициенты $\varphi_{вн}$ по табл. 6.

Таблица 7

элементов со сплошными стенками

Сталь 4 ($R=2100 \text{ кг/см}^2$)

4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0	10,0	12,0	14,0	17,0	20,0
0,303	0,285	0,256	0,235	0,220	0,205	0,182	0,162	0,147	0,123	0,106	0,089	0,075
0,288	0,263	0,243	0,225	0,210	0,196	0,174	0,157	0,141	0,120	0,102	0,085	0,072
0,277	0,254	0,234	0,218	0,203	0,191	0,169	0,152	0,138	0,117	0,100	0,084	0,071
0,265	0,243	0,226	0,210	0,196	0,184	0,164	0,148	0,135	0,114	0,098	0,083	0,070
0,253	0,234	0,216	0,201	0,189	0,177	0,159	0,143	0,130	0,111	0,096	0,081	0,069
0,241	0,224	0,207	0,193	0,182	0,171	0,153	0,138	0,126	0,107	0,094	0,079	0,068
0,230	0,213	0,198	0,185	0,174	0,164	0,147	0,134	0,122	0,104	0,091	0,077	0,066
0,218	0,203	0,189	0,177	0,167	0,157	0,142	0,129	0,118	0,101	0,089	0,075	0,065
0,207	0,192	0,180	0,169	0,160	0,151	0,136	0,124	0,114	0,098	0,087	0,073	0,063
0,197	0,183	0,172	0,161	0,153	0,144	0,131	0,120	0,110	0,095	0,084	0,071	0,062
0,186	0,173	0,163	0,154	0,146	0,138	0,126	0,115	0,106	0,092	0,081	0,069	0,060
0,176	0,165	0,155	0,147	0,138	0,132	0,120	0,110	0,102	0,089	0,079	0,067	0,059
0,166	0,156	0,147	0,139	0,132	0,126	0,115	0,106	0,098	0,086	0,076	0,065	0,057
0,158	0,149	0,140	0,133	0,126	0,121	0,110	0,102	0,095	0,084	0,074	0,063	0,055
0,149	0,141	0,133	0,126	0,120	0,115	0,106	0,099	0,091	0,080	0,071	0,062	0,054
0,141	0,134	0,127	0,120	0,115	0,110	0,101	0,094	0,087	0,077	0,069	0,060	0,053
0,134	0,127	0,120	0,114	0,110	0,105	0,097	0,090	0,084	0,074	0,067	0,059	0,052
0,126	0,120	0,114	0,109	0,104	0,100	0,093	0,086	0,080	0,072	0,065	0,057	0,051
0,120	0,114	0,109	0,104	0,099	0,096	0,090	0,083	0,078	0,070	0,063	0,055	0,049
0,113	0,107	0,103	0,099	0,095	0,092	0,086	0,079	0,075	0,067	0,061	0,053	0,048

определяются по данной таблице в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R}{2100}}$, но не выше значений ϕ

Коэффициенты $\varphi_{вн}$ сжато-

m $\lambda_{пр}$	Сталь марок Сталь 3 и												
	0,10	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00
20	0,906	0,794	0,660	0,565	0,495	0,440	0,395	0,360	0,330	0,283	0,248	0,220	0,199
30	0,901	0,786	0,651	0,557	0,487	0,433	0,390	0,355	0,326	0,280	0,245	0,218	0,197
40	0,893	0,774	0,638	0,545	0,477	0,424	0,383	0,348	0,320	0,275	0,241	0,215	0,194
50	0,882	0,757	0,621	0,530	0,464	0,413	0,373	0,340	0,313	0,269	0,237	0,212	0,191
60	0,860	0,735	0,600	0,512	0,448	0,400	0,361	0,330	0,304	0,263	0,231	0,207	0,187
70	0,810	0,706	0,574	0,490	0,430	0,385	0,348	0,319	0,294	0,255	0,225	0,202	0,183
80	0,750	0,669	0,544	0,466	0,410	0,368	0,334	0,306	0,283	0,246	0,218	0,196	0,178
90	0,690	0,624	0,510	0,439	0,389	0,350	0,319	0,293	0,272	0,237	0,211	0,190	0,173
100	0,600	0,573	0,474	0,411	0,366	0,331	0,302	0,279	0,259	0,227	0,203	0,184	0,168
110	0,520	0,520	0,437	0,382	0,342	0,311	0,286	0,264	0,247	0,218	0,195	0,177	0,162
120	0,450	0,450	0,400	0,354	0,319	0,291	0,269	0,250	0,234	0,207	0,187	0,170	0,156
130	0,400	0,400	0,364	0,326	0,296	0,272	0,252	0,235	0,221	0,197	0,178	0,163	0,150
140	0,360	0,360	0,331	0,299	0,274	0,253	0,236	0,221	0,208	0,187	0,170	0,160	0,144
150	0,320	0,320	0,301	0,275	0,253	0,236	0,221	0,208	0,196	0,177	0,162	0,149	0,138
160	0,290	0,290	0,274	0,252	0,234	0,219	0,206	0,195	0,185	0,168	0,154	0,142	0,132
170	0,260	0,260	0,249	0,231	0,216	0,203	0,192	0,182	0,173	0,158	0,146	0,135	0,126
180	0,230	0,230	0,227	0,213	0,200	0,189	0,179	0,171	0,163	0,149	0,138	0,129	0,120
190	0,210	0,210	0,208	0,196	0,185	0,176	0,167	0,160	0,153	0,141	0,131	0,122	0,115
200	0,190	0,190	0,190	0,180	0,171	0,163	0,156	0,149	0,143	0,133	0,124	0,116	0,110

Примечание. Для стали с другим значением расчетного сопротивления R коэффициенты определяются

90/8
6/30 15
0,16
0,15
0,2
0,5
0,1

Таблица 8

изогнутых сквозных стержней

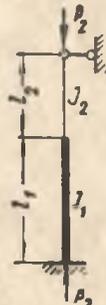
Сталь 4 ($R=2100 \text{ кг/см}^2$)

4,50	5,00	5,50	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0	10,0	12,0	14,0	17,0	20,0
0,180	0,165	0,153	0,142	0,133	0,124	0,110	0,099	0,091	0,077	0,067	0,055	0,048
0,179	0,164	0,152	0,141	0,132	0,123	0,110	0,099	0,090	0,076	0,066	0,055	0,047
0,177	0,162	0,150	0,140	0,131	0,122	0,109	0,098	0,090	0,076	0,066	0,055	0,047
0,174	0,160	0,148	0,138	0,129	0,121	0,108	0,097	0,089	0,075	0,065	0,055	0,047
0,171	0,157	0,146	0,136	0,127	0,120	0,107	0,096	0,088	0,075	0,065	0,055	0,047
0,167	0,154	0,143	0,133	0,125	0,118	0,105	0,095	0,087	0,074	0,064	0,054	0,046
0,163	0,151	0,140	0,131	0,123	0,115	0,103	0,094	0,086	0,073	0,064	0,053	0,046
0,159	0,147	0,137	0,128	0,120	0,113	0,102	0,092	0,084	0,072	0,063	0,053	0,046
0,154	0,143	0,133	0,125	0,117	0,111	0,100	0,090	0,083	0,071	0,062	0,052	0,045
0,149	0,139	0,129	0,121	0,114	0,108	0,097	0,089	0,081	0,070	0,061	0,052	0,045
0,144	0,134	0,126	0,118	0,111	0,105	0,095	0,087	0,080	0,069	0,060	0,051	0,044
0,139	0,130	0,122	0,114	0,108	0,102	0,093	0,085	0,078	0,067	0,059	0,050	0,044
0,134	0,125	0,118	0,111	0,105	0,100	0,090	0,083	0,076	0,066	0,058	0,050	0,043
0,129	0,121	0,113	0,107	0,102	0,097	0,088	0,081	0,075	0,065	0,057	0,049	0,043
0,123	0,116	0,109	0,103	0,098	0,094	0,085	0,078	0,073	0,063	0,056	0,048	0,042
0,118	0,111	0,105	0,100	0,095	0,091	0,083	0,076	0,071	0,062	0,055	0,047	0,041
0,113	0,107	0,101	0,096	0,092	0,087	0,080	0,074	0,069	0,060	0,054	0,046	0,041
0,108	0,102	0,097	0,093	0,088	0,084	0,078	0,072	0,067	0,059	0,053	0,045	0,040
0,104	0,098	0,093	0,089	0,085	0,082	0,075	0,070	0,065	0,058	0,052	0,045	0,039

по данной таблице в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R}{2100}}$, но не выше значений ϕ по табл. 6.

УКАЗАНИЯ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ КОЭФФИЦИЕНТОВ РАСЧЕТНЫХ ДЛИН КОЛОНН

Приложение IV
Таблица 9Коэффициенты μ_{12} и μ_{11} для колонн с неподвижным шарнирно опертым верхним концом

Расчетная схема	J_2/J_1	l_2/l_1															
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2	
	Коэффициенты μ_{12}																
	0,04	1,02	1,84	2,25	2,59	2,85	3,08	3,24	3,42	3,70	4,00	4,55	5,25	5,80	6,55	7,20	
	0,06	0,91	1,47	1,93	2,26	2,57	2,74	2,90	3,05	3,24	3,45	3,88	4,43	4,90	5,43	5,94	
	0,08	0,86	1,31	1,73	2,05	2,31	2,49	2,68	2,85	3,00	3,14	3,53	3,93	4,37	4,85	5,28	
	0,10	0,83	1,21	1,57	1,95	2,14	2,33	2,46	2,60	2,76	2,91	3,28	3,61	4,03	4,43	4,85	
	0,20	0,79	0,98	1,23	1,46	1,67	1,85	2,02	2,15	2,28	2,40	2,67	2,88	3,11	3,42	3,71	
	0,30	0,78	0,90	1,09	1,27	1,44	1,60	1,74	1,86	1,98	2,11	2,35	2,51	2,76	2,99	3,25	
	0,40	0,78	0,88	1,02	1,17	1,32	1,45	1,58	1,69	1,81	1,92	2,14	2,31	2,51	2,68	2,88	
	0,50	0,78	0,86	0,99	1,10	1,22	1,35	1,47	1,57	1,67	1,76	1,96	2,15	2,34	2,50	2,76	
	1,00	0,78	0,85	0,92	0,99	1,06	1,13	1,20	1,27	1,34	1,41	1,54	1,68	1,82	1,97	2,10	
	Коэффициенты μ_{11}																
	0,04	0,67	0,67	0,83	1,25	1,43	1,55	1,65	1,70	1,75	1,78	1,84	1,87	1,88	1,90	1,92	
	0,06	0,67	0,67	0,81	1,07	1,27	1,41	1,51	1,60	1,64	1,70	1,78	1,82	1,84	1,87	1,88	
	0,08	0,67	0,67	0,75	0,98	1,19	1,32	1,43	1,51	1,58	1,63	1,72	1,77	1,81	1,82	1,84	
	0,10	0,67	0,67	0,73	0,93	1,11	1,25	1,36	1,45	1,52	1,57	1,66	1,72	1,77	1,80	1,82	
	0,20	0,67	0,67	0,69	0,75	0,89	1,02	1,12	1,21	1,29	1,36	1,46	1,54	1,60	1,65	1,69	
	0,30	0,67	0,67	0,67	0,71	0,80	0,90	0,99	1,08	1,15	1,22	1,33	1,41	1,48	1,54	1,59	
	0,40	0,67	0,67	0,67	0,69	0,75	0,84	0,92	1,00	1,07	1,13	1,24	1,33	1,40	1,47	1,51	
	0,50	0,67	0,67	0,67	0,69	0,73	0,81	0,87	0,94	1,01	1,07	1,17	1,26	1,33	1,39	1,44	
	1,00	0,67	0,67	0,67	0,68	0,71	0,74	0,78	0,82	0,87	0,91	0,99	1,07	1,13	1,19	1,24	

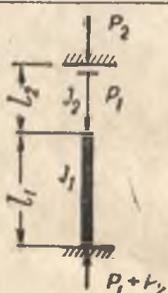
а) Коэффициенты μ_1 расчетных длин одноступенчатой стойки с верхним концом, закрепленным от поворота

$$\frac{i_2}{i_1} = \frac{J_2 l_1}{J_1 l_2} \text{ и } c_1 = \frac{l_2}{l_1} \sqrt{\frac{J_1}{J_2 m}}$$

Здесь: J_1 и J_2 — моменты инерции сечений нижней и верхней частей колонны;

l_1 и l_2 — длины верхней и нижней частей колонны;

$$m = \frac{P_1 + P_2}{P_3}$$

Расчетная схема	c_1	Значения μ_1 при l_2/l_1																				
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	[0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,5	5	10	20	
	0	2,0	1,92	1,86	1,80	1,76	1,70	1,67	1,64	1,60	1,57	1,55	1,50	1,46	1,43	1,40	1,37	1,32	1,18	1,10	1,05	
	0,2	2,0	1,93	1,87	1,82	1,76	1,71	1,68	1,64	1,62	1,59	1,56	1,52	1,48	1,45	1,41	1,39	1,33	1,20	1,11		
	0,4	2,0	1,94	1,88	1,83	1,77	1,75	1,72	1,69	1,66	1,62	1,61	1,57	1,53	1,50	1,48	1,45	1,40				
	0,6	2,0	1,95	1,91	1,86	1,83	1,79	1,77	1,76	1,72	1,71	1,69	1,66	1,63	1,61	1,59						
	0,8	2,0	1,97	1,94	1,92	1,90	1,88	1,87	1,86	1,85	1,83	1,82	1,80	1,79								
	1,0	2,0	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00									
	1,5	2,0	2,12	2,25	2,33	2,38	2,43	2,48	2,52													
	2	2,0	2,45	2,66	2,81	2,91	3,0															
	2,5	2,5	2,94	3,17	3,34	3,50																
	3,0	3,0	3,43	3,70	3,93	4,12																

$$\text{Коэффициент } \mu_2 = \frac{\mu_1}{c_1} < 3.$$

б) Коэффициенты μ_{12} для колонн с неподвижным верхним концом, закрепленным от поворота

Расчетная схема	J_2/J_1 \ l_2/l_1	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2
	Коэффициенты μ_{12}															
	0,04	0,78	1,02	1,53	1,73	2,01	2,21	2,38	2,54	2,65	2,85	3,24	3,70	4,20	4,76	5,23
	0,06	0,70	0,86	1,23	1,47	1,73	1,93	2,08	2,23	2,38	2,49	2,81	3,17	3,50	3,92	4,30
	0,08	0,68	0,79	1,05	1,31	1,54	1,74	1,91	2,05	2,20	2,31	2,55	2,80	3,11	3,45	3,73
	0,10	0,67	0,76	1,00	1,20	1,42	1,61	1,78	1,92	2,04	2,20	2,40	2,60	2,86	3,18	3,41
	0,20	0,64	0,70	0,79	0,93	1,07	1,23	1,41	1,50	1,60	1,72	1,92	2,11	2,28	2,45	2,64
	0,30	0,62	0,68	0,74	0,85	0,95	1,06	1,18	1,28	1,39	1,48	1,67	1,82	1,96	2,12	2,20
	0,40	0,60	0,66	0,71	0,78	0,87	0,99	1,07	1,16	1,26	1,34	1,50	1,65	1,79	1,94	2,08
	0,50	0,59	0,65	0,70	0,77	0,82	0,93	0,99	1,08	1,17	1,23	1,39	1,53	1,66	1,79	1,92
	1,00	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50

в) Коэффициенты μ_{11} для колонн с неподвижным верхним концом, закрепленным от поворота

Расчетная схема	J_2/J_1 \ l_2/l_1	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2
	Коэффициенты μ_{11}															
	0,04	0,66	0,68	0,75	0,94	1,08	1,24	1,37	1,47	1,55	1,64	1,72	1,78	1,81	1,85	1,89
	0,06	0,65	0,67	0,68	0,76	0,94	1,10	1,25	1,35	1,44	1,50	1,61	1,69	1,74	1,79	1,82
	0,08	0,64	0,66	0,67	0,68	0,84	1,00	1,12	1,25	1,34	1,41	1,53	1,62	1,68	1,75	1,79
	0,10	0,64	0,65	0,65	0,65	0,78	0,92	1,05	1,15	1,25	1,33	1,45	1,55	1,62	1,68	1,71
	0,20	0,62	0,64	0,65	0,65	0,66	0,73	0,83	0,92	1,01	1,09	1,23	1,33	1,41	1,48	1,54
	0,30	0,60	0,63	0,64	0,65	0,66	0,67	0,73	0,81	0,89	0,94	1,09	1,20	1,28	1,35	1,41
	0,40	0,58	0,63	0,63	0,64	0,64	0,66	0,68	0,75	0,82	0,88	1,01	1,10	1,19	1,26	1,32
	0,50	0,57	0,61	0,63	0,64	0,64	0,65	0,68	0,72	0,77	0,83	0,94	1,04	1,12	1,19	1,25
	1,00	0,55	0,58	0,60	0,61	0,62	0,63	0,65	0,67	0,70	0,73	0,80	0,88	0,93	1,01	1,05

Одноступенчатые колонны

Значения коэффициента приведения μ_1 для нижней части одноступенчатой колонны принимаются в зависимости от способа закрепления концов колонны, отношения жесткостей верхней к нижней частям колонны $\frac{i_v}{i_n} = \frac{J_v l_n}{J_n l_v}$ и величины $c = \frac{l_v}{l_n} \sqrt{\frac{J_n}{J_v m}}$, где J_v , J_n , l_v и l_n (в табл. 9 и 10 принято соответственно J_2 , J_1 , l_2 и l_1) — моменты инерции сечений и длины соответственно верхней и нижней частей колонны. $m = \frac{P_n + P_v}{P_v}$.

Для колонны с закрепленным только от поворота концом коэффициент μ_1 определяется по табл. 10, п. «а» настоящего приложения.

Для колонны с неподвижным шарнирно опертым или закрепленным от поворота верхним концом значения коэффициента μ_1 для нижней части колонны определяются по формуле

$$\mu_1 = \sqrt{\frac{\mu_{12}^2 + \mu_{11}^2 (m-1)}{m}}$$

где $m = \frac{P_n + P_v}{P_v}$;

μ_{12} — коэффициент расчетной длины нижней части колонны при $P_n = 0$ (см. табл. 10, п. «б») и

μ_{11} — то же, при $P_v = 0$ (см. табл. 10, п. «в»).

Значения коэффициентов μ_{12} и μ_{11} при шарнирно опертом верхнем конце принимают по табл. 9.

Коэффициент приведения μ_2 для верхней части колонны во всех случаях определяют по формуле

$$\mu_2 = \frac{\mu_1}{c_1} \leq 3.$$

Указания по определению коэффициентов приведения одноступенчатых колонн для других случаев закрепления верхнего конца, а также двухступенчатых колонн см. СНиП II-V.3-62.

Приложение V

Таблица II

Коэффициенты η влияния формы сечения

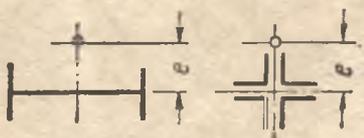
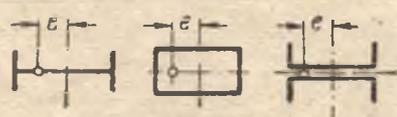
Схема сечения	η при	
	$20 < \lambda < 150$	$\lambda > 150$
	$0,775 + 0,0015\lambda$	1,0
	$1,45 - 0,003\lambda$	1,0

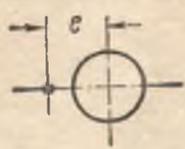
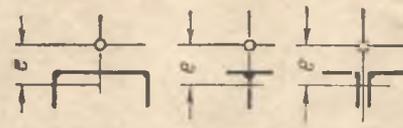
Схема сечения	η при	
	20 < λ ≤ 150	λ > 150
	1,3—0,002λ	1,0
	1,3+0,5√m	1,3+0,5√m

Таблица 12

Радиусы инерции основных сечений

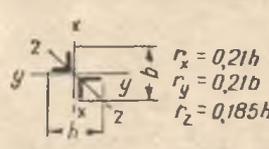
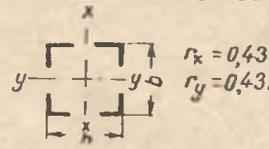
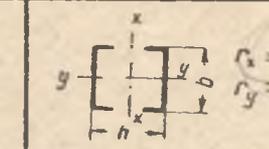
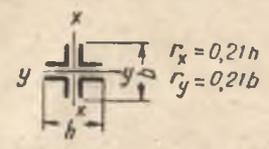
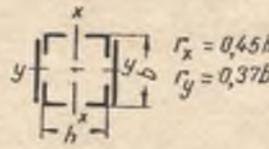
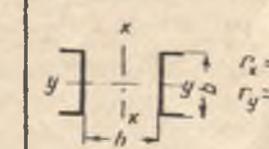
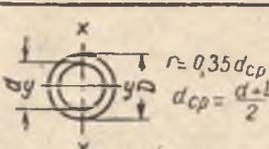
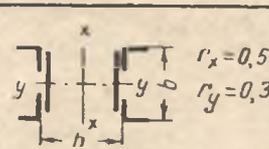
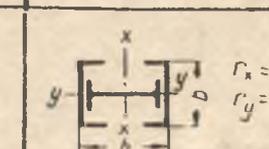
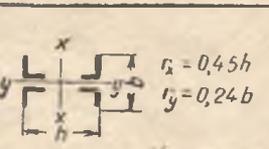
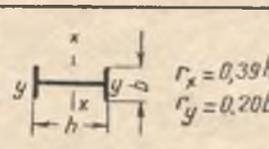
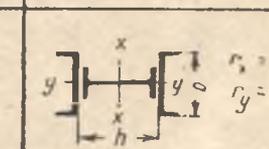
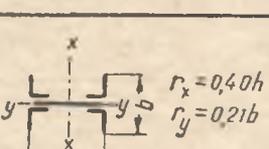
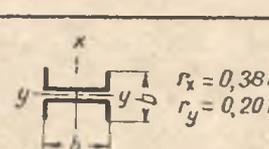
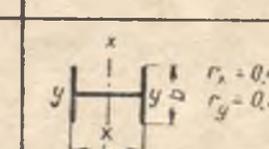
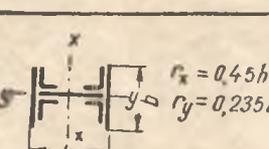
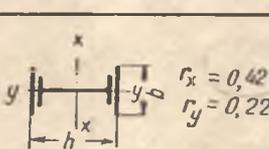
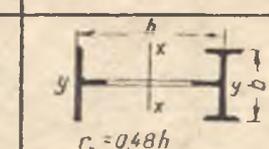
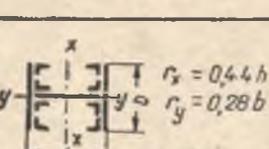
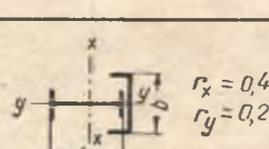
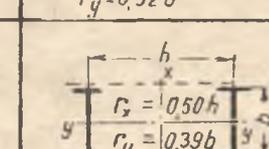
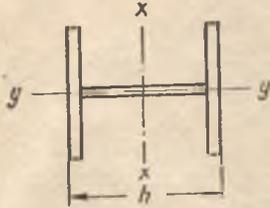
 $r_x = 0,21h$ $r_y = 0,21b$ $r_z = 0,185h$	 $r_x = 0,43h$ $r_y = 0,43b$	 $r_x = 0,44h$ $r_y = 0,38b$
 $r_x = 0,21h$ $r_y = 0,21b$	 $r_x = 0,45h$ $r_y = 0,37b$	 $r_x = 0,60h$ $r_y = 0,38b$
 $r = 0,35d_{cp}$ $d_{cp} = \frac{d+D}{2}$	 $r_x = 0,54h$ $r_y = 0,37b$	 $r_x = 0,40h$ $r_y = 0,32b$
 $r_x = 0,45h$ $r_y = 0,24b$	 $r_x = 0,39h$ $r_y = 0,20b$	 $r_x = 0,58h$ $r_y = 0,32b$
 $r_x = 0,40h$ $r_y = 0,21b$	 $r_x = 0,38h$ $r_y = 0,20b$	 $r_x = 0,43h$ $r_y = 0,24b$
 $r_x = 0,45h$ $r_y = 0,235b$	 $r_x = 0,42h$ $r_y = 0,22b$	 $r_x = 0,48h$ $r_y = 0,32b$
 $r_x = 0,44h$ $r_y = 0,28b$	 $r_x = 0,40h$ $r_y = 0,24b$	 $r_x = 0,50h$ $r_y = 0,39b$

Таблица 13

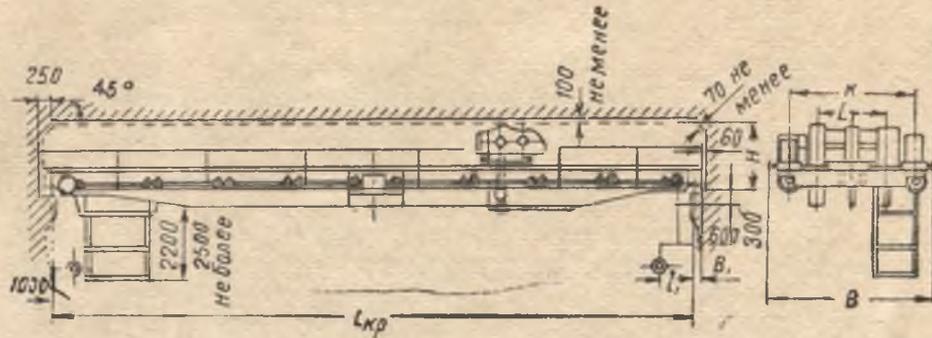
Геометрические величины двутаврового сечения номинальной высоты $h=500$ мм

№ п/п	Вес пог. м в кг	Сечение стенки в мм	Сечение полок в мм	Площадь сечения в см ²	Ось x—x				Ось y—y		
					J_x в см ⁴	W_x в см ³	r_x в см	ρ_x в см	J_y в см ⁴	W_y в см ³	r_y в см
1	61,5	—480×8	—200×10	78,4	31 380	1255	20,0	16,0	1 330	133	4,1
2	64,6	—480×8	—220×10	82,4	33 780	1350	20,2	16,4	1 775	161	4,6
3	69,4	—480×8	—250×10	88,4	37 380	1495	20,6	16,9	2 600	208	5,4
4	74,1	—480×8	—280×10	94,4	40 990	1640	20,8	17,4	3 650	261	6,2
5	77,3	—480×8	—300×10	98,4	43 390	1735	21,0	17,6	4 500	300	6,8
6	76,9	—475×8	—250×12	98,0	42 750	1710	20,8	17,5	3 125	250	5,6
7	82,6	—475×8	—280×12	105,2	46 950	1880	21,1	17,8	4 390	314	6,5
8	86,3	—475×8	—300×12	110,0	49 750	1990	21,3	18,1	5 400	360	7,0
9	90,2	—475×8	—320×12	114,8	52 650	2105	21,4	18,3	6 550	409	7,5
10	95,8	—475×8	—350×12	122,0	56 850	2275	21,6	18,6	8 580	490	8,4
11	95,6	—470×8	—300×14	121,7	56 120	2250	21,4	18,5	6 300	420	7,2
12	100,0	—470×8	—320×14	127,3	59 420	2385	21,6	18,7	7 650	479	7,7
13	108,7	—470×8	—360×14	138,4	65 970	2650	21,8	19,1	10 870	604	8,9
14	113,0	—470×8	—350×14	144,0	69 420	2785	21,9	19,3	12 800	674	9,4
15	117,3	—470×8	—400×14	149,6	72 520	2910	22,0	19,5	14 930	747	10,0
16	121,8	—470×8	—420×14	155,2	75 920	3050	22,1	19,6	17 300	824	10,6
17	119,7	—465×8	—360×16	152,5	73 870	2950	22,0	19,3	12 440	692	9,0
18	124,7	—465×8	—380×16	158,8	76 900	3090	22,0	19,5	14 630	770	9,6
19	129,7	—465×8	—400×16	165,2	80 600	3235	22,1	19,6	17 080	854	10,2
20	134,6	—465×8	—420×16	171,6	84 400	3385	22,2	19,7	19 750	941	10,7
21	142,3	—465×8	—450×16	181,2	89 900	3610	22,3	19,9	24 300	1080	11,6
22	149,7	—465×8	—480×16	190,8	95 400	3830	22,4	20,0	29 500	1230	12,4
23	142,0	—460×8	—400×18	180,8	88 800	3580	22,2	19,8	19 200	976	10,3
24	147,6	—460×8	—420×18	188,0	93 000	3750	22,2	19,9	22 230	1057	10,9
25	156,0	—460×8	—450×18	198,8	99 100	4000	22,3	20,1	27 330	1215	11,7
26	164,7	—460×8	—480×18	209,6	105 300	4250	22,4	20,3	33 170	1385	12,6
27	170,0	—460×8	—500×18	216,8	109 500	4420	22,5	20,4	37 500	1500	13,1
28	179,7	—460×8	—480×20	228,8	117 000	4680	22,6	20,5	36 850	1535	12,7
29	186,0	—460×8	—500×20	236,8	121 700	4870	22,6	20,6	41 660	1670	13,3

Таблица 14

По ГОСТ 3332—54

Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью от 5 до 50 т



Краны с одним крюком для среднего режима работы

Грузоподъемность т	Пролеты L_x м	Основные и габаритные размеры в мм						Тип и размер подкранового рельса		Давление колеса на рельс подкранового пути т, не более	Вес		Пролеты L_x м	
		ширина крана B мм, не более	база крана K мм	H мм, не более	B_1 мм, не более	F мм, не более	коляска тележки L_T мм	специального не менее	железнодорожного		тележки	общий кран		
														мм, не более
5	19,5	5000	3500	1650	230	350	1400	КР70 ГОСТ 4121—52	Р-38 ГОСТ 3542—47	8,9	2,2	20,8	19,5	
	22,5	6500	5000			450						25,0	22,5	
	25,5					550						28,0	25,5	
	28,5					600						31,2	28,5	
	31,5					750						33,3	31,5	
10	19,5	6300	4400	1900	260	300	2000	КР 70 ГОСТ 4121—52	Р-38 ГОСТ 3542—47	13,5	4,0	24,0	19,5	
	22,5					600						27,0	22,5	
	25,5					600						30,0	25,5	
	28,5					5000						900	34,8	28,5
	31,5					900						40,0	31,5	
15	19,5	6300	4400	2300	260	250	2000	КР 70 ГОСТ 4121—52	Р-43 ГОСТ 7173—54	17,5	5,3	28,0	19,5	
	22,5					450						31,0	22,5	
	25,5					450						34,0	25,5	
	28,5					750						41,0	28,5	
	31,5					750						45,0	31,5	

Краны с двумя крюками для среднего режима работы

Грузоподъемность		Пролеты L_k	Основные и габаритные размеры						Тип и размер подкранового рельса		Давление колеса на подкрановый рельс	Вес		Пролеты L_k	
главного крюка	вспомогательного крюка		ширина крана B	база крана K	H	B_1	F	коля тележки L_T	специального	железнодорожного		тележки	кран общий		
															m
15	3	19,5	6300	4400	2300	260	250	2000	КР70 ГОСТ 4121—52	Р-43 ГОСТ 7143—54	18,5	7	30,5	19,5	
		22,5					450						34,0	22,5	
		25,5					450						36,5	25,5	
		28,5					5000						750	43,5	28,5
		31,5					750						47,5	31,5	
20	5	19,5	6300	4400	2400	260	250	2000	КР70 ГОСТ 4121—52	Р-43 ГОСТ 7143—54	21,0	8,5	32,5	19,5	
		22,5					450						36,0	22,5	
		25,5					450						41,0	25,5	
		28,5					5000						750	46,5	28,5
		31,5					850						50,0	31,5	
30	5	19,5	6300	5100	2750	300	250	2500	КР70 ГОСТ 4121—52	—	30,0	12	47,5	19,5	
		22,5					500						52,0	22,5	
		25,5					500						56,5	25,5	
		28,5					850						62,0	28,5	
		31,5					850						67,5	31,5	
50	10	19,5	6650	5250	3150	300	250	2500	КР80 ГОСТ 4121—52	—	45,0	18,0	61,5	19,5	
		22,5					500						66,5	22,5	
		25,5					500						72,0	25,5	
		28,5					650						77,0	28,5	
		31,5					650						84,0	31,5	

Краны мостовые электрические общего назначения, грузоподъемностью от 5 до 50 т

Краны с одним крюком для тяжелого режима работы

Грузоподъемность	Пролеты L_k	Основные и габаритные размеры						Тип и размер подкранового рельса		Вес		Пролеты L_k										
		ширина крана B	база крана K	H	B_1	F	коля тележки L_T	Давление колеса на рельс подкранового пути	тележки	крана общий												
											специального		железнодорожного	т, не более								
т	м	мм, не более	мм	мм			мм	не менее	т, не более		м											
5	19,5	5000	3500	1750	230	350	1400	Р-38 ГОСТ 3542—47	9,5	3	21,8	19,5										
		6500	5000										450	26,0	22,5							
	22,5															550	29,0	25,5				
	25,5																		650	32,2	28,5	
	28,5																					750
31,5																						
10	19,5	6300	4400	2100	260	300	2000	КР70 ГОСТ 4121—52	14,5	5,6	26,0	19,5										
	22,5												5000	600	28,0	22,5						
	25,5																600	31,0	25,5			
	28,5																			900	36,8	28,5
	31,5																					
15	19,5	6300	4400	2300	260	250	2000	Р-43 ГОСТ 7173—54	27,5	6	31,5	19,5										
	22,5												5000	450	35,0	22,5						
	25,5																450	38,5	25,5			
	28,5																			750	44,5	28,5
	31,5																					

Краны с двумя крюками для тяжелого режима работы

Грузоподъемность		Пролеты L_*	Основные и габаритные размеры						Тип и размер подкранового рельса		Вес		Пролеты L_*					
главного крюка	вспомогательного крюка		ширина крана B	база крана K	H	B_1	F	коля тележки L_T	специального	железнодорожного	Давление колеса на подкрановый рельс	тележки		крана общий				
															m	m	m , не более	m
15	3	19,5	6300	4400	2300	260	250	2000	—	—	—	—	—	—				
		22,5					450								19	7,8	34	19,5
		25,5					450								20		37	22,5
		28,5					750								21		40	25,5
		31,5					750								23		47	28,5
20	5	19,5	6300	4400	2400	260	250	2000	КР70 ГОСТ 4121—52	Р-43 ГОСТ 7173—54	—	—	—	—				
		22,5					450								22	9,3	33,5	19,5
		25,5					450								23		37	22,5
		28,5					750								24,5		41	25,5
		31,5					850								26		46,5	28,5
30	5	19,5	6300	5100	2750	300	250	2500	—	—	—	—	—	—				
		22,5					500								31	12,5	50	19,5
		25,5					500								32,5		54,5	22,5
		28,5					850								33,5		59	25,5
		31,5					850								35,5		65	28,5
50	10	19,5	6650	5250	3150	300	250	2500	КР80 ГОСТ 4121—52	—	—	—	—	—				
		22,5					500								45	18,5	64,5	19,5
		25,5					500								47		69	22,5
		28,5					650								49		74	25,5
		31,5					650								50,5		79,5	28,5

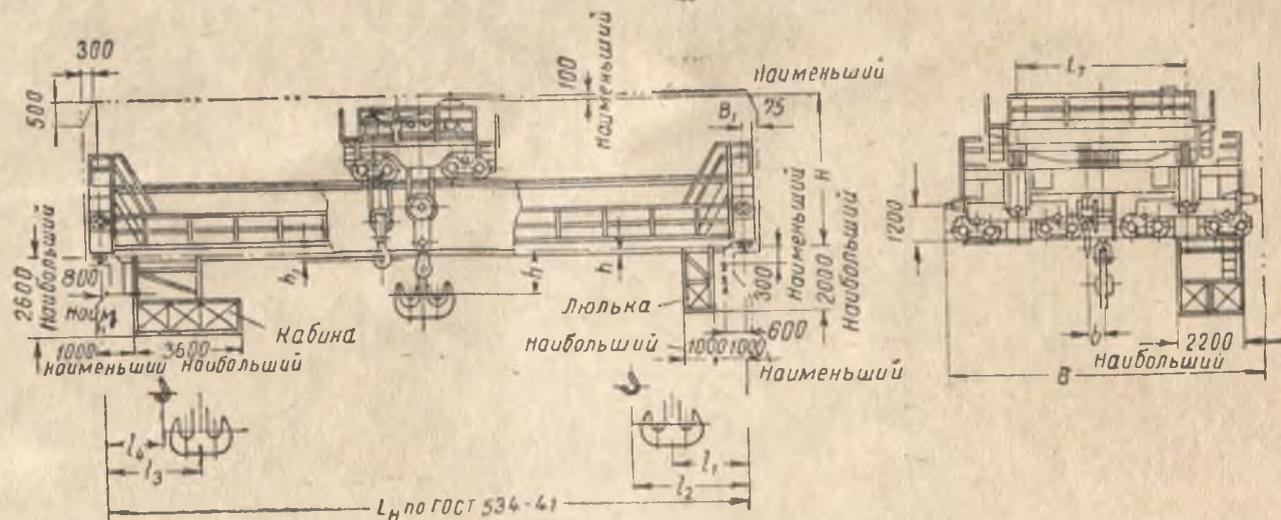
По ГОСТ 6711—53

Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью от 75 до 250 т

Краны среднего режима работы с нормальной высотой подъема

Грузоподъемность		Габаритные и основные размеры в мм							Тип и размер покрывного рельса по ГОСТ 4121—52	Давление колеса на подкрановый рельс в т, не более		Вес		Пролеты L_k		
главного крана	вспомогательного крана	Пролеты L_k	H	B_1	F	L_T	T	J		B	P_1	P_2	тележки		крана	
																т
75	20	19,5	3700	400	250	4400	4560	4400	8800	КР-100	33	34	38	105	19,5	
		22,5									35	36		115	22,5	
		25,5									36	37		125	25,5	
		28,5									4000	38		39	135	28,5
		31,5										39		40	140	31,5
100	20	19	3700	400	250	4400	4560	4400	8800	КР-120	41	42	42	115	19	
		22									42	43		125	22	
		25									4000	44		45	135	25
		28										46		47	145	28
		31									48	49		155	31	
125	20	19	4000	400	250	4400	4560	4400	8800	КР-120	47	48	43	125	19	
		22									49	50		135	22	
		25									51	52		145	25	
		28									53	54		155	28	
		31									55	56		165	31	
150	30	19	4800	500	250	5500	1980	5200	10400	КР-120	29	30	65	165	19	
		28									30	31		175	22	
		25									31	32		185	25	
		22									32	33		195	28	
		31									33	34		210	31	
200	30	19	4800	500	250	5500	1980	5200	10400	КР-120	36	37	72	180	19	
		22									38	39		190	22	
		25									39	40		205	25	
		28									40	41		220	28	
		31									41	42		235	31	
250	30	22	4800	500	250	5500	1980	5200	10400	КР-120	46	47	75	230	22	
		25									47	48		240	26	
		28									48	49		255	28	
		31									5200	50		51	270	31

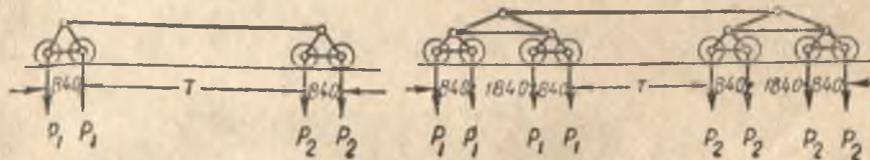
Краны мостовые электрические грузоподъемностью от 75 до 250 т



Черт. 1. Расстояние между колесами и схема расположения давлений колес на подкрановый рельс



Черт. 2. Размеры кабины для кранов 150/30, 200/30, 250/30 т с увеличенной высотой подъема



Черт. 3. Краны грузоподъемностью 75, 100, 125 и 150 т с пролетом до 16 м

Черт. 4. Краны грузоподъемностью 150 т с пролетом свыше 16 м и краны 200 и 250 т

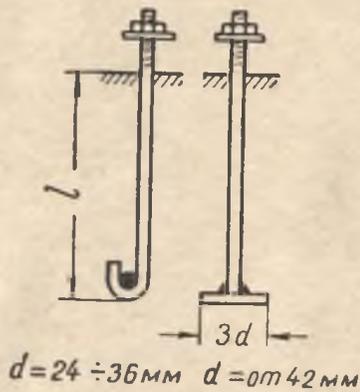
Рельсы крановые

Обозначение рельса	Ширина головки b в мм	Ширина подошвы b_2 в мм	h в мм	F в см ²	Моменты инерции в см ⁴		Вес 1 пог. м в кг
					I_x	I_y	
КР70	70	120	120	67,30	1081,99	327,16	52,70
КР80	80	130	130	81,13	1547,40	482,39	63,52
КР100	100	150	150	113,32	2864,73	940,98	88,73
КР120	120	170	170	150,44	4923,79	1694,83	117,89

Приложение VII

Таблица 18

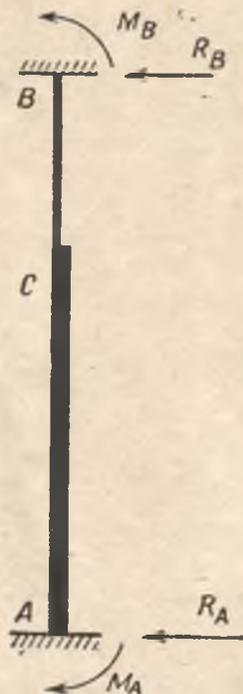
Размеры анкерных болтов



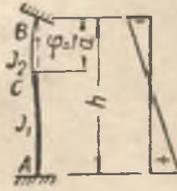
d в мм	F мм (по нарезке) в см ²	l в мм
24	3,15	850
27	4,15	950
30	5,08	1050
36	7,42	1250
42	10,00	1450
48	13,40	1700
56	18,75	2000
64	24,65	2300
72	31,60	2500

Приложение VIII

К таблице 19
КОЭФФИЦИЕНТЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ
УСИЛИИ В СТУПЕНЧАТЫХ КОЛОННАХ
С ЗАЩЕМЛЕННЫМИ КОНЦАМИ
(КОЛОННЫ С ОДНИМ УСТУПОМ)



На схеме показаны положительные направления усилий

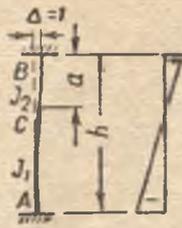
а) Поворот верхнего опорного сечения на угол $\varphi = 1$ 

$$\lambda = \frac{a}{h}; \quad n = \frac{J_2}{J_1}$$

$$\left. \begin{aligned} M_B &= k_B \frac{EJ_1}{h}; & R_B &= k'_B \frac{EJ_1}{h^2}; \\ M_C &= k_C \frac{EJ_1}{h}; & R_A &= k'_A \frac{EJ_1}{h^2}; \\ M_A &= k_A \frac{EJ_1}{h}; \end{aligned} \right\}$$

Коеф- фици- ент	$\lambda \backslash n$	n						
		0,08	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	1,0
k_B	0,1	-0,814	-0,983	-1,689	-2,224	-2,642	-2,979	-4,000
	0,2	-0,545	-0,664	-1,216	-1,705	-2,140	-2,530	-4,000
	0,3	-0,480	-0,580	-1,055	-1,499	-1,918	-2,313	-4,000
	0,4	-0,472	-0,566	-1,006	-1,423	-1,825	-2,215	-4,000
	0,5	-0,470	-0,564	-1,000	-1,406	-1,799	-2,182	-4,000
k_C	0,1	-0,680	-0,824	-1,427	-1,883	-2,240	-2,528	-3,400
	0,2	-0,327	-0,401	-0,806	-1,156	-1,468	-1,747	-2,800
	0,3	-0,144	-0,200	-0,472	-0,731	-0,976	-1,208	-2,200
	0,4	-0,008	-0,040	-0,218	-0,403	-0,586	-0,766	-1,600
	0,5	0,090	-0,083	0,000	-0,113	-0,237	-0,364	-1,000
k_A	0,1	0,531	0,610	0,935	1,182	1,375	1,530	2,000
	0,2	0,547	0,600	0,835	1,040	1,222	1,386	2,000
	0,3	0,640	0,687	0,887	1,061	1,220	1,369	2,000
	0,4	0,688	0,749	0,965	1,128	1,273	1,407	2,000
	0,5	0,650	0,730	1,000	1,180	1,325	1,455	2,000
k'_B	0,1	1,345	1,594	2,625	3,405	4,017	4,509	6,000
	0,2	1,092	1,264	2,051	2,748	3,362	3,916	6,000
	0,3	1,120	1,268	1,942	2,560	3,138	3,682	6,000
	0,4	1,160	1,315	1,971	2,551	3,098	3,622	6,000
	0,5	1,120	1,295	2,000	2,586	3,124	3,636	6,000
k'_A	0,1	-1,345	-1,594	-2,625	-3,405	-4,017	-4,509	-6,000
	0,2	-1,092	-1,264	-2,051	-2,748	-3,362	-3,916	-6,000
	0,3	-1,120	-1,268	-1,942	-2,560	-3,138	-3,682	-6,000
	0,4	-1,160	-1,315	-1,971	-2,551	-3,098	-3,622	-6,000
	0,5	-1,120	-1,295	-2,000	-2,586	-3,124	-3,636	-6,000

б) Взаимное смещение опорных сечений на $\Delta = 1$



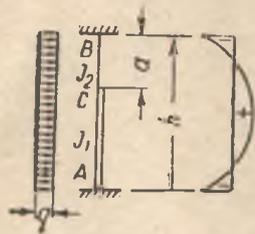
$$\lambda = \frac{a}{h};$$

$$n = \frac{J_2}{J_1};$$

$$\left. \begin{aligned} M_B &= k_B \frac{EJ_1}{h^2}; & R_B &= k'_B \frac{EJ_1}{h^2}; \\ M_C &= k_C \frac{EJ_1}{h^2}; \\ M_A &= k_A \frac{EJ_1}{h^2}; & R_A &= k'_A \frac{EJ_1}{h^2} \end{aligned} \right\}$$

Кoeff- фици- ент	$\lambda \backslash n$	n						
		0,08	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	1,0
k_B	0,1	1,345	1,594	2,624	3,405	4,017	4,509	6
	0,2	1,092	1,264	2,051	2,745	3,362	3,916	6
	0,3	1,120	1,268	1,942	2,560	3,135	3,682	6
	0,4	1,160	1,315	1,971	2,551	3,098	3,622	6
	0,5	1,120	1,295	2,000	2,586	3,124	3,636	6
k_C	0,1	0,826	1,038	1,918	2,584	3,106	3,527	4,8
	0,2	0,104	0,224	0,778	1,272	1,713	2,109	3,6
	0,3	-0,347	-0,287	0,092	0,402	0,735	1,047	2,4
	0,4	-0,668	-0,668	-0,529	-0,322	-0,100	0,125	1,2
	0,5	-0,830	-0,896	-1,000	-0,953	-0,852	-0,727	1,0
k_A	0,1	-3,84	-3,962	-4,442	-4,803	-5,085	-5,312	-6
	0,2	-3,85	-3,940	-4,314	-4,619	-4,885	-5,121	-6
	0,3	-3,77	-3,915	-4,341	-4,633	-4,880	-5,101	-6
	0,4	-3,41	-3,642	-4,277	-4,632	-4,897	-5,121	-6
	0,5	-2,78	-3,087	-4,000	-4,492	-4,828	-5,091	-6
k'_B	0,1	-5,19	-5,555	-7,066	-8,208	-9,102	-9,821	-12
	0,2	-4,94	-5,203	-6,365	-7,364	-8,247	-9,036	-12
	0,3	-4,89	-5,182	-6,283	-7,193	-8,018	-8,783	-12
	0,4	-4,57	-4,956	-6,248	-7,183	-7,995	-8,743	-12
	0,5	-3,90	-4,382	-6,000	-7,078	-7,953	-8,727	-12
k'_A	0,1	5,9190	5,555	7,066	8,208	9,102	9,821	12
	0,2	4,94	5,203	6,365	7,364	8,247	9,036	12
	0,3	4,89	5,182	6,283	7,193	8,018	8,783	12
	0,4	4,57	4,956	6,248	7,183	7,995	8,743	12
	0,5	3,90	4,382	6,000	7,078	7,953	8,727	12

в) Равномерно распределенная горизонтальная нагрузка интенсивностью q



$$\lambda = \frac{a}{h};$$

$$n = \frac{J_2}{J_1}$$

$$M_B = k_B qh^2;$$

$$M_C = k_C qh^2;$$

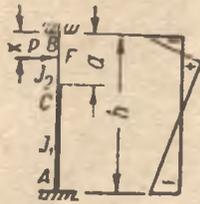
$$M_A = k_A qh^2;$$

$$R_B = k'_B qh;$$

$$R_A = k'_A qh$$

Кoeffициент	$\lambda \backslash n$	n						
		0,08	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	1,0
k_B	0,1	-0,031	-0,034	-0,046	-0,054	-0,061	-0,067	-0,083
	0,2	-0,040	-0,042	-0,049	-0,055	-0,060	-0,065	-0,083
	0,3	-0,048	-0,050	-0,056	-0,060	-0,064	-0,068	-0,083
	0,4	-0,051	-0,054	-0,061	-0,065	-0,069	-0,072	-0,083
	0,5	-0,049	-0,053	-0,063	-0,068	-0,071	-0,074	-0,083
k_C	0,1	0,006	0,004	-0,006	-0,014	-0,019	-0,024	-0,038
	0,2	0,026	0,025	0,021	0,017	0,013	0,010	-0,003
	0,3	0,034	0,035	0,035	0,033	0,032	0,030	0,022
	0,4	0,031	0,033	0,039	0,040	0,040	0,040	0,037
	0,5	0,017	0,021	0,031	0,036	0,038	0,040	0,042
k_A	0,1	-0,108	-0,107	-0,101	-0,097	-0,094	-0,091	-0,083
	0,2	-0,110	-0,108	-0,101	-0,097	-0,094	-0,092	-0,083
	0,3	-0,124	-0,117	-0,104	-0,098	-0,094	-0,092	-0,083
	0,4	-0,146	-0,137	-0,113	-0,103	-0,097	-0,093	-0,083
	0,5	-0,168	-0,156	-0,125	-0,111	-0,102	-0,097	-0,083
k'_B	0,1	0,423	0,427	0,444	0,457	0,467	0,476	0,5
	0,2	0,428	0,434	0,448	0,458	0,466	0,474	0,5
	0,3	0,425	0,432	0,452	0,462	0,470	0,477	0,5
	0,4	0,405	0,417	0,449	0,463	0,472	0,479	0,5
	0,5	0,383	0,397	0,438	0,457	0,469	0,477	0,5
k'_A	0,1	0,577	0,573	0,556	0,543	0,533	0,525	0,5
	0,2	0,572	0,566	0,552	0,542	0,534	0,526	0,5
	0,3	0,575	0,568	0,548	0,538	0,530	0,523	0,5
	0,4	0,595	0,583	0,552	0,537	0,528	0,521	0,5
	0,5	0,617	0,603	0,563	0,543	0,531	0,523	0,5

г) Горизонтальная сила P на расстоянии $0,1$ от верхней опоры $\alpha=0,1$



$$\lambda = \frac{a}{h}; n = \frac{J_2}{J_1}$$

$$a = \frac{x}{h}$$

$$M_B = k_B Ph;$$

$$M_C = k_C Ph;$$

$$M_F = k_F Ph;$$

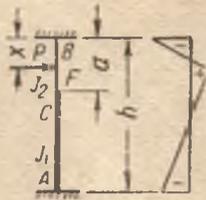
$$M_A = k_A Ph;$$

$$R_B = k'_B P;$$

$$R_A = k'_A P$$

Кoeffициент	$\lambda \backslash n$	n						
		0,08	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	1,0
k_B	0,1	-0,052	-0,054	-0,06	-0,065	-0,069	-0,072	-0,081
	0,2	-0,068	-0,069	-0,071	-0,073	-0,075	-0,076	-0,081
	0,3	-0,072	-0,073	-0,075	-0,076	-0,077	-0,078	-0,081
	0,4	-0,073	-0,074	-0,077	-0,078	-0,079	-0,079	-0,081
	0,5	-0,073	-0,074	-0,077	-0,078	-0,079	-0,079	-0,081
k_C	0,1	0,041	0,040	0,034	0,030	0,027	0,024	0,016
	0,2	0,021	0,020	0,020	0,019	0,018	0,017	0,013
	0,3	0,010	0,011	0,012	0,012	0,012	0,012	0,011
	0,4	0,003	0,003	0,006	0,007	0,007	0,008	0,008
	0,5	-0,006	-0,004	0,001	0,003	0,003	0,004	0,005
k_F	0,1	0,044	0,040	0,034	0,030	0,027	0,024	0,016
	0,2	0,026	0,026	0,024	0,023	0,022	0,020	0,016
	0,3	0,022	0,021	0,020	0,020	0,019	0,019	0,016
	0,4	0,021	0,020	0,019	0,019	0,018	0,018	0,016
	0,5	0,021	0,020	0,019	0,018	0,018	0,017	0,016
k_A	0,1	-0,025	-0,024	-0,020	-0,017	-0,015	-0,014	-0,009
	0,2	-0,024	-0,023	-0,017	-0,015	-0,013	-0,012	-0,009
	0,3	-0,030	-0,028	-0,019	-0,015	-0,013	-0,012	-0,009
	0,4	-0,033	-0,031	-0,021	-0,016	-0,014	-0,012	-0,009
	0,5	-0,038	-0,034	-0,022	-0,017	-0,015	-0,013	-0,009
k'_B	0,1	0,928	0,930	0,94	0,948	0,954	0,958	0,972
	0,2	0,945	0,946	0,954	0,958	0,961	0,964	0,972
	0,3	0,942	0,945	0,957	0,961	0,964	0,966	0,972
	0,4	0,940	0,943	0,956	0,962	0,965	0,967	0,972
	0,5	0,935	0,940	0,955	0,961	0,964	0,967	0,972
k'_A	0,1	0,072	0,070	0,060	0,052	0,046	0,042	0,028
	0,2	0,055	0,055	0,046	0,042	0,039	0,036	0,028
	0,3	0,057	0,055	0,043	0,039	0,036	0,034	0,028
	0,4	0,060	0,058	0,034	0,039	0,035	0,033	0,028
	0,5	0,065	0,060	0,045	0,039	0,036	0,034	0,028

Горизонтальная сила P на расстоянии $0,2$ высоты от верхней опоры $\alpha=0,2$



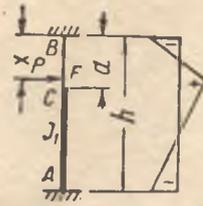
$$\lambda = \frac{a}{h}; \quad n = \frac{J_2}{J_1};$$

$$a = \frac{x}{h}$$

$$\left| \begin{array}{l} M_B = k_B Ph; \\ M_C = k_C Ph; \\ M_F = k_F Ph; \end{array} \right| \left| \begin{array}{l} M_A = k_A Ph; \\ R_B = k'_B P; \\ R_A = k'_A P \end{array} \right|$$

Коэффици- циент	$\lambda \backslash n$	0,08	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	1,0
		k_B	0,1	-0,055	-0,059	-0,075	-0,088	-0,097
	0,2	-0,082	-0,084	-0,092	-0,099	-0,104	-0,109	-0,128
	0,3	-0,100	-0,101	-0,108	-0,111	-0,115	-0,117	-0,128
	0,4	-0,102	-0,104	-0,113	-0,116	-0,119	-0,121	-0,128
	0,5	-0,102	-0,104	-0,113	-0,118	-0,121	-0,122	-0,128
k_C	0,1	0,024	0,020	0,006	0,004	0,011	0,019	0,038
	0,2	0,081	0,079	0,075	0,072	0,068	0,064	0,051
	0,3	0,042	0,044	0,047	0,047	0,046	0,046	0,041
	0,4	0,015	0,017	0,025	0,028	0,030	0,030	0,030
	0,5	-0,009	-0,005	0,007	0,012	0,015	0,017	0,020
k_F	0,1	0,102	0,100	0,088	0,080	0,073	0,068	0,051
	0,2	0,081	0,079	0,075	0,071	0,068	0,064	0,051
	0,3	0,061	0,062	0,062	0,061	0,059	0,058	0,051
	0,4	0,056	0,056	0,056	0,056	0,055	0,055	0,051
	0,5	0,055	0,056	0,055	0,054	0,054	0,053	0,051
k_A	0,1	-0,069	-0,066	-0,057	-0,051	-0,047	-0,043	-0,032
	0,2	-0,069	-0,067	-0,055	-0,049	-0,045	-0,042	-0,032
	0,3	-0,193	-0,085	-0,060	-0,050	-0,045	-0,041	-0,032
	0,4	-0,110	-0,101	-0,068	-0,055	-0,047	-0,043	-0,032
	0,5	-0,115	-0,105	-0,073	-0,058	-0,050	-0,045	-0,032
k'_B	0,1	0,786	0,794	0,818	0,836	0,851	0,862	0,896
	0,2	0,813	0,817	0,837	0,850	0,859	0,868	0,896
	0,3	0,807	0,816	0,848	0,861	0,870	0,876	0,896
	0,4	0,792	0,803	0,842	0,862	0,872	0,878	0,896
	0,5	0,787	0,800	0,840	0,859	0,870	0,878	0,896
k'_A	0,1	0,214	0,206	0,182	0,164	0,150	0,138	0,104
	0,2	0,187	0,183	0,163	0,150	0,141	0,133	0,104
	0,3	0,193	0,184	0,152	0,139	0,130	0,124	0,104
	0,4	0,208	0,197	0,155	0,138	0,128	0,122	0,104
	0,5	0,213	0,200	0,160	0,141	0,130	0,122	0,104

Горизонтальная сила P на расстоянии $0,3$ высоты от верхней опоры $\alpha = 0,3$

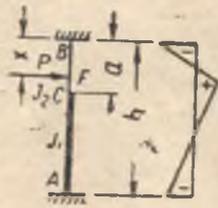


$$n = \frac{J_2}{J_1}; \lambda = \frac{a}{h}; \alpha = \frac{x}{h}$$

$$\left. \begin{aligned} M_B &= k_B Ph; \\ M_C &= k_C Ph; \\ M_F &= k_F Ph; \end{aligned} \right\} \begin{aligned} M_A &= k_A Ph; \\ R_B &= k'_B P; \\ R_A &= k'_A P \end{aligned}$$

Коеф- фици- ент	λ	n						
		0,08	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	1,0
k_B	0,1	-0,054	-0,058	-0,079	-0,095	-0,107	-0,117	-0,147
	0,2	-0,072	-0,075	-0,087	-0,098	-0,107	-0,116	-0,147
	0,3	-0,093	-0,096	-0,106	-0,114	-0,120	-0,125	-0,147
	0,4	-0,100	-0,105	-0,118	-0,125	-0,130	-0,133	-0,145
	0,5	-0,100	-0,104	-0,120	-0,128	-0,133	-0,136	-0,147
k_C	0,1	0,010	0,007	-0,011	-0,024	-0,035	-0,043	-0,069
	0,2	0,060	0,059	0,051	0,044	0,038	0,032	0,010
	0,3	0,101	0,103	0,105	0,104	0,102	0,099	0,088
	0,4	0,043	0,048	0,061	0,065	0,067	0,068	0,067
	0,5	-0,005	0,003	0,023	0,031	0,036	0,039	0,045
k_F	0,1	0,139	0,138	0,126	0,117	0,111	0,105	0,088
	0,2	0,126	0,126	0,121	0,115	0,110	0,106	0,088
	0,3	0,101	0,103	0,105	0,104	0,102	0,099	0,088
	0,4	0,082	0,085	0,091	0,093	0,093	0,093	0,088
	0,5	0,078	0,080	0,086	0,088	0,089	0,089	0,088
k_A	0,1	-0,109	-0,105	-0,095	-0,087	-0,082	-0,077	-0,063
	0,2	-0,112	-0,107	-0,094	-0,087	-0,082	-0,078	-0,063
	0,3	-0,146	-0,133	-0,102	-0,090	-0,082	-0,077	-0,063
	0,4	-0,192	-0,173	-0,121	-0,100	-0,088	-0,081	-0,063
	0,5	-0,210	-0,190	-0,135	-0,110	-0,095	-0,085	-0,063
k'_B	0,1	0,645	0,653	0,684	0,707	0,726	0,740	0,784
	0,2	0,660	0,668	0,693	0,711	0,725	0,738	0,784
	0,3	0,647	0,663	0,704	0,724	0,737	0,748	0,784
	0,4	0,608	0,632	0,697	0,725	0,741	0,753	0,784
	0,5	0,590	0,615	0,625	0,718	0,738	0,751	0,704
k'_A	0,1	0,355	0,347	0,316	0,293	0,275	0,260	0,284
	0,2	0,340	0,332	0,307	0,289	0,275	0,262	0,284
	0,3	0,353	0,337	0,296	0,276	0,263	0,252	0,284
	0,4	0,392	0,368	0,303	0,275	0,259	0,247	0,284
	0,5	0,410	0,385	0,315	0,282	0,262	0,249	0,284

Горизонтальная сила P на расстоянии $0,4$ высоты от верхней опоры $\alpha=0,4$

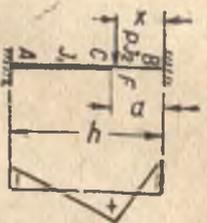


$$\lambda = \frac{a}{h}; \quad n = \frac{J_2}{J_1}; \quad \alpha = \frac{x}{h}$$

$$\left. \begin{aligned} M_B &= k_B Ph; & M_A &= k_A Ph; \\ M_C &= k_C Ph; & R_B &= k'_B P; \\ M_F &= k_F Ph; & R_A &= k'_A P \end{aligned} \right\}$$

Кoeffициент	n		λ						
	λ		0,08	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	1,0
k_B	0,1		-0,047	-0,053	-0,074	-0,090	-0,103	-0,113	-0,144
	0,2		-0,059	-0,062	-0,076	-0,088	-0,099	-0,108	-0,144
	0,3		-0,075	-0,078	-0,090	-0,099	-0,107	-0,114	-0,144
	0,4		-0,082	-0,087	-0,103	-0,111	-0,118	-0,123	-0,144
	0,5		-0,080	-0,087	-0,107	-0,117	-0,124	-0,129	-0,144
k_C	0,1		0,004	-0,001	-0,019	-0,033	-0,044	-0,053	-0,079
	0,2		0,044	0,042	0,033	0,025	0,018	0,011	-0,014
	0,3		0,076	0,077	0,077	0,074	0,070	0,067	0,050
	0,4		0,098	0,103	0,115	0,119	0,120	0,120	0,115
	0,5		0,021	0,029	0,053	0,064	0,070	0,074	0,079
k_F	0,1		0,155	0,153	0,144	0,138	0,132	0,128	0,115
	0,2		0,147	0,146	0,143	0,138	0,134	0,130	0,115
	0,3		0,126	0,129	0,132	0,131	0,129	0,127	0,115
	0,4		0,098	0,103	0,115	0,119	0,120	0,120	0,115
	0,5		0,080	0,086	0,101	0,108	0,111	0,113	0,115
k_A	0,1		-0,142	-0,139	-0,129	-0,121	-0,115	-0,110	-0,096
	0,2		-0,145	-0,141	-0,129	-0,122	-0,117	-0,112	-0,096
	0,3		-0,172	-0,160	-0,135	-0,124	-0,117	-0,112	-0,096
	0,4		-0,231	-0,210	-0,158	-0,136	-0,124	-0,116	-0,096
	0,5		-0,279	-0,255	-0,187	-0,155	-0,136	-0,124	-0,096
k'_B	0,1		0,505	0,513	0,545	0,569	0,588	0,603	0,648
	0,2		0,514	0,522	0,547	0,566	0,582	0,596	0,648
	0,3		0,503	0,518	0,555	0,575	0,590	0,602	0,648
	0,4		0,451	0,477	0,545	0,575	0,594	0,607	0,648
	0,5		0,401	0,432	0,520	0,562	0,587	0,604	0,648
k'_A	0,1		0,495	0,487	0,455	0,431	0,412	0,397	0,352
	0,2		0,486	0,478	0,453	0,434	0,418	0,404	0,352
	0,3		0,497	0,482	0,445	0,425	0,410	0,398	0,352
	0,4		0,549	0,523	0,455	0,425	0,406	0,393	0,352
	0,5		0,599	0,568	0,480	0,438	0,413	0,396	0,352

Горизонтальная сила P на расстоянии $0,5$ высоты от верхней опоры $\alpha = 0,5$



$$\lambda = \frac{a}{h}; \quad \mu = \frac{J_2}{J_1};$$

$$\alpha = \frac{x}{h}$$

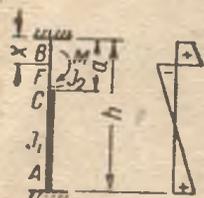
$$M_B = k_B P h; \quad M_A = k_A P h;$$

$$M_C = k_C P h; \quad R_B = k'_B P;$$

$$M_D = k_D P h; \quad R_A = k'_A P$$

Кoeffициент	λ		μ		α		μ	
	λ	μ	0,08	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
k_B	0,1	-0,039	-0,043	-0,062	-0,077	-0,088	-0,097	-0,125
	0,2	-0,046	-0,049	-0,062	-0,073	-0,083	-0,092	-0,125
	0,3	-0,057	-0,060	-0,071	-0,079	-0,087	-0,095	-0,125
	0,4	-0,062	-0,066	-0,080	-0,088	-0,095	-0,100	-0,125
	0,5	-0,057	-0,064	-0,083	-0,094	-0,101	-0,106	-0,125
k_C	0,1	-0,001	-0,005	-0,022	-0,034	-0,044	-0,051	-0,075
	0,2	0,030	0,028	0,020	0,012	0,005	-0,001	-0,025
	0,3	0,054	0,055	0,053	0,050	0,046	0,042	0,025
	0,4	0,071	0,075	0,082	0,084	0,084	0,083	0,075
	0,5	0,076	0,083	0,104	0,113	0,118	0,118	0,125
k_D	0,1	0,148	0,147	0,142	0,138	0,135	0,132	0,125
	0,2	0,144	0,143	0,142	0,139	0,137	0,134	0,125
	0,3	0,128	0,131	0,135	0,135	0,134	0,133	0,125
	0,4	0,104	0,110	0,123	0,127	0,128	0,129	0,125
	0,5	0,076	0,083	0,104	0,113	0,118	0,121	0,125
k'_A	0,1	-0,165	-0,164	-0,154	-0,147	-0,142	-0,138	-0,125
	0,2	-0,167	-0,165	-0,155	-0,149	-0,144	-0,140	-0,125
	0,3	-0,181	-0,178	-0,159	-0,150	-0,144	-0,140	-0,125
	0,4	-0,231	-0,214	-0,175	-0,159	-0,149	-0,143	-0,125
	0,5	-0,291	-0,270	-0,208	-0,180	-0,163	-0,152	-0,125
k'_B	0,1	0,373	0,380	0,408	0,429	0,446	0,459	0,500
	0,2	0,379	0,384	0,407	0,424	0,439	0,452	0,500
	0,3	0,370	0,381	0,412	0,429	0,443	0,455	0,500
	0,4	0,331	0,352	0,405	0,429	0,446	0,458	0,500
	0,5	0,266	0,295	0,375	0,414	0,438	0,455	0,500
k'_A	0,1	0,627	0,620	0,592	0,571	0,554	0,541	0,500
	0,2	0,621	0,616	0,593	0,576	0,561	0,548	0,500
	0,3	0,630	0,619	0,588	0,571	0,557	0,545	0,500
	0,4	0,669	0,648	0,595	0,571	0,554	0,542	0,500
	0,5	0,734	0,705	0,625	0,586	0,562	0,545	0,500

д) Момент M на расстоянии $0,1$ высоты от верхней опоры $\alpha=0,1$

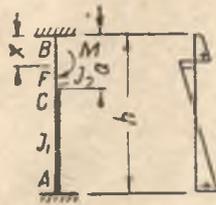


$$\lambda = \frac{a}{h}; \quad n = \frac{J_2}{J_1}; \quad \alpha = \frac{x}{h}$$

$$\left. \begin{aligned} M_B &= k_B M; \\ M_C &= k_C M; \\ M_F^o &= k_F^o M; \\ M_F^u &= k_F^u M; \end{aligned} \right\} \begin{aligned} M_A &= k_A M; \\ R_B &= k_R \frac{M}{h}; \\ R_A &= -k_R \frac{M}{h} \end{aligned}$$

Кoeffициент	n		0,08	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	1,0
	λ								
k_B	0,1		0,067	0,096	0,221	0,316	0,390	0,449	0,630
	0,2		0,399	0,399	0,443	0,478	0,507	0,533	0,630
	0,3		0,468	0,483	0,521	0,543	0,560	0,574	0,630
	0,4		0,480	0,500	0,546	0,568	0,582	0,593	0,630
	0,5		0,490	0,500	0,550	0,574	0,589	0,600	0,630
k_C	0,1		См. k_F^o и k_F^u						
	0,2		-0,399	-0,400	-0,384	-0,364	-0,346	-0,328	-0,262
	0,3		-0,208	-0,214	-0,235	-0,237	-0,235	-0,231	-0,208
	0,4		-0,056	-0,074	-0,122	-0,140	-0,146	-0,152	-0,154
	0,5		0,070	0,038	-0,025	-0,054	-0,070	-0,080	-0,100
k_F^o	0,1		0,203	0,228	0,335	0,415	0,479	0,530	0,684
	0,2		0,496	0,499	0,530	0,557	0,581	0,602	0,684
	0,3		0,576	0,584	0,603	0,616	0,628	0,639	0,684
	0,4		0,596	0,606	0,629	0,641	0,650	0,657	0,684
	0,5		0,606	0,608	0,635	0,649	0,658	0,664	0,684
k_F^u	0,1		-0,797	-0,772	-0,665	-0,585	-0,521	-0,470	-0,316
	0,2		-0,504	-0,501	-0,470	-0,443	-0,419	-0,398	-0,316
	0,3		-0,424	-0,416	-0,397	-0,384	-0,372	-0,361	-0,316
	0,4		-0,404	-0,394	-0,371	-0,359	-0,350	-0,343	-0,316
	0,5		-0,394	-0,392	-0,365	-0,351	-0,343	-0,336	-0,316
k_A	0,1		0,424	0,412	0,357	0,314	0,280	0,253	0,170
	0,2		0,445	0,403	0,310	0,270	0,245	0,226	0,170
	0,3		0,548	0,492	0,335	0,276	0,244	0,223	0,170
	0,4		0,640	0,566	0,375	0,299	0,259	0,230	0,170
	0,5		0,650	0,576	0,400	0,318	0,271	0,240	0,170
k_R	0,1		1,358	1,316	1,136	0,998	0,890	0,804	0,540
	0,2		1,055	1,004	0,866	0,792	0,738	0,693	0,540
	0,3		1,080	1,008	0,814	0,733	0,684	0,649	0,540
	0,4		1,160	1,067	0,829	0,731	0,675	0,637	0,540
	0,5		1,160	1,076	0,850	0,744	0,682	0,640	0,540

Момент M на расстоянии $0,2$ высоты от верхней опоры $\alpha = 0,2$



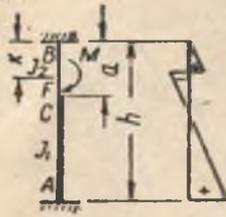
$$\lambda = \frac{a}{h}; n = \frac{J_2}{J_1};$$

$$a = \frac{x}{h}$$

$$\begin{cases} M_B = k_B M; & M_A = k_A M; \\ M_C = k_C M; & R_B = k_R \frac{M}{h}; \\ M_F^a = k_F^a M; & \\ M_F^H = k_F^H M; & R_A = -k_R \frac{M}{h} \end{cases}$$

Кoeffициент	n							
	λ	0,08	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	1,0
k_B	0,1	0,007	0,022	0,092	0,144	0,186	0,219	0,320
	0,2	0,088	-0,075	-0,011	0,046	0,098	0,145	0,320
	0,3	0,076	0,093	0,139	0,171	0,193	0,222	0,320
	0,4	0,105	0,131	0,191	0,221	0,242	0,259	0,320
	0,5	0,110	0,130	0,200	0,235	0,257	0,273	0,320
k_C	0,1	0,140	0,161	0,221	0,266	0,301	0,330	0,426
	0,2	См. k_F^a и k_F^H						
	0,3	-0,454	-0,458	-0,467	-0,461	-0,452	-0,441	-0,392
	0,4	-0,183	-0,214	-0,271	-0,290	-0,298	-0,302	-0,296
	0,5	0,020	-0,013	-0,100	-0,139	-0,161	-0,175	-0,200
k_F^a	0,1	0,290	0,300	0,350	0,388	0,417	0,440	0,512
	0,2	0,211	0,222	0,272	0,314	0,352	0,386	0,512
	0,3	0,389	0,393	0,402	0,417	0,432	0,446	0,512
	0,4	0,461	0,458	0,460	0,466	0,472	0,479	0,512
	0,5	0,473	0,473	0,480	0,485	0,490	0,495	0,512
k_F^H	0,1	-0,710	-0,700	-0,650	-0,613	-0,583	-0,560	-0,488
	0,2	-0,789	-0,778	-0,728	-0,686	-0,648	-0,615	-0,488
	0,3	-0,611	-0,607	-0,598	-0,583	-0,569	-0,554	-0,488
	0,4	-0,539	-0,542	-0,540	-0,534	-0,528	-0,521	-0,488
	0,5	-0,527	-0,527	-0,520	-0,515	-0,510	-0,505	-0,488
k_A	0,1	0,418	0,414	0,384	0,360	0,341	0,326	0,280
	0,2	0,409	0,411	0,403	0,385	0,367	0,349	0,280
	0,3	0,641	0,592	0,453	0,398	0,366	0,344	0,280
	0,4	0,885	0,769	0,537	0,443	0,391	0,358	0,280
	0,5	0,930	0,843	0,600	0,487	0,421	0,378	0,280
k_R	0,1	1,415	1,392	1,292	1,216	1,156	1,107	0,960
	0,2	1,497	1,487	1,415	1,339	1,269	1,205	0,960
	0,3	1,565	1,499	1,314	1,227	1,168	1,122	0,960
	0,4	1,780	1,638	1,346	1,222	1,149	1,099	0,960
	0,5	1,820	1,713	1,400	1,252	1,165	1,106	0,960

Момент M на расстоянии $0,3$ высоты от верхней опоры $\alpha = 0,3$



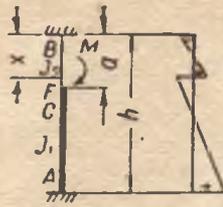
$$\lambda = \frac{a}{h}; \quad n = \frac{J_2}{J_1};$$

$$\alpha = \frac{x}{h}$$

$$\begin{cases} M_B = k_B M; \\ M_C = k_C M; \\ M_F^a = k_F^a M; \\ M_F^h = k_F^h M; \end{cases} \quad \begin{cases} M_A = k_A M; \\ R_B = k_R \frac{M}{h}; \\ R_A = -k_R \frac{M}{h} \end{cases}$$

Коэффициент	n		λ						
	λ	n	0,08	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	1,0
k_B	0,1		-0,042	-0,037	-0,012	0,007	0,022	0,034	0,070
	0,2		-0,116	-0,110	-0,082	-0,056	-0,032	-0,011	0,070
	0,3		-0,174	-0,171	-0,145	-0,115	-0,085	-0,056	0,070
	0,4		-0,120	-0,107	-0,066	-0,041	-0,021	-0,003	0,070
	0,5		-0,130	-0,110	-0,050	-0,019	0,002	0,018	0,070
k_C	0,1		0,100	0,105	0,126	0,142	0,155	0,165	0,196
	0,2		0,181	0,187	0,211	0,230	0,248	0,264	0,322
	0,3		См. k_F^a и k_F^h						
	0,4		-0,413	-0,421	-0,446	-0,451	-0,451	-0,448	-0,426
	0,5		-0,130	-0,154	-0,225	-0,256	-0,273	-0,284	-0,300
k_F^a	0,1		0,384	0,387	0,402	0,413	0,421	0,428	0,448
	0,2		0,329	0,334	0,357	0,373	0,388	0,401	0,448
	0,3		0,260	0,271	0,305	0,329	0,350	0,369	0,448
	0,4		0,410	0,407	0,399	0,401	0,407	0,413	0,448
	0,5		0,470	0,463	0,445	0,439	0,437	0,437	0,448
k_F^h	0,1		-0,616	-0,613	-0,598	-0,588	-0,579	-0,572	-0,552
	0,2		-0,671	-0,665	-0,643	-0,627	-0,612	-0,599	-0,552
	0,3		-0,740	-0,729	-0,695	-0,671	-0,650	-0,631	-0,552
	0,4		-0,590	-0,593	-0,601	-0,599	-0,593	-0,587	-0,552
	0,5		-0,530	-0,537	-0,555	-0,561	-0,563	-0,563	-0,552
k_A	0,1		0,376	0,376	0,366	0,358	0,352	0,346	0,330
	0,2		0,370	0,373	0,379	0,374	0,367	0,360	0,330
	0,3		0,267	0,300	0,354	0,366	0,366	0,363	0,330
	0,4		0,655	0,607	0,484	0,433	0,404	0,383	0,330
	0,5		0,870	0,802	0,600	0,506	0,451	0,415	0,330
k_R	0,1		1,420	1,412	1,378	1,351	1,330	1,312	1,260
	0,2		1,482	1,483	1,461	1,429	1,399	1,371	1,260
	0,3		1,444	1,471	1,500	1,481	1,452	1,419	1,260
	0,4		1,775	1,713	1,550	1,474	1,424	1,386	1,260
	0,5		2,000	1,912	1,650	1,524	1,449	1,396	1,260

Момент M на расстоянии $0,4$ высоты от верхней опоры $\alpha = 0,4$



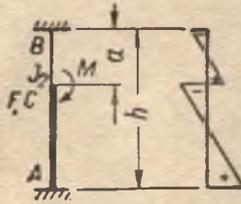
$$\lambda = \frac{a}{h}; \quad n = \frac{J_2}{J_1};$$

$$\alpha = \frac{x}{h}$$

$$\begin{aligned} M_B &= k_B M; & M_A &= k_A M; \\ M_C &= k_C M; & R_B &= k_R \frac{M}{h}; \\ M_F^a &= k_F^a M; & R_A &= -k_R \frac{M}{h}; \\ M_F^h &= k_F^h M; \end{aligned}$$

Кoeffициент	n									
	λ		0,08	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	1,0	
k_B	0,1		-0,077	-0,079	-0,089	-0,096	-0,102	-0,106	-0,120	
	0,2		-0,131	-0,132	-0,132	-0,130	-0,128	-0,127	-0,120	
	0,3		-0,182	-0,184	-0,183	-0,176	-0,167	-0,159	-0,120	
	0,4		-0,204	-0,213	-0,224	-0,218	-0,206	-0,192	-0,120	
	0,5		-0,227	-0,222	-0,200	-0,186	-0,174	-0,164	-0,120	
k_C	0,1		0,061	0,059	0,051	0,044	0,040	0,036	0,024	
	0,2		0,153	0,153	0,157	0,159	0,161	0,163	0,168	
	0,3		0,234	0,241	0,259	0,270	0,278	0,285	0,312	
	0,4		См. k_F^B и k_F^H							
	0,5		-0,377	-0,385	-0,400	-0,405	-0,407	-0,407	-0,400	
k_F^B	0,1		0,471	0,472	0,468	0,464	0,463	0,462	0,456	
	0,2		0,437	0,439	0,446	0,448	0,450	0,452	0,456	
	0,3		0,373	0,382	0,407	0,418	0,427	0,433	0,456	
	0,4		0,286	0,305	0,353	0,377	0,394	0,407	0,456	
	0,5		0,453	0,448	0,440	0,439	0,440	0,441	0,456	
k_F^H	0,1		-0,529	-0,529	-0,532	-0,534	-0,537	-0,538	-0,544	
	0,2		-0,563	-0,561	-0,554	-0,552	-0,550	-0,548	-0,544	
	0,3		-0,627	-0,618	-0,593	-0,582	-0,573	-0,567	-0,544	
	0,4		-0,714	-0,695	-0,647	-0,623	-0,606	-0,593	-0,544	
	0,5		-0,547	-0,552	-0,560	-0,651	-0,560	-0,559	-0,544	
k_A	0,1		0,294	0,298	0,304	0,308	0,311	0,313	0,320	
	0,2		0,288	0,295	0,311	0,316	0,318	0,319	0,320	
	0,3		0,200	0,232	0,291	0,310	0,317	0,321	0,320	
	0,4		0,020	0,080	0,218	0,269	0,293	0,306	0,320	
	0,5		0,473	0,451	0,400	0,375	0,360	0,349	0,320	
k_R	0,1		1,370	1,377	1,393	1,404	1,413	1,420	1,440	
	0,2		1,420	1,427	1,443	1,446	1,446	1,446	1,440	
	0,3		1,383	1,416	1,474	1,485	1,485	1,480	1,440	
	0,4		1,224	1,293	1,442	1,486	1,499	1,499	1,440	
	0,5		1,700	1,673	1,600	1,561	1,534	1,513	1,440	

Момент M на расстоянии 0,5 высоты от верхней опоры $\alpha = 0,5$



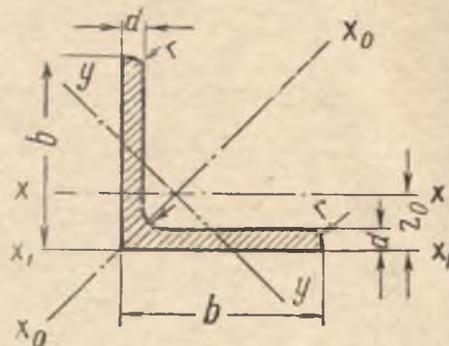
$$\lambda = \frac{a}{h}; \quad n = \frac{J_2}{J_1};$$

$$\alpha = \frac{x}{h}$$

$$\begin{cases} M_B = k_B M; \\ M_C = k_C M; \\ M_F^a = k_F^a M; \\ M_F^h = k_F^h M; \end{cases} \quad \begin{cases} M_A = k_A M; \\ R_B = k_R \frac{M}{h}; \\ R_A = -k_R \frac{M}{h} \end{cases}$$

Кoeffициент	$\lambda \backslash n$	n						
		0,08	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	1,0
k_B	0,1	-0,098	-0,106	-0,140	-0,165	-0,185	-0,201	-0,250
	0,2	-0,137	-0,142	-0,161	-0,177	-0,191	-0,203	-0,250
	0,3	-0,180	-0,185	-0,201	-0,210	-0,218	-0,224	-0,250
	0,4	-0,199	-0,210	-0,236	-0,245	-0,249	-0,251	-0,250
	0,5	-0,185	-0,203	-0,250	-0,267	-0,272	-0,273	-0,250
k_C	0,1	0,030	0,023	-0,006	-0,028	-0,045	-0,058	-0,100
	0,2	0,126	0,122	0,111	0,101	0,092	0,083	0,050
	0,3	0,203	0,208	0,215	0,215	0,214	0,211	0,200
	0,4	0,255	0,271	0,307	0,322	0,331	0,336	0,350
	0,5	См. k_F^a и k_F^h						
k_F^a	0,1	0,540	0,537	0,529	0,523	0,517	0,513	0,500
	0,2	0,520	0,518	0,520	0,518	0,515	0,512	0,500
	0,3	0,457	0,470	0,492	0,498	0,501	0,502	0,500
	0,4	0,368	0,391	0,443	0,464	0,476	0,483	0,500
	0,5	0,266	0,295	0,375	0,414	0,438	0,455	0,500
k_F^h	0,1	-0,460	-0,463	-0,471	-0,478	-0,483	-0,487	-0,500
	0,2	-0,480	-0,482	-0,480	-0,482	-0,485	-0,488	-0,500
	0,3	-0,543	-0,530	-0,508	-0,502	-0,499	-0,498	-0,500
	0,4	-0,632	-0,609	-0,557	-0,536	-0,525	-0,517	-0,500
	0,5	-0,734	-0,705	-0,625	-0,586	-0,562	-0,545	-0,500
k_A	0,1	0,175	0,181	0,198	0,210	0,220	0,227	0,250
	0,2	0,169	0,178	0,201	0,212	0,221	0,227	0,250
	0,3	0,093	0,124	0,184	0,207	0,220	0,228	0,250
	0,4	-0,063	-0,009	0,122	0,173	0,200	0,217	0,250
	0,5	-0,283	-0,208	0,000	0,095	0,148	0,182	0,250
k_R	0,1	1,275	1,287	1,338	1,375	1,405	1,429	1,500
	0,2	1,314	1,319	1,361	1,389	1,412	1,431	1,500
	0,3	1,275	1,310	1,385	1,417	1,438	1,453	1,500
	0,4	1,135	1,201	1,358	1,418	1,449	1,468	1,500
	0,5	0,903	0,996	1,250	1,361	1,420	1,455	1,500

СТАЛЬ ПРОКАТНАЯ



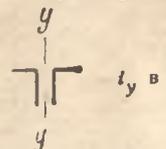
По ГОСТ 8509—57

№ профиля	Размеры в мм				Площадь профиля в см ²	Вес 1 пог. м в кг	Справочные величины	
	b	d	R	r			x-x	
							I _x в см ⁴	i _x в см
4	40	3	5	1,7	2,35	1,85	3,55	1,23
		4			3,08	2,42	4,58	1,22
4,5	45	3	5	1,7	2,65	2,08	5,13	1,39
		4			3,48	2,73	6,63	1,38
		5			4,29	3,37	8,03	1,37
5	50	3	5,5	1,8	2,96	2,32	7,11	1,55
		4			3,89	3,05	9,21	1,54
		5			4,80	3,77	11,20	1,53
5,6	56	3,5	6	2	3,86	3,03	11,6	1,73
		4			4,38	3,44	13,1	1,73
		5			5,41	4,25	16,0	1,72
6,3	63	4	7	2,3	4,96	3,90	18,9	1,95
		5			6,13	4,81	23,1	1,94
		6			7,28	5,72	27,1	1,93

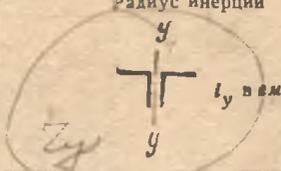
УГЛОВАЯ РАВНОБОКАЯ

Обозначения:

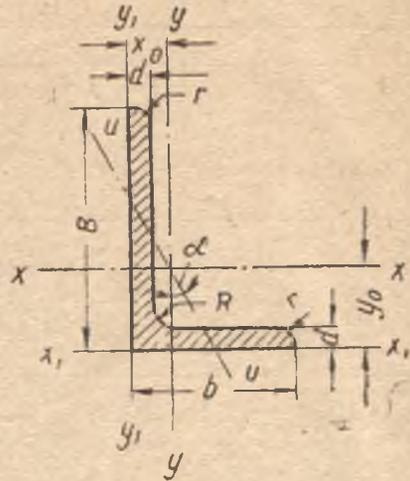
- b — ширина полки;
- d — толщина полки;
- R — радиус внутреннего закругления;
- r — радиус закругления полок;
- J — момент инерции;
- i — радиус инерции;
- Z_0 — расстояние от центра тяжести

чины для осей						Радиус инерции		
x_0-x_0		y_0-y_0		x_1-x_1	Z_0 в см	 i_y в см		
I_{x_0} макс в см ⁴	i_{x_0} макс в см	I_{y_0} мин в см ⁴	i_{y_0} мин в см	I_{x_1} в см ⁴				
5,63	1,55	1,47	0,79	6,35	1,09			
7,26	1,53	1,90	0,78	8,53	1,13			
8,13	1,75	2,12	0,89	9,04	1,21			
10,5	1,74	2,74	0,89	12,1	1,26			
12,7	1,72	3,33	0,88	15,3	1,30			
11,3	1,95	2,95	1,00	12,4	1,33			
14,6	1,94	3,80	0,99	16,6	1,38	2,43	2,51	2,58
17,8	1,92	4,63	0,98	20,9	1,42	2,45	2,53	2,61
18,4	2,18	4,80	1,12	20,3	1,50			
20,8	2,18	5,41	1,11	23,3	1,52	2,66	2,74	2,81
25,4	2,16	6,59	1,10	29,2	1,57	2,69	2,77	2,84
29,9	2,45	7,81	1,25	33,1	1,69	2,93	3,01	3,08
36,6	2,44	9,52	1,25	41,5	1,74	2,96	3,04	3,11
42,9	2,43	11,20	1,24	50,0	1,78	2,98	3,06	3,14

№ профиля	Размеры в мм				Площадь профиля в см ²	Вес 1 пог. м в кг	Справочные величины	
	b	d	R	r			x-x	
							I _x в см ⁴	I _x в см
7	70	4,5	8,0	2,7	6,20	4,87	29,0	2,16
		5			6,86	5,38	31,9	2,16
		6			8,15	6,39	37,6	2,15
		7			9,42	7,39	43,0	2,14
		8			10,70	8,37	48,2	2,13
7,5	75	5	9	3	7,39	5,8	39,5	2,31
		6			8,78	6,89	46,6	2,30
		7			10,10	7,96	53,3	2,29
		8			11,50	9,02	59,8	2,28
		9			12,80	10,1	66,1	2,27
8	80	5,5	9	3	8,63	6,78	52,7	2,47
		6			9,38	7,36	57,0	2,47
		7			10,80	8,51	65,3	2,45
		8			12,30	9,65	73,4	2,44
9	90	6	10	3,3	10,6	8,33	82,1	2,78
		7			12,3	9,64	94,3	2,77
		8			13,9	10,90	106,0	2,76
		9			15,6	12,20	118,0	2,75
10	100	6,5	12	4	12,8	10,1	122	3,09
		7			13,8	10,8	131	3,08
		8			15,6	12,2	147	3,07
		10			19,2	15,1	179	3,05
		12			22,8	17,9	209	3,03
		14			26,3	20,6	237	3,00
		16			29,7	23,3	264	2,98
11	110	7	12	4	15,2	11,9	176	3,40
		8			17,2	13,5	198	3,39
12,5	125	8	14	4,6	19,7	15,5	294	3,87
		9			22,0	17,3	327	3,86
		10			24,3	19,1	360	3,85
		12			28,9	22,7	422	3,82
		14			33,4	26,2	482	3,80
		16			37,8	29,6	539	3,78

шины для осей						Радиус инерции		
x_0-x_n		y_0-y_0		x_1-x_1	Z_0 в см			
I_{x_0} макс в см ⁴	i_{x_0} макс в см	I_{y_0} мин в см ⁴	i_{y_0} мин в см	I_{x_1} в см ⁴		10 мм	12 мм	14 мм
46,0	2,72	12,0	1,39	51,0	1,88	3,22	3,29	3,36
50,7	2,72	13,2	1,39	56,7	1,90	3,23	3,30	3,38
59,6	2,71	15,5	1,38	68,4	1,94	3,25	3,33	3,40
68,2	2,69	17,8	1,37	80,1	1,99	3,28	3,36	3,43
76,4	2,68	20,0	1,37	91,9	2,09	3,29	3,37	3,45
62,6	2,91	16,4	1,49	69,6	2,02	3,42	3,49	3,56
73,9	2,90	19,3	1,48	83,9	2,06	3,44	3,52	3,59
84,6	2,89	22,1	1,48	98,3	2,10	3,47	3,55	3,61
94,9	2,87	24,8	1,47	113,0	2,15	3,50	3,57	3,65
105,0	2,86	27,5	1,46	127,0	2,18	3,51	3,59	3,66
83,6	3,11	21,8	1,59	93,2	2,17	3,64	3,71	3,78
90,4	3,11	23,5	1,58	102,0	2,19	3,65	3,72	3,80
104,0	3,09	27,0	1,58	119,0	2,23	3,67	3,75	3,81
116,0	3,08	30,3	1,57	137,0	2,27	3,69	3,77	3,84
130	3,50	34,0	1,79	145	2,43	4,04	4,11	4,18
150	3,49	38,9	1,78	169	2,47	4,06	4,13	4,21
168	3,48	43,8	1,77	194	2,51	4,08	4,15	4,23
186	3,46	48,6	1,77	219	2,55	4,11	4,18	4,25
193	3,88	50,7	1,99	214	2,68	4,43	4,50	4,58
207	3,88	54,2	1,98	231	2,71	4,45	4,52	4,59
233	3,87	60,9	1,98	265	2,75	4,47	4,54	4,61
284	3,84	74,1	1,96	333	2,83	4,52	4,59	4,66
331	3,81	86,9	1,95	402	2,91	4,56	4,64	4,71
375	3,78	99,3	1,94	472	2,99	4,60	4,68	4,75
416	3,74	112,0	1,94	542	3,06	4,64	4,72	4,79
279	4,29	72,7	2,19	308	2,96	4,85	4,92	4,99
315	4,28	81,8	2,18	353	3,00	4,87	4,95	5,01
467	4,87	122	2,49	516	3,36	5,46	5,53	5,60
520	4,86	135	2,48	582	3,40	5,48	5,56	5,63
571	4,84	149	2,47	649	3,45	5,52	5,59	5,66
670	4,82	174	2,46	782	3,53	5,55	5,63	5,70
764	4,78	200	2,45	916	3,60	5,60	5,67	5,74
853	4,75	224	2,44	1051	3,68	5,63	5,71	5,78

№ профиля	Размеры в мм				Площадь профиля в см ²	Вес 1 пог. м в кг	Справочные величины	
	b	d	R	r			x-x	
							I _x в см ⁴	i _x в см
14	140	9	14	4,6	24,7	19,4	466	4,34
		10			27,3	21,5	512	4,33
		12			32,5	25,5	602	4,31
16	160	10	16	5,3	31,4	24,7	774	4,96
		11			34,4	27,0	844	4,95
		12			37,4	29,4	913	4,94
		14			43,3	34,0	1046	4,92
		16			49,1	38,5	1175	4,89
		18			54,8	43,0	1299	4,87
		20			60,4	47,4	1419	4,85
18	180	11	16	5,3	38,8	30,5	1216	5,60
		12			42,2	33,1	1317	5,59
20	200	12	18	6	47,1	37,0	1823	6,22
		13			50,9	39,9	1961	6,21
		14			54,6	42,8	2097	6,20
		16			62,0	48,7	2363	6,17
		20			76,5	60,1	2871	6,12
		25			94,3	74,0	3466	6,06
		30			111,5	87,6	4020	6,00
22	220	14	21	7	60,4	47,4	2814	6,83
		16			68,6	53,8	3175	6,81
25	250	16	24	8	78,4	61,5	4717	7,76
		18			87,7	68,9	5247	7,73
		20			97,0	76,1	5765	7,71
		22			106,1	83,3	6270	7,69
		25			119,7	94,0	7006	7,65
		28			133,1	104,5	7717	7,61
		30			142,0	111,4	8177	7,59



ПО ГОСТ 8510—57

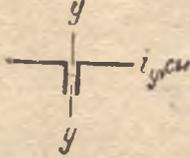
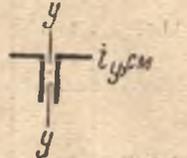
№ профиля	Размеры в мм					Площадь профиля в см ²	Вес 1 пог. м в кг	Справочные				
	B	b	d	R	r			x—x		y—y		
								I_x в см ⁴	i_x в см	I_y в см ⁴	i_y в см	
6,6/3,6	56	36	3,5	6	2	3,16	2,48	10,1	1,79	3,30	1,02	
			4			3,58		11,4		1,78		3,70
			5			4,11		13,8		1,77		4,48
6,3/4	63	40	4	7	2,3	4,04	3,17	16,3	2,01	5,16	1,13	
			5			4,98		19,9		2,00		6,26
			6			5,90		23,3		1,99		7,28
			8			7,68		29,6		1,96		9,15
7/4,5	70	45	4,5	7,5	2,5	5,07	3,98	25,3	2,23	8,25	1,28	
			5			5,59		27,8		2,23		9,05
7,5/5	75	50	5	8	2,7	6,11	4,79	34,8	2,39	12,5	1,43	
			6			7,25		40,9		2,38		14,6
			8			9,47		52,4		2,35		18,5
8,5	80	50	5	8	2,7	6,36	4,99	41,6	2,56	12,7	1,41	
			6			7,55		49,0		2,55		14,8

ПРОКАТНАЯ УГЛОВАЯ НЕРАВНОБОКАЯ

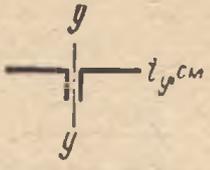
Таблица 21

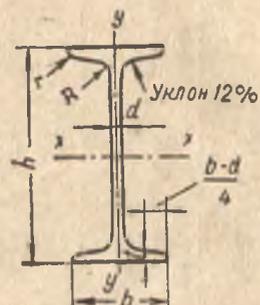
Обозначения:

- B — ширина большей полки,
- b — ширина меньшей полки,
- d — толщина полки,
- R — радиус внутреннего закругления,
- r — радиус закругления полки,
- I — момент инерции,
- i — радиус инерции,
- x_0, y_0 — расстояния центра тяжести

величины для осей						Радиусы инерции					
$x_1 - x_2$		$y_1 - y_2$		$x - y$							
I_{x_1} в см ⁴	рас- стояние центра тяжес- ти y_0 в см	$I_{y_1 \text{ мин}}$ в см ⁴	рас- стояние центра тяжес- ти x_0 в см	$I_{x \text{ мин}}$ в см ⁴	$I_{y \text{ мин}}$ в см ⁴	10 мм	12 мм	14 мм	10 мм	12 мм	14 мм
20,3	1,80	5,43	0,82	1,95	0,79						
23,2	1,82	6,25	0,84	2,19	0,78	2,93	3,01	3,08	1,68	1,76	1,84
29,2	1,86	7,91	0,88	2,66	0,78	2,95	3,03	3,11	1,71	1,79	1,87
33,0	2,03	8,51	0,91	3,07	0,87	3,23	3,31	3,39	1,80	1,88	1,96
41,4	2,08	10,8	0,95	3,73	0,86	3,26	3,34	3,42	1,83	1,91	1,99
49,9	2,12	13,1	0,99	4,36	0,86	3,29	3,37	3,45	1,86	1,94	2,02
66,9	2,20	17,9	1,07	5,58	0,85	3,34	3,42	3,50	1,91	1,99	2,06
51,0	2,25	13,6	1,03	4,88	0,98	3,54	3,62	3,69	1,99	2,07	2,15
56,7	2,28	15,2	1,05	5,34	0,98	3,56	3,64	3,72	2,01	2,08	2,16
69,7	2,39	20,8	1,17	7,24	1,09	3,75	3,82	3,90	2,20	2,27	2,35
83,9	2,44	25,2	1,21	8,48	1,08	3,78	3,86	3,94	2,22	2,30	2,38
112,0	2,52	34,2	1,29	10,90	1,07	3,83	3,90	3,98	2,27	2,35	2,43
84,6	2,60	20,8	1,13	7,58	1,09	4,02	4,10	4,17	2,16	2,23	2,31
102,0	2,65	25,2	1,17	8,88	1,08	4,05	4,13	4,21	2,18	2,25	2,33

№ профиля	Размеры в мм					Площадь профиля в см ²	Вес 1 пог. м в кг	Справочные			
	B	b	d	R	r			x - x		y - y	
								I _x в см ⁴	i _x в см	I _y в см ⁴	i _y в см
9/5,6	90	56	5,5	9	3	7,86	6,17	65,3	2,88	19,7	1,58
			6			8,54	6,70	70,6	2,88	21,2	1,58
			8			11,18	8,77	90,9	2,85	27,1	1,56
10/6,3	100	63	6	10	3,3	9,59	7,53	98,3	3,20	30,6	1,79
			7			11,1	8,70	113	3,19	35,0	1,78
			8			12,6	9,87	127	3,18	39,2	1,77
			10			15,5	12,10	154	3,15	47,1	1,75
11/7	110	70	6,5	10	3,3	11,4	8,98	142	3,53	45,6	2,00
			7			12,3	9,64	152	3,52	48,7	1,99
			8			13,9	10,90	172	3,51	54,6	1,98
12,5/8	125	80	7	11	3,7	14,1	11,0	227	4,01	73,7	2,29
			8			16,0	12,5	256	4,00	83,0	2,28
			10			19,7	15,5	312	3,98	100,0	2,26
			12			23,4	18,3	365	3,95	117,0	2,24
14/9	140	90	8	12	4	18,0	14,1	354	4,49	120	2,58
			10			22,2	17,5	444	4,47	146	2,56
16/10	160	100	9	13	4,3	22,9	18,0	606	5,15	186	2,85
			10			25,3	19,8	667	5,13	204	2,84
			12			30,0	23,6	784	5,11	239	2,82
			14			34,7	27,3	897	5,08	272	2,80
18/11	180	110	10	14	4,7	28,3	22,2	952	5,80	276	3,12
			12			33,7	26,4	1123	5,77	324	3,10
20/12,5	200	125	11	14	4,7	34,9	27,4	1449	6,45	446	3,58
			12			37,9	29,7	1568	6,43	482	3,57
			14			43,9	34,4	1801	6,41	551	3,54
			16			49,8	39,1	2026	6,38	617	3,52
25/16	250	160	12	18	6	48,3	37,9	3147	8,07	1032	4,62
			16			63,6	49,9	4091	8,02	1333	4,58
			18			71,1	55,8	4545	7,99	1475	4,56
			20			78,5	61,7	4987	7,97	1613	4,53

величины для осей						Радиусы инерции					
$x_1 - x_1$		$y_1 - y_1$		$u - u$							
I_{x_1} в см ⁴	рас- стояние центра тяжес- ти u_0 в см	I_{y_1} мин в см ⁴	рас- стояние центра тяжес- ти X_0 в см	i_{u} мин в см ⁴	i_{u} мин в см	10 мм	12 мм	14 мм	10 мм	12 мм	14 мм
132	2,92	32,2	1,26	11,8	1,22	4,47	4,55	4,62	2,37	2,44	2,51
145	2,95	35,2	1,28	12,7	1,22	4,49	4,57	4,65	2,38	2,45	2,53
194	3,04	47,8	1,36	16,3	1,21	4,55	4,62	4,70	2,43	2,50	2,58
198	3,23	49,9	1,42	18,2	1,38	4,92	4,99	5,06	2,62	2,70	2,77
232	3,28	58,7	1,46	20,8	1,37	4,95	5,02	5,10	2,64	2,72	2,80
266	3,32	67,6	1,50	23,4	1,36	4,97	5,04	5,12	2,67	2,74	2,82
333	3,40	85,8	1,58	28,3	1,35	5,01	5,09	5,17	2,71	2,79	2,87
286	3,55	74,3	1,58	26,9	1,53	5,37	5,45	5,52	2,89	2,96	3,03
309	3,57	80,3	1,60	28,8	1,53	5,37	5,45	5,53	2,89	2,97	3,04
353	3,61	92,3	1,64	32,3	1,52	5,41	5,49	5,55	2,92	2,99	3,06
452	4,01	119	1,80	43,4	1,76	6,04	6,11	6,18	3,24	3,31	3,39
518	4,05	137	1,84	48,8	1,75	6,06	6,13	6,21	3,27	3,34	3,41
649	4,14	173	1,92	59,3	1,74	6,11	6,19	6,26	3,31	3,38	3,46
781	4,22	220	2,00	69,5	1,72	6,15	6,23	6,30	3,35	3,43	3,50
727	4,49	194	2,03	70,3	1,98	6,72	6,79	6,86	3,61	3,69	3,75
911	4,58	245	2,12	85,5	1,96	6,77	6,84	6,91	3,60	3,74	3,80
1221	5,19	300	2,23	110	2,20	7,67	7,75	7,82	3,95	4,02	4,09
1359	5,23	335	2,28	121	2,19	7,69	7,77	7,84	3,97	4,04	4,11
1634	5,32	405	2,36	142	2,18	7,74	7,82	7,89	4,02	4,09	4,16
1910	5,4	477	2,43	162	2,16	7,79	7,86	7,93	4,05	4,13	4,20
1933	5,88	444	2,44	165	2,42	8,62	8,70	8,77	4,29	4,36	4,42
2324	5,97	537	2,52	194	2,40	8,67	8,75	8,81	4,33	4,40	4,47
2920	6,50	718	2,79	264	2,75	9,51	9,59	9,66	4,86	4,93	5,00
3189	6,54	786	2,83	285	2,74	9,54	9,61	9,68	4,88	4,95	5,02
3726	6,62	922	2,91	327	2,73	9,58	9,65	9,73	4,92	4,98	5,05
4264	6,71	1061	2,99	367	2,72	9,63	9,70	9,77	4,96	5,03	5,10
6212	7,97	1634	3,53	604	3,54	11,70	11,77	11,84	6,13	6,20	6,26
8308	8,14	2200	3,69	781	3,50	11,78	11,86	11,93	6,21	6,27	6,34
9358	8,23	2487	3,77	866	3,49	11,84	11,91	11,98	6,24	6,31	6,38
10410	8,31	2776	3,85	949	3,48	11,88	11,95	12,02	6,28	6,35	6,42



СТАЛЬ ПРОКАТНАЯ, БАЛКИ ДВУТАВРОВЫЕ

Обозначения:

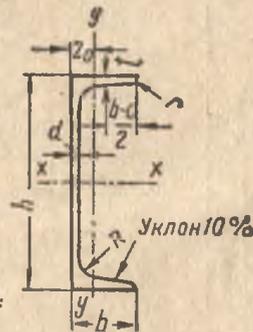
h — высота балки;
 b — ширина полки;
 d — толщина стенки;
 t — средняя толщина полки;
 R — радиус внутреннего закругления;

r — радиус закругления полки;
 I — момент инерции;
 W — момент сопротивления;
 S — статический момент полусечения;
 i — радиус инерции.

По ГОСТ 8239—56*

№ профиля	Вес 1 пог. м в кг	Размеры в мм						Площадь сечения в см ²	Справочные величины для осей						
		h	b	d	t	R	r		$x-x$				$y-y$		
									I_x в см ⁴	W_x в см ³	i_x в см	S_x в см ³	I_y в см ⁴	W_y в см ³	i_y в см
10	9,46	100	55	4,5	7,2	7	2,5	12,0	198	39,7	4,06	23	17,9	6,49	1,22
12	11,5	120	64	4,8	7,3	7,5	3	14,7	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38
14	13,7	140	73	4,9	7,5	8	3	17,4	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,5	1,55
16	15,9	160	81	5,0	7,8	8,5	3,5	20,2	873	109	6,57	62,3	58,6	14,5	1,70
18	18,4	180	90	5,1	8,1	9	3,5	23,4	1290	143	7,42	81,4	82,6	18,4	1,88
18a	19,9	180	100	5,1	8,3	9	3,5	25,4	1430	159	7,51	89,8	114	22,8	2,12
20	21,0	200	100	5,2	8,4	9,5	4	26,8	1840	184	8,28	104	115	23,1	2,07
20a	22,7	200	110	5,2	8,6	9,5	4	28,9	2030	203	8,37	114	155	28,2	2,32
22	24,0	220	110	5,4	8,7	10	4	30,6	2550	232	9,13	131	157	28,6	2,27
22a	25,8	220	120	5,4	8,9	10	4	32,8	2790	254	9,22	143	206	34,3	2,50
24	27,3	240	115	5,6	9,5	10,5	4	34,8	3460	289	9,97	163	198	34,5	2,37
24a	29,4	240	125	5,6	9,8	10,5	4	37,5	3800	317	10,1	178	260	41,6	2,63
27	31,5	270	125	6,0	9,8	11	4,5	40,2	5010	371	11,2	210	260	41,5	2,54
27a	33,9	270	135	6,0	10,2	11	4,5	43,2	5500	407	11,3	229	337	50	2,8
30	36,5	300	135	6,5	10,2	12	5	46,5	7080	472	12,3	268	337	49,9	2,69
30a	39,2	300	145	6,5	10,7	12	5	49,9	7780	518	12,5	292	436	60,1	2,95
33	42,2	330	140	7,0	11,2	13	5	53,8	9840	597	13,5	339	419	59,9	2,79
36	48,6	360	145	7,5	12,3	14	6	61,9	13380	743	14,7	423	516	71,1	2,89
40	56,1	400	155	8,0	13,0	15	6	71,4	18930	947	16,3	540	666	85,9	3,05
45	65,2	450	160	8,6	14,2	16	7	83,0	27450	1220	18,2	699	807	101	3,12
50	76,8	500	170	9,5	15,2	17	7	97,8	39290	1570	20,0	905	1040	122	3,26
55	89,8	550	180	10,3	16,5	18	7	114	55150	2000	22,0	1150	1350	150	3,44
60	114	600	190	11,1	17,8	20	8	132	75450	2510	23,9	1450	1720	181	3,6
65	120	650	200	12,0	19,2	22	9	153	101400	3120	25,8	1800	2170	217	3,77
70	138	700	210	13,0	20,8	24	10	176	134600	3840	27,7	2230	2730	260	3,94
70a	158	700	210	15,0	24,0	24	10	202	152700	4360	27,5	2550	3240	309	4,01
70b	184	700	210	17,5	28,2	24	10	234	175370	5010	27,4	2940	3910	373	4,09

СТАЛЬ ПРОКАТНАЯ, ШВЕЛЛЕРЫ



Обозначения: h — высота швеллера;
 b — ширина полки;
 d — толщина стенки;
 t — средняя толщина полки;
 R — радиус внутреннего закругления;
 r — радиус закругления полки;

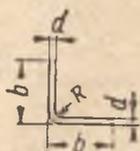
I — момент инерции;
 W — момент сопротивления;
 i — радиус инерции;
 S — статический момент полусечения;
 z_0 — расстояние от оси $y-y$ до наружной грани стенки.

По ГОСТ 8240—56*

№ профилей	Вес 1 пог. м в кг	Размеры в мм						Площадь сечения в см ²	Справочные величины для осей						z_0 в см	
		h	b	d	t	R	r		$x-x$				$y-y$			
									I_x в см ⁴	W_x в см ³	i_x в см	S_x в см ³	I_y в см ⁴	W_y в см ³		i_y в см
5	4,84	50	32	4,4	7,0	6,0	2,5	6,16	22,8	9,1	1,92	5,59	5,61	2,75	0,954	1,16
6,5	5,90	65	36	4,4	7,2	6,0	2,5	7,51	48,6	15,0	2,54	9,0	8,7	3,68	1,08	1,24
8	7,05	80	40	4,5	7,4	6,5	2,5	8,98	89,4	22,4	3,16	13,3	12,8	4,75	1,19	1,31
10	8,59	100	46	4,5	7,6	7,0	3,0	10,9	174	34,8	3,99	20,4	20,4	6,46	1,37	1,44
12	10,4	120	52	4,8	7,8	7,5	3,0	13,3	304	50,6	4,78	29,6	31,2	8,52	1,53	1,54
14	12,3	140	58	4,9	8,1	8,0	3,0	15,6	491	70,2	5,60	40,8	45,4	11,0	1,70	1,67
14a	13,3	140	62	4,9	8,7	8,0	3,0	17,0	545	77,8	5,66	45,1	57,5	13,3	1,84	1,87
16	14,2	160	64	5,0	8,4	8,5	3,5	18,1	747	93,4	6,42	54,1	63,3	13,8	1,87	1,80
16a	15,3	160	68	5,0	9,0	8,5	3,5	19,5	823	103	6,49	59,4	78,8	16,4	2,01	2,00
18	16,3	180	70	5,1	8,7	9,0	3,5	20,7	1090	121	7,24	69,8	86	17,0	2,04	1,94
18a	17,4	180	74	5,1	9,3	9,0	3,5	22,2	1190	132	7,32	76,1	105	20,0	2,18	2,13
20	18,4	200	76	5,2	9,0	9,5	4,0	23,4	1520	152	8,07	87,8	113	20,5	2,20	2,07
20a	19,8	200	80	5,2	9,7	9,5	4,0	25,2	1670	167	8,15	95,9	139	24,2	2,35	2,28
22	21,0	220	82	5,4	9,5	10,0	4,0	26,7	2110	192	8,89	110	151	25,1	2,37	2,21
22a	22,6	220	87	5,4	10,2	10,0	4,0	28,8	2330	212	8,99	121	187	30,0	2,55	2,46
24	24,0	240	90	5,6	10,0	10,5	4,0	30,6	2900	242	9,73	139	208	31,6	2,60	2,42
24a	25,8	240	95	5,6	10,7	10,5	4,0	32,9	3180	265	9,84	151	254	37,2	2,78	2,67
27	27,7	270	95	6,0	10,5	11,0	4,5	35,2	4160	308	10,9	178	262	37,3	2,73	2,47
30	31,8	300	100	6,5	11,0	12,0	5,0	40,5	5810	387	12,0	224	327	43,6	2,84	2,52
33	36,5	330	105	7,0	11,7	13,0	5,0	46,5	7980	484	13,1	281	410	51,8	2,97	2,59
36	41,9	360	110	7,5	12,6	14,0	6,0	53,4	10820	601	14,2	350	513	61,7	3,10	2,68
40	48,3	400	115	8,0	13,5	15,0	6,0	61,5	15220	761	15,7	444	642	73,4	3,23	2,75

Таблица 24

Угольники равнобокие гнутые стальные (выборка из ГОСТ 8276—57)



Обозначения: b — ширина полки; d — толщина полки; R — радиус внутреннего закругления, принимаемый для всех номеров профилей $R=d$ и для угольников из низколегированных сталей $R=1,5d$

№ профиля	b в мм	d в мм	F в см ²	G в кг/м	№ профиля	b в мм	d в мм	F в см ²	G в кг/м
8	80	4	6,14	4,82	20	200	4	15,74	12,35
10	100	4	7,74	6,08			5	19,59	15,38
12	120	4	9,34	7,33	25	250	5	11,59	9,1
16	160	4	12,54	9,84			6	19,74	15,5
		5	15,59	12,24			6	24,59	19,3
							6	29,41	23,09

Таблица 25

Угольники неравнобокие гнутые стальные (выборка из ГОСТ 8277—57)



Обозначения: B — ширина большей полки; b — ширина меньшей полки; d — толщина полки; R — радиус внутреннего закругления, принимаемый для всех номеров профилей $R=d$ и для угольников из низколегированных сталей $R=1,5d$.

№ профиля	B	b	d	F в см ²	G в кг/м	№ профиля	B	b	d	F в см ²	G в кг/м
	в мм						в мм				
8/5	80	50	4	4,94	3,88	20/6	200	60	4	10,14	7,96
10/6	100	60	4	6,14	4,82			5	12,59	9,88	
12/4	120	40	4	6,14	4,82	20/12	200	120	4	12,54	9,84
			5	7,59	5,96			5	15,59	12,24	
12/8	120	80	4	7,74	6,08	25/8	250	80	4	12,94	10,16
16/5	160	50	4	8,14	6,39				5	16,09	12,63
			5	10,09	7,92				6	19,21	15,08
16/10	160	100	4	10,14	7,96	25/16	250	160	4	16,14	12,67
			5	12,59	9,88				5	20,09	15,77
									6	24,01	18,85

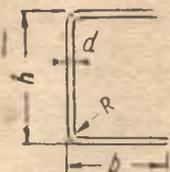
Профили гнутые стальные U-образные равнобокие ($h > b$)
(выборка из ГОСТ 8279—57)



Обозначения: h — высота профиля; b — ширина полки;
 d — толщина профиля; R — радиус внутреннего закругления, принимаемый для всех номеров профилей $R = d$ и для профилей из низколегированной стали $R = 1,5d$

№ профи- ля	h	b	d	F в см ²	G в кг/м	№ профи- ля	h	b	d	F в см ²	G в кг/м			
												в мм		
8	80	60	4	7,48	5,87	25	250	60	4	14,28	11,21			
								80		15,88	12,47			
10	100	60	4	8,28	6,5			100		17,48	13,72			
								80		19,08	14,98			
10	100	80	5	12,18	9,56			120		20,28	17,49			
								160		19,68	15,45			
12	120	60	4	9,08	7,13			100		21,68	17,02			
								80		23,68	18,59			
12	120	80	5	10,68	8,38			120		27,68	21,72			
								160		28,22	22,15			
12	120	80	5	13,18	10,35	30	300	60	4	16,28	12,78			
								100		17,88	14,04			
16	160	60	4	10,68	8,38			80		19,48	15,29			
								80		12,28	9,64			
16	160	80	5	13,88	10,9			100		21,08	16,55			
								100		15,48	12,15			
16	160	100	5	15,18	11,92			120		24,28	19,06			
								120		27,48	21,57			
16	160	120	6	17,18	13,49			32		320	80	5	23,18	18,2
											120		25,18	19,77
16	160	120	6	22,82	17,91	100	27,18		21,34					
						120	31,18		24,48					
16	160	120	6	22,82	17,91	160	32,42		25,45					
						160	37,22		29,22					
20	200	60	4	12,28	9,63	320	42,02		32,99					
						80	13,88		10,9					
20	200	80	5	15,48	12,15	40	400		60		4		20,28	15,92
									80				17,08	13,41
20	200	100	5	17,08	13,41			80	21,88	17,18				
								100	23,48	18,43				
20	200	120	5	20,28	15,92			120	25,08	19,69				
								120	28,28	22,2				
20	200	80	5	17,18	13,49			160	35,18	27,62				
								100	19,18	15,06				
20	200	100	5	21,18	16,63			80	27,18	21,34				
								100	29,18	22,91				
20	200	120	5	25,18	19,77	120	31,18	24,48						
						160	35,18	27,62						
20	200	120	6	25,22	19,8	40	400	120	6	37,22	29,22			
								160		30,02	23,57			
20	200	120	6	25,22	19,8			160		42,02	32,99			
								160		42,02	32,99			

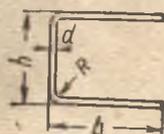
Профили гнутые стальные U-образные равнобокие ($h=b$)
(выборка из ГОСТ 8278—57)



Обозначения: h — высота профиля; b — ширина полки;
 d — толщина профиля; R — радиус внутреннего закругления, принимаемый для всех номеров профиля $R=d$ и для профилей из низколегированной стали $R=1,5d$.

№ профи- ля	h	d	F в см ²	G в кг/м	№ профи- ля	h	d	F в см ²	G в кг/м		
	в мм					в мм					
6	60	4	6,67	5,23	12	120	4	13,87	10,89		
		5					17,18			13,49	
8	80	4	9,07	7,12			6	6	20,42	16,03	
		5	11,18	8,78							
10	100	4	11,47	9			16	160	4	18,67	14,66
		5	14,18	11,13					5	23,18	18,2
		6	27,62	21,68							

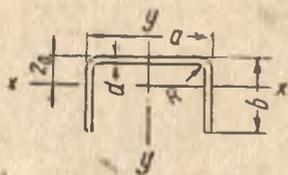
Профили гнутые стальные U-образные равнобокие ($h < b$)
(выборка из ГОСТ 8280—57)



Обозначения: h — высота профиля; b — ширина полки;
 d — толщина профиля; R — радиус внутреннего закругления, принимаемый для всех номеров профилей $R=d$ и для профилей из низколегированных сталей $R=1,5d$.

№ профи- ля	h	b	d	F в см ²	G в кг/м	№ профи- ля	h	b	d	F в см ²	G в кг/м
	в мм						в мм				
6	60	90	4	8,27	6,49	10	100	120	4	13,07	10,26
		100		9,87	7,75			16,27		12,77	
		120		11,47	9	10	100	120	5	16,18	12,7
		160		14,67	11,52			160		20,18	15,84
8	80	100	4	10,67	8,38	12	120	160	4	17,07	13,4
		120		12,27	9,63			12		120	160
		160		15,47	12,14						
8	80	100	5	13,18	10,35	12	120	160	6	25,22	19,8
		120		15,18	11,92						
		160		19,18	15,06						

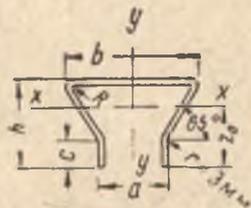
Гнутые профили швеллерного типа



Обозначения: a — ширина стенки; b — ширина полки; d — толщина стенки и полки; R — радиус внутреннего закругления; B — ширина полосы заготовки.

Размеры в мм					Справочные величины для осей									
B	a	d	b	R	F в см ²	G в кг/м	x — x				y — y			Z ₀ в см
							J _x в см ⁴	r _x в см	W _x макс в см ³	W _x мин в см ³	J _y в см ⁴	r _y в см	W _y в см ³	
180	80	5	60	5	9	7,07	33,6	1,91	15,5	8,7	93,7	3,2	23,4	2,16
180	80	6	62	6	10,8	8,48	42,6	1,96	19,4	10,6	110,7	3,16	27,7	2,19
180	80	8	66	8	14,4	11,3	67,4	2,13	28,2	16	150,5	3,18	37,6	2,39
180	80	10	70	10	18	14,13	86,1	2,02	31,2	20,3	170,2	3,02	42,5	2,76
230	100	5	75	5	11,5	9,03	67,7	2,41	27,1	13,5	191,8	4,05	38,4	2,5
230	100	6	77	6	13,8	10,8	85	2,46	32,2	16,8	227,1	4,02	45,4	2,64
230	100	8	81	8	18,4	14,4	130,3	2,43	45,8	24,8	310,7	4,06	62,2	2,85
230	100	10	85	10	23	18,1	178,2	2,74	57,4	33,1	377,7	3,99	75,5	3,11
260	120	5	80	5	13	10,2	88,5	2,59	34,8	16,2	308,7	4,84	51,4	2,54
280	120	6	92	6	16,8	13,2	152	2,98	49,7	24,8	410,9	4,91	68,5	3,06
280	120	10	100	10	28	22	312	3,2	87,5	48,6	670,5	4,83	112	3,57
280	120	12	104	12	33,6	26,1	391,1	3,36	102	59,5	803,1	4,81	134	3,82
280	140	5	80	5	14	11	103,8	2,71	42,4	18,7	440,7	5,58	63	2,45
300	140	6	92	6	18	14,1	174,5	3,09	60,6	27,6	593,5	5,46	84,8	2,88
320	140	12	114	12	38,4	30,1	465,7	3,44	115	63,5	1269	5,67	181,3	4,05
320	140	14	118	14	44,8	35,1	670,9	3,77	156	89,5	1439,8	5,58	206	4,3

Гнутые профили коробчатой формы



Обозначения: h — высота профиля; b — ширина верхней полки; a — размер между наружными гранями вертикальных стенок;
 d — толщина стенок и полок; R — радиус внутреннего закругления; C — высота вертикальной части стенок;
 B — ширина полосы заготовки

Размеры в мм							F в см ²	G в кг/м	Справочные величины для осей						Z_0 в см	
B	a	d	h	b	C	R			$x-x$				$y-y$			
									J_x в см ⁴	r_x в см	W_x макс в см ³	W_x мин в см ³	J_y в см ⁴	r_y в см		W_y в см ³
400	80	5	128	150	41	5	20	15,7	357	4,19	83,7	41,9	462	4,76	62	8,51
400	80	6	130,5	150	40,5	6	24	18,9	473	4,4	101	56,5	569	4,85	76	8,37
470	100	6	148,5	180	48,5	6	28,2	22,1	714	5	136,3	73,6	983	5,86	109	9,69
470	100	7	151,5	180	48,5	7	32,9	25,8	877	5,12	162,4	89,8	1146	5,85	127	9,77
570	120	6	177	220	55	6	34,2	26,8	1167	5,81	202,2	97,9	1793	7,2	163	11,93
570	120	7	179	220	55	7	39,3	31,1	1465	6,02	237	125	2081	7,17	189	11,72
630	140	7	193	250	58	7	44,1	34,6	1865	6,47	287,5	145,5	3034	8,25	243	12,82
630	140	8	195	250	57,5	8	50,4	39,6	2192	6,55	329,6	170,7	3454	8,23	276	12,85

По ГОСТ 82—57

Таблица 31

Сталь прокатная широкополосная универсальная

Ширина в мм	Толщина в мм							
	4	5	6	7	8	9	10	11
	Теоретический вес 1 пог. м в кг							
160	5,02	6,28	7,54	8,79	10,05	11,3	12,56	13,82
170	5,34	6,67	8,01	9,34	10,68	12,01	13,35	14,68
180	5,65	7,07	8,48	9,89	11,3	12,72	14,13	15,54
190	5,97	7,46	8,95	10,44	11,93	13,42	14,92	16,41
200	6,28	7,85	9,42	10,99	12,56	14,13	15,7	17,27
210	6,59	8,24	9,89	11,54	13,19	14,84	16,49	18,13
220	6,91	8,64	10,36	12,09	13,82	15,54	17,27	19
240	7,54	9,42	11,3	13,19	15,07	15,96	18,84	20,72
250	7,85	9,81	11,78	13,74	15,7	17,66	19,63	21,59
260	8,16	10,21	12,25	14,29	16,33	18,37	20,41	22,45
280	8,79	10,99	13,19	15,39	17,58	19,78	21,98	24,18
300	9,42	11,78	14,13	16,49	18,84	21,2	23,55	25,91
320	—	12,56	15,07	17,58	20,1	22,61	25,12	27,63
340	—	13,35	16,01	18,68	21,35	24,02	26,69	29,36
360	—	—	16,96	19,78	22,61	25,43	28,26	31,09
380	—	—	17,9	20,88	23,86	26,85	29,83	32,81
400	—	—	18,84	21,98	25,12	28,26	31,4	34,54
420	—	—	19,78	23,08	26,38	29,67	32,97	36,27
450	—	—	21,2	24,73	28,26	31,79	35,33	38,86
480	—	—	22,61	26,37	30,14	33,91	37,68	41,44
500	—	—	23,55	27,48	31,4	35,33	39,25	43,18
530	—	—	24,96	29,12	33,28	37,44	41,61	45,77
560	—	—	26,37	30,77	35,17	39,56	43,96	48,35
600	—	—	28,26	32,97	37,68	42,39	47,1	51,81
630	—	—	29,67	34,62	39,56	44,51	49,46	54,4
650	—	—	30,62	35,72	40,82	45,92	51,03	56,13
670	—	—	31,53	36,8	42,15	47,3	52,59	57,8
710	—	—	33,45	39	44,67	50,56	55,73	61,3
750	—	—	35,33	41,21	47,1	52,99	58,88	64,76
800	—	—	37,68	43,96	50,24	56,52	62,8	69,08
850	—	—	40,04	46,71	53,38	60,05	66,73	73,4
900	—	—	42,39	49,46	56,52	63,59	70,65	77,72
950	—	—	44,75	52,2	59,66	67,12	74,58	82,03
1000	—	—	47,1	54,95	62,8	70,65	78,5	86,35
1050	—	—	49,46	57,7	65,94	74,18	82,43	90,67

Сталь прокатная широкополосная универсальная

Ширина в мм	Толщина в мм							
	12	14	16	18	20	22	25	28
	Теоретический вес 1 пог. м в кг							
160	15,07	17,58	20,1	22,61	25,12	27,63	31,4	35,17
170	16,01	18,68	21,35	24,02	26,69	29,36	33,36	37,37
180	16,96	19,78	22,61	25,43	28,26	31,09	35,33	39,56
190	17,9	20,88	23,86	26,85	29,83	32,81	37,29	41,76
200	18,84	21,98	25,15	28,26	31,4	34,54	39,25	43,96
210	19,78	23,08	26,38	29,67	32,97	36,27	41,21	46,16
220	20,72	24,18	27,63	31,09	34,54	37,99	43,18	48,36
240	22,61	26,38	30,14	33,91	37,68	41,45	47,1	52,75
250	22,35	27,48	31,4	35,33	39,25	43,18	49,06	54,95
260	24,49	28,57	32,66	36,74	40,82	44,9	51,03	57,15
280	26,38	30,77	35,17	39,56	43,96	48,36	54,95	61,54
300	28,26	32,97	37,68	42,39	47,1	51,81	58,88	65,94
320	30,14	35,17	40,19	45,22	50,24	55,26	62,8	70,34
340	32,03	37,37	42,7	48,04	53,38	58,72	66,73	74,73
360	33,91	39,56	45,22	50,87	56,52	62,17	70,65	79,13
380	35,8	41,76	47,73	53,69	59,66	65,63	74,58	83,52
400	37,68	43,96	50,24	56,52	62,8	69,08	78,5	87,92
420	39,56	46,16	52,75	59,35	65,94	72,53	82,43	92,32
450	42,39	49,46	56,52	63,59	70,65	77,72	88,31	98,91
480	45,21	52,75	60,29	67,82	75,36	82,89	94,2	105,5
500	47,1	54,95	62,8	70,65	78,5	86,35	98,13	109,9
530	49,93	58,25	66,57	74,89	83,21	91,53	104,01	116,49
560	52,75	61,54	70,33	79,12	87,92	96,71	109,9	123,08
600	56,52	65,94	75,39	84,78	94,2	103,62	117,75	131,88
630	59,35	69,24	79,13	89,02	98,91	108,8	123,64	138,47
650	61,23	71,44	81,64	91,85	102,05	112,26	127,56	142,87
670	63,1	73,6	84,1	94,6	105,18	115,6	131,5	147,4
710	66,8	78	89,2	100,4	111,46	122,5	139,4	156
750	70,65	82,43	94,2	105,98	117,75	129,53	147,19	164,85
800	75,36	87,92	100,48	113,04	125,6	138,16	157	175,84
850	80,07	93,42	106,76	120,11	133,45	146,8	166,81	186,83
900	84,78	98,91	113,04	127,17	141,3	155,43	176,63	197,82
950	89,49	104,41	119,32	134,24	149,15	164,07	186,44	208,81
1000	94,2	109,9	125,6	141,3	157	172,7	196,25	219,8
1050	98,91	115,4	131,88	148,37	164,85	181,34	206,06	230,79

Сталь прокатная широкополосная универсальная

Шири- на в мм	Толщина в мм							
	30	32	36	40	45	50	56	60
	Теоретический вес 1 пог. м в кг							
160	37,68	40,19	45,22	50,24	56,52	62,8	70,33	75,36
170	40,04	42,7	48,04	53,38	60,05	66,73	74,73	80,07
180	42,39	45,22	50,87	56,52	63,59	70,65	79,12	84,78
190	44,75	47,73	53,69	59,66	67,12	74,58	83,52	89,49
200	47,1	50,24	56,52	62,8	70,65	78,5	87,92	94,2
210	49,46	52,75	59,35	65,94	74,18	82,43	92,31	98,91
220	51,81	55,26	62,17	69,08	77,72	86,35	96,71	106,62
240	56,52	60,29	67,82	75,36	84,78	94,2	105,5	113,04
250	58,88	62,8	70,65	78,5	88,31	98,13	109,9	117,75
260	61,23	65,31	73,48	81,64	91,85	102,05	114,29	122,46
280	65,94	70,34	79,13	87,92	98,91	109,9	123,08	131,88
300	70,65	75,36	84,78	94,2	105,98	117,75	131,88	141,3
320	75,36	80,38	90,43	100,48	113,04	125,6	140,67	150,72
340	80,07	85,41	96,08	106,76	120,11	133,45	149,46	160,14
360	84,78	90,43	101,74	113,04	127,17	141,3	158,25	169,56
380	89,49	95,44	107,39	119,32	134,24	149,15	167,05	178,93
400	94,2	100,48	113,04	125,6	141,30	157	175,84	188,4
420	98,91	105,5	118,69	131,88	148,37	164,85	184,71	197,82
450	105,98	113,04	127,17	141,3	158,96	176,63	197,82	211,95
480	113,04	120,55	135,65	150,72	169,56	188,4	211,01	226,18
500	117,75	125,6	141,3	157	176,63	196,25	219,8	235,5
530	124,82	133,14	149,78	166,42	187,22	208,03	233,8	249,63
560	131,88	140,67	158,25	175,84	197,82	219,8	246,17	263,76
600	141,3	150,72	169,56	188,4	211,95	235,5	263,76	282,6
630	148,37	158,26	178,04	197,82	222,55	247,28	276,95	296,73
650	153,08	163,28	183,69	204,1	229,61	255,13	285,74	306,15
670	157,78	168,4	189,4	210,36	236,7	263	294,7	315,6
710	167,1	178,3	200,7	222,92	250,8	278,5	312	334,2
750	176,63	188,4	211,95	235,5	264,94	294,38	329,7	353,25
800	188,4	200,96	226,08	251,2	282,6	314	351,68	376,8
850	200,18	213,52	240,21	266,9	300,26	333,63	373,66	400,35
900	211,95	226,08	254,34	282,6	317,93	335,25	395,64	423,9
950	222,73	238,64	268,47	298,3	335,59	372,8	417,62	447,45
1000	235,5	251,2	282,6	314	353,25	392,5	439,6	471
1050	247,28	263,76	296,73	329,7	379,91	412,13	461,58	494,55

Сталь листовая (выборка из ГОСТ 5681—57) размеры в мм

Толщина листов	Ширина листов	Длина листов
4; 4; 5	600; 700; 1000; 1250; 1400; 1500; 1600	2000; 2500; 2800; 3500; 4500; 5000; 6000
5; 5,5	1250; 1400; 1500; 1600	2500; 2800; 3000; 3500; 4500; 5000; 5500; 6000
6; 7	1250; 1400; 1500; 1600; 1800	2800; 3500; 4500; 5000; 5500; 6000; 7000
8	1250; 1400; 1500; 1600; 1800; 2000	2800; 3500; 4500; 5000; 5500; 6000; 7000
9; 10; 11	1250; 1400; 1500; 1600; 1800; 2000; 2200	2800; 3500; 4500; 5000; 5500; 6000; 7000
12; 14; 16; 18; 20	1400; 1500; 1600; 1800; 2000; 2200; 2300	4500; 5000; 5500; 6000; 7000; 8000
22; 25; 28; 30; 32	1400; 1500; 1600; 1800; 2000; 2200; 2400	4500; 5000; 5500; 6000; 7000; 8000
36; 40	1500; 1600; 1800; 2000; 2200; 2500	4500; 5000; 5500; 6000; 7000; 8000

Приложение XII

Таблица 33

Трубы стальные бесшовные
Горячекатаные трубы

По ГОСТ 8732-58

Размеры в мм					
Наружный диаметр	Толщина стенки	Наружный диаметр	Толщина стенки	Наружный диаметр	Толщина стенки
25; 28; 32; 38	2,5—8	108; 114; 121	4—28	377; 402; 426; 450	9—75
42; 45; 50	2,5—10	127	4—30	(464)	9—15
54	3—11	133	4—32		20—75
57	3—13	140; 146; 152	4,5—36	480; 500; 530; (550)	9—15 25—75
60; 63,5	3—14	168; 180; 194	5—45	560; 600; 630; 710; 800	9—15
68; 70	3—16	203; 219	6—50		
73; 76	3—19	245; 273	6,5—50		
83	3,5—19	299; 325	7,5—75		
89; 95; 102	3,5—24	351	8—75		

Ряд толщин стенки: 2,5; 2,8; 3—6 через каждые 0,5 мм; (6,5); 7; (7,5); 8; (8,5); 9; (9,5); 10; 11; 12; (13); 14; (15); 16; (17); 18; (19); 20; 22; (24); 25; (26); 28; 30; 32; (34); (35); 36; (38); 40; (42); 45; (48); 50; 56; 60; 63; (65); 70; 75 мм.

Размеры труб, взятые в скобки, не рекомендуются.

Квадраты чисел

Таблица 34

От 1200 до 1399

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1 200	1 440 000	1 442 401	1 444 804	1 447 209	1 449 616	1 452 025	1 454 436	1 456 849	1 459 264	1 461 681
1 210	1 464 100	1 466 521	1 468 944	1 471 369	1 473 796	1 476 225	1 478 656	1 481 089	1 483 524	1 485 961
1 220	1 488 400	1 490 841	1 493 284	1 495 729	1 498 176	1 500 625	1 503 076	1 505 529	1 507 984	1 510 441
1 230	1 512 900	1 515 361	1 517 824	1 520 289	1 522 756	1 525 225	1 527 696	1 530 169	1 532 644	1 535 121
1 240	1 537 600	1 540 081	1 542 564	1 545 049	1 547 536	1 550 025	1 551 516	1 555 009	1 557 504	1 560 001
1 250	1 562 500	1 565 001	1 567 504	1 570 009	1 572 516	1 575 025	1 577 536	1 580 049	1 582 564	1 585 081
1 260	1 587 600	1 590 121	1 592 644	1 595 160	1 597 696	1 600 225	1 602 756	1 605 289	1 607 824	1 610 361
1 270	1 612 900	1 615 441	1 617 984	1 620 529	1 623 076	1 625 625	1 628 176	1 630 729	1 633 284	1 635 841
1 280	1 638 400	1 640 961	1 643 524	1 646 089	1 648 656	1 651 225	1 653 796	1 656 369	1 658 944	1 661 521
1 290	1 664 100	1 666 681	1 669 264	1 671 849	1 674 436	1 677 025	1 679 616	1 682 209	1 684 804	1 687 401
1 300	1 690 000	1 692 601	1 695 204	1 697 809	4 700 416	1 703 025	1 705 636	1 708 249	1 710 864	1 713 481
1 310	1 716 100	1 718 721	1 721 344	1 723 969	1 726 596	1 729 225	1 731 856	1 734 489	1 737 124	1 739 761
1 320	1 742 400	1 745 041	1 747 684	1 750 329	1 752 976	1 755 625	1 758 276	1 760 929	1 763 584	1 766 241
1 330	1 768 900	1 771 561	1 774 224	1 776 889	1 779 556	1 782 225	1 784 896	1 787 569	1 790 244	1 792 921
1 340	1 795 600	1 798 281	1 800 964	1 803 649	1 806 336	1 809 025	1 811 716	1 814 409	1 817 104	1 819 801
1 350	1 822 500	1 825 201	1 827 904	1 830 609	1 833 316	1 836 025	1 838 736	1 841 449	1 844 164	1 846 881
1 360	1 849 600	1 852 321	1 855 044	1 857 769	1 860 496	1 863 225	1 865 956	1 838 689	1 871 424	1 874 161
1 370	1 876 900	1 879 641	1 882 384	1 885 129	1 887 876	1 890 625	1 863 346	1 866 129	1 898 884	1 901 641
1 380	1 904 400	1 907 161	1 909 924	1 912 689	1 915 456	1 918 225	1 920 996	1 923 769	1 926 544	1 929 321
1 390	1 932 100	1 934 881	1 937 864	1 940 449	1 943 236	1 946 025	1 948 816	1 951 609	1 954 404	1 957 201

От 1400—1599

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1 400	1 960 000	1 962 801	1 965 604	1 968 409	1 971 216	1 974 025	1 976 836	1 979 649	1 982 464	1 985 281
1 410	1 988 100	1 990 921	1 993 744	1 996 569	1 999 396	2 002 225	2 005 056	2 007 889	2 010 724	2 013 561
1 420	2 016 400	2 019 241	2 022 084	2 024 929	2 027 776	2 030 625	2 033 476	2 036 329	2 039 184	2 042 041
1 430	2 044 900	2 047 761	2 050 624	2 053 489	2 056 356	2 059 225	2 062 096	2 064 969	2 067 844	2 070 721
1 440	2 073 600	2 076 481	2 079 364	2 082 249	2 085 136	2 088 025	2 090 916	2 093 809	2 096 704	2 099 601
1 450	2 102 500	2 105 401	2 108 304	2 111 209	2 114 116	2 117 025	2 119 936	2 122 849	2 125 764	2 128 681
1 460	2 131 600	2 134 521	2 137 444	2 140 369	2 143 296	2 146 225	2 149 156	2 152 089	2 155 024	2 157 961
1 470	2 160 900	2 163 841	2 166 784	2 169 729	2 172 676	2 175 625	2 178 576	2 181 529	2 184 484	2 187 441
1 480	2 190 400	2 193 361	2 196 324	2 199 289	2 202 256	2 205 225	2 208 196	2 211 169	2 214 144	2 217 121
1 490	2 220 100	2 223 081	2 226 064	2 229 049	2 232 036	2 235 025	2 238 016	2 241 009	2 244 004	2 247 001
1 500	2 250 000	2 253 001	2 256 004	2 259 009	2 262 016	2 265 025	2 268 036	2 271 049	2 274 064	2 277 081
1 510	2 280 100	2 283 121	2 286 144	2 289 169	2 292 196	2 295 225	2 298 256	2 301 289	2 304 324	2 307 361
1 520	2 310 400	2 313 441	2 316 484	2 319 529	2 322 576	2 325 625	2 328 676	2 331 729	2 334 784	2 337 841
1 530	2 340 900	2 343 961	2 347 024	2 350 089	2 353 156	2 356 225	2 359 296	2 362 369	2 365 444	2 368 521
1 540	2 371 600	2 374 681	3 377 764	2 380 849	2 383 936	2 387 025	2 390 116	2 393 209	2 396 304	3 399 401
1 550	2 402 500	2 405 601	2 408 704	2 411 809	2 414 916	2 418 025	2 421 136	2 424 249	2 427 364	2 430 481
1 560	2 433 600	2 436 721	2 439 844	2 442 969	2 446 096	2 449 225	2 452 356	2 455 489	2 458 624	2 461 761
1 570	2 464 900	2 468 041	2 471 184	2 474 329	2 477 476	2 480 625	2 483 776	2 486 929	2 490 084	2 493 241
1 580	2 496 400	2 499 561	2 502 724	2 505 889	2 509 056	2 512 225	2 515 396	2 518 569	2 521 744	2 524 921
1 590	2 528 100	2 531 281	2 534 464	2 537 649	2 540 836	2 544 025	2 547 216	2 550 409	2 553 604	2 556 801

От 1600 до 1799

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1 600	2 560 000	2 563 201	2 566 404	2 569 609	2 572 816	2 576 025	2 579 236	2 582 449	2 585 664	2 588 881
1 610	2 592 100	2 595 321	2 598 544	2 601 769	2 604 996	2 608 225	2 611 456	2 614 689	2 617 924	2 621 161
1 620	2 624 400	2 627 641	2 630 884	2 634 129	2 637 376	2 640 625	2 643 876	2 647 129	2 650 384	2 653 641
1 630	2 656 900	2 660 161	2 663 424	2 666 689	2 669 926	2 673 225	2 676 496	2 679 769	2 683 044	2 686 321
1 640	2 689 600	2 692 881	2 696 164	2 699 449	2 702 736	2 706 025	2 709 316	2 712 609	2 715 904	2 719 201
1 650	2 722 000	2 725 801	2 729 104	2 732 409	2 735 716	2 739 025	2 742 336	2 745 649	2 748 954	2 752 281
1 660	2 755 600	2 758 921	2 762 244	2 765 569	2 768 896	2 772 225	2 755 556	2 778 889	2 782 224	2 785 561
1 670	2 788 900	2 792 241	2 795 584	2 798 929	2 802 276	2 805 625	2 808 976	2 812 329	2 815 684	2 819 041
1 680	2 822 400	2 825 761	2 829 124	2 832 489	2 835 856	2 839 225	2 842 596	2 845 969	2 849 344	2 852 721
1 690	2 856 100	2 859 481	2 862 864	2 866 249	2 869 636	2 873 025	2 876 416	2 879 809	2 883 204	2 886 601
1 700	2 890 000	2 893 401	2 896 804	2 900 209	2 903 616	2 907 025	2 910 436	2 913 849	2 917 264	2 920 681
1 710	2 924 100	2 927 521	2 930 944	2 934 369	2 937 796	2 941 225	2 944 656	2 948 089	2 951 524	2 954 961
1 720	2 958 400	2 961 841	2 965 284	2 968 729	2 972 176	2 975 625	2 979 076	2 982 529	2 985 984	2 989 441
1 730	2 992 900	2 996 361	2 999 824	3 003 289	3 006 756	3 010 225	3 013 696	3 017 169	3 020 644	3 024 121
1 740	3 027 600	3 031 081	3 034 564	3 038 049	3 041 536	3 045 025	3 048 516	3 052 009	3 055 504	3 059 001
1 750	3 062 500	3 006 001	3 069 504	3 073 009	3 076 516	3 080 025	3 083 536	3 087 049	3 090 564	3 094 081
1 760	3 097 600	3 101 121	3 104 644	3 108 169	3 111 696	3 115 225	3 118 756	3 122 289	3 125 824	3 129 361
1 770	3 132 900	3 136 441	3 139 984	3 143 529	3 147 076	3 150 625	3 154 176	3 157 729	3 161 284	3 164 841
1 780	3 168 400	3 171 961	3 172 524	3 179 089	3 182 656	3 186 225	3 189 796	3 193 369	3 196 944	3 200 521
1 790	3 204 100	3 207 681	3 211 264	3 214 849	3 218 436	3 222 035	3 225 616	3 229 209	3 232 804	2 236 401

От 1800 до 1999

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1 800	3 240 000	3 243 601	3 247 204	3 250 809	3 254 416	3 258 025	3 261 636	3 265 249	3 268 864	3 272 481
1 810	3 276 100	3 279 721	3 283 344	3 286 969	3 290 596	3 294 225	3 297 856	3 301 489	3 305 124	3 308 761
1 820	3 312 400	3 316 041	3 319 684	3 323 329	3 326 976	3 330 625	3 334 276	3 337 929	3 341 584	3 345 241
1 830	3 348 900	3 352 561	3 356 224	3 359 889	3 363 556	3 367 225	3 370 896	3 374 569	3 378 244	3 381 921
1 840	3 385 600	3 389 281	3 392 964	3 396 649	3 400 336	3 404 025	3 407 716	3 411 409	3 415 104	3 418 801
1 850	3 422 500	3 426 201	3 429 904	3 433 609	3 437 316	3 441 025	3 444 736	3 448 449	3 452 164	3 455 881
1 860	3 459 600	3 463 321	3 467 044	3 470 769	3 474 496	3 478 225	3 481 956	3 485 689	3 489 424	3 493 161
1 870	3 496 900	3 500 641	3 504 384	3 508 129	3 511 876	3 515 625	3 519 376	3 523 129	3 526 884	3 530 641
1 880	3 534 400	3 538 161	3 541 924	3 545 689	3 549 456	3 553 225	3 556 996	3 560 769	3 564 544	3 568 321
1 890	3 572 100	3 575 881	3 579 664	3 583 449	3 587 236	3 591 025	3 594 816	3 598 609	3 602 404	3 606 201
1 900	3 610 000	3 613 801	3 617 604	3 621 409	3 625 216	3 629 025	3 632 836	3 636 649	3 640 464	3 644 281
1 910	3 648 100	3 651 921	3 655 744	3 659 569	3 663 396	3 667 225	3 671 056	3 674 889	3 678 724	3 682 561
1 920	3 686 400	3 690 241	3 694 084	3 697 929	3 701 776	3 705 625	3 709 476	3 713 329	3 717 184	3 721 041
1 930	3 724 900	3 728 761	3 732 624	3 736 489	3 740 356	3 744 225	3 748 096	3 751 969	3 755 844	3 759 721
1 940	3 763 600	3 767 481	3 771 364	3 775 249	3 779 136	3 783 025	3 786 916	3 790 809	3 794 704	3 798 601
1 950	3 802 500	3 806 401	3 810 304	3 814 209	3 818 116	3 822 025	3 825 936	3 829 849	3 833 764	3 837 681
1 960	3 841 600	3 845 521	3 849 444	3 853 369	3 857 296	3 861 225	3 865 156	3 869 089	3 873 024	3 876 961
1 970	3 880 900	3 884 841	3 888 784	3 892 729	3 896 676	3 900 625	3 904 576	3 908 529	3 912 484	3 916 441
1 980	3 920 400	3 924 361	3 928 324	3 932 289	3 936 256	3 940 225	3 944 196	3 948 169	3 952 144	3 956 121
1 990	3 960 100	3 964 081	3 968 064	3 972 049	3 976 036	3 980 025	3 984 016	3 988 009	3 992 004	3 996 001

От 2000 до 2199

II Г. А. Шестаков

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
2 000	4 000 000	4 004 001	4 008 004	4 012 009	4 016 016	4 020 025	4 024 036	4 028 049	4 032 064	4 036 081
2 010	4 040 100	4 044 121	4 048 144	4 052 169	4 056 196	4 060 225	4 064 256	4 068 289	4 072 324	4 076 361
2 020	4 080 400	4 084 441	4 088 484	4 092 529	4 096 576	4 100 625	4 104 676	4 108 729	4 112 784	4 116 841
2 030	4 120 900	4 124 961	4 129 024	4 133 089	4 137 156	4 141 225	4 145 296	4 149 369	4 153 444	4 157 521
2 040	4 161 600	4 165 681	4 169 764	4 173 849	4 177 936	4 182 025	4 186 116	4 190 209	4 194 304	4 198 401
2 050	4 202 500	4 206 601	4 210 704	4 214 809	4 218 916	4 223 025	4 227 136	4 231 249	4 235 364	4 239 481
2 060	4 243 600	4 247 721	4 251 844	4 255 969	4 260 096	4 264 225	4 268 356	4 272 489	4 276 624	4 280 761
2 070	4 284 900	4 289 041	4 293 184	4 297 329	4 301 476	4 305 625	4 309 776	4 373 929	4 318 084	4 322 241
2 080	4 326 400	4 330 561	4 334 724	4 338 889	4 343 056	4 347 225	4 351 396	4 355 569	4 359 744	4 363 921
2 090	4 368 100	4 372 281	4 376 464	4 380 649	4 384 836	4 389 025	4 393 216	4 397 409	4 401 604	4 405 801
2 100	4 410 000	4 414 201	4 418 404	4 422 609	4 426 816	4 431 025	4 435 236	4 439 449	4 443 664	4 477 881
2 110	4 452 100	4 456 321	4 460 544	4 464 768	4 468 996	4 473 225	4 477 456	4 481 689	4 485 924	4 490 161
2 120	4 494 400	4 498 641	4 502 884	4 507 129	4 511 376	4 515 625	4 519 876	4 524 129	4 528 384	4 532 641
2 130	4 536 900	4 541 161	4 545 424	4 549 689	4 553 956	4 558 225	4 562 496	4 566 769	4 571 044	4 575 321
2 140	4 579 600	4 583 881	4 588 164	4 592 449	4 596 736	4 601 025	4 605 316	4 609 609	4 613 904	4 618 201
2 150	4 622 500	4 626 801	4 631 104	4 635 409	4 639 716	4 644 025	4 648 336	4 652 649	4 656 964	4 661 281
2 160	4 665 600	4 669 921	4 674 244	4 678 569	4 682 896	4 687 225	4 691 556	4 795 889	4 700 224	4 704 561
2 170	4 708 900	4 713 241	4 717 584	4 721 929	4 726 276	4 730 625	4 734 976	4 739 329	4 743 684	4 748 041
2 180	4 752 400	4 756 761	4 761 124	4 765 489	4 769 856	4 774 225	4 778 596	4 782 969	4 787 344	4 791 721
2 190	4 796 100	4 800 481	4 804 864	4 809 249	4 813 636	4 818 025	4 822 416	4 826 809	4 831 204	4 835 601

От 2200 до 2399

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
2 200	4 840 000	4 844 401	4 848 804	4 853 209	4 857 616	4 862 025	4 866 436	4 870 849	4 875 264	4 879 681
2 210	4 884 100	4 888 521	4 892 944	4 897 369	4 901 796	4 906 225	4 910 656	4 915 089	4 919 524	4 923 961
2 220	4 928 400	4 932 841	4 937 284	4 941 729	4 946 176	4 950 625	4 955 076	4 959 529	4 963 984	4 968 441
2 230	4 972 900	4 977 361	4 981 824	4 986 289	4 990 756	4 995 225	4 999 696	5 004 169	5 008 644	5 013 121
2 240	5 017 600	5 022 081	5 026 564	5 031 049	5 035 536	5 040 025	5 044 516	5 049 009	5 053 504	5 058 001
2 250	5 062 500	5 067 001	5 071 504	5 076 009	5 080 516	5 085 025	5 089 536	5 094 049	5 098 564	5 103 081
2 260	5 107 600	5 112 121	5 116 644	5 121 169	5 125 696	5 130 225	5 134 756	5 139 289	5 143 824	5 148 361
2 270	5 152 900	5 157 441	5 161 984	5 166 529	5 171 076	5 175 625	5 180 176	5 184 729	5 189 284	5 193 841
2 280	5 198 400	5 202 961	5 207 524	5 212 089	5 216 656	5 221 225	5 225 796	5 230 369	5 234 944	5 239 521
2 290	5 244 100	5 248 681	5 253 264	5 257 849	5 262 436	5 267 025	5 271 616	5 276 209	5 280 804	5 285 401
2 300	5 290 000	5 294 601	5 299 204	5 303 809	5 308 416	5 313 025	5 317 636	5 322 249	5 326 864	5 331 481
2 310	5 336 100	5 340 721	5 345 344	5 349 969	5 354 596	5 359 225	5 363 856	5 368 489	5 373 124	5 377 761
2 320	5 382 400	5 387 041	5 391 684	5 396 329	5 400 976	5 405 625	5 410 276	5 414 929	5 419 584	5 424 241
2 330	5 428 900	5 433 561	5 438 224	5 442 889	5 447 556	5 452 225	5 456 896	5 461 569	5 466 244	5 470 921
2 340	5 475 600	5 480 281	5 484 964	5 489 649	5 494 336	5 499 025	5 503 716	5 508 409	5 513 104	5 517 801
2 350	5 522 500	5 527 201	5 531 904	5 536 609	5 541 316	5 546 025	5 550 736	5 555 449	5 560 164	5 564 881
2 360	5 569 630	5 574 321	5 579 044	5 583 769	5 588 496	5 593 225	5 597 856	5 602 689	5 607 424	5 612 161
2 370	5 616 900	5 621 641	5 626 384	5 631 129	5 635 876	5 640 625	5 645 376	5 650 129	5 654 884	5 659 641
2 380	5 664 400	5 669 161	5 673 924	5 678 689	5 683 456	5 688 225	5 692 996	5 697 769	5 702 544	5 797 321
2 390	5 712 100	5 716 881	5 721 664	5 726 449	5 731 236	5 736 025	5 740 816	5 745 609	5 750 404	5 755 201

От 2400 до 2649

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
2 400	5 760 000	5 764 801	5 769 604	5 774 409	5 779 216	5 784 025	5 788 836	5 793 649	5 798 464	5 803 281
2 410	5 808 100	5 812 921	5 817 744	5 822 569	5 827 396	5 832 225	5 837 056	5 841 889	5 846 724	5 851 561
2 420	5 856 100	5 861 241	5 866 084	5 870 929	5 875 776	5 880 625	5 885 476	5 890 329	5 895 184	5 900 041
2 430	5 904 900	5 909 761	5 914 624	5 919 489	5 924 356	5 929 225	5 934 096	5 938 969	5 943 844	5 948 721
2 440	5 953 600	5 958 481	5 963 364	5 968 249	5 973 136	5 978 025	5 982 916	5 987 809	5 992 704	5 997 601
2 450	6 002 500	6 007 401	6 012 304	6 017 209	6 022 116	6 027 025	6 031 936	6 036 849	6 041 764	6 046 681
2 460	6 051 600	6 056 521	6 061 444	6 066 399	6 071 296	6 076 225	6 081 156	6 086 089	6 091 024	6 095 961
2 470	6 100 900	6 105 841	6 110 784	6 115 729	6 120 676	6 125 625	6 130 576	6 135 529	6 140 484	6 145 441
2 480	6 150 400	6 155 361	6 160 324	6 165 289	6 170 256	6 175 225	6 180 196	6 185 169	6 190 144	6 195 121
2 490	6 200 100	6 205 081	6 210 064	6 215 049	6 220 036	6 225 025	6 230 016	6 235 009	6 240 004	6 245 001
2 500	6 250 000	6 255 001	6 260 004	6 265 009	6 270 016	6 275 025	6 280 036	6 285 049	6 290 064	6 295 081
2 510	6 300 100	6 305 121	6 310 144	6 315 169	6 320 196	6 325 225	6 330 256	6 335 289	6 340 324	6 345 361
2 520	6 350 400	6 355 441	6 360 484	6 365 529	6 370 576	6 375 625	6 380 676	6 385 729	6 390 784	6 395 841
2 530	6 400 900	6 405 961	6 411 024	6 416 089	6 421 156	6 426 225	6 431 296	6 436 369	6 441 444	6 446 521
2 540	6 451 600	6 456 681	6 461 764	6 466 849	6 471 936	6 477 025	6 482 116	6 487 209	6 492 304	6 497 401
2 550	6 502 500	6 507 601	6 512 704	6 517 809	6 522 916	6 528 025	6 533 136	6 538 249	6 543 364	6 548 481
2 560	6 553 600	6 558 721	6 563 844	6 568 969	6 574 096	6 579 225	6 584 356	6 589 489	6 594 624	6 599 761
2 570	6 604 000	6 610 041	6 615 184	6 620 329	6 625 476	6 630 625	6 635 776	6 640 929	6 646 084	6 651 241
2 580	6 656 400	6 661 561	6 666 724	6 671 889	6 677 056	6 682 225	6 687 396	6 692 569	6 697 744	6 702 921
2 590	6 708 100	6 713 281	6 718 464	6 723 649	6 728 836	6 734 025	6 739 216	6 744 409	6 749 604	6 754 801
2 600	6 760 000	6 765 201	6 770 404	6 775 609	6 780 816	6 786 025	6 791 236	6 796 449	6 801 664	6 806 881
2 610	6 812 100	6 817 321	6 822 544	6 827 769	6 832 996	6 838 225	6 843 456	6 848 689	6 853 924	6 859 161
2 630	6 864 400	6 869 641	6 874 884	6 880 129	6 885 376	6 890 625	6 895 876	6 901 129	6 906 384	6 911 641
2 630	6 916 900	6 922 161	6 927 424	6 932 689	6 937 956	6 943 225	6 948 496	6 953 769	6 959 044	6 964 321
2 640	6 969 600	6 974 881	6 980 164	6 985 449	6 990 736	6 996 025	7 001 316	7 006 609	7 011 904	7 017 201

От 2650 до 2899

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
2 650	7 022 500	7 027 801	7 033 104	7 038 409	7 043 716	7 049 025	7 054 336	7 059 649	7 064 964	7 070 281
2 660	7 075 600	7 080 921	7 086 244	7 091 569	7 096 896	7 102 225	7 107 556	7 112 889	7 118 224	7 123 561
2 670	7 128 900	7 134 241	7 139 584	7 144 929	7 150 276	7 155 625	7 160 976	7 166 329	7 171 684	7 177 041
2 680	7 182 400	7 187 761	7 193 124	7 198 489	7 203 856	7 209 225	7 214 590	7 219 969	7 225 344	7 230 721
2 690	7 236 100	7 241 481	7 246 864	7 252 249	7 257 636	7 263 025	7 268 416	7 273 809	7 279 204	7 284 601
2 700	7 290 000	7 295 401	7 300 804	7 306 209	7 311 616	7 317 025	7 322 436	7 327 849	7 333 264	7 338 681
5 710	7 344 100	7 349 521	7 354 944	7 360 369	7 365 796	7 371 225	7 376 656	7 382 089	7 387 524	7 392 961
2 720	7 398 400	7 403 841	7 409 284	7 414 729	7 420 176	7 425 625	7 431 076	7 436 529	7 441 984	7 447 441
2 730	7 452 900	7 458 361	7 463 824	7 469 289	7 474 756	7 480 225	7 485 696	7 491 169	7 496 644	7 502 121
2 740	7 507 600	7 513 081	7 518 564	7 524 049	7 529 536	7 535 025	7 540 516	7 546 009	7 551 504	7 557 001
2 750	7 562 500	7 568 001	7 573 504	7 579 009	7 584 516	7 590 025	7 596 536	7 601 049	7 606 564	7 612 081
2 760	7 617 600	7 623 121	7 628 644	7 634 169	7 639 696	7 645 225	7 650 756	7 656 289	7 661 824	7 667 361
2 770	7 672 900	7 678 441	7 683 984	7 689 529	7 695 076	7 700 625	7 706 176	7 711 729	7 717 284	7 722 841
2 780	7 728 400	7 733 961	7 739 524	7 745 089	7 750 656	7 756 225	7 761 796	7 767 369	7 772 944	7 778 521
2 790	7 784 100	7 789 681	7 795 264	7 800 849	7 806 436	7 812 025	7 817 616	7 823 209	7 828 804	7 834 401
2 800	7 840 000	7 845 601	7 851 204	7 856 809	7 862 416	7 868 025	7 873 636	7 879 249	7 884 864	7 890 481
2 810	7 896 100	7 901 721	7 907 344	7 912 969	7 918 596	7 924 225	7 929 856	7 935 489	7 941 124	7 946 761
2 820	7 952 400	7 958 041	7 963 684	7 969 329	7 974 976	7 980 625	7 986 276	7 991 929	7 997 584	8 003 241
2 830	8 008 900	8 014 561	8 020 214	8 025 889	8 031 556	8 037 225	8 042 896	8 048 569	8 054 244	8 059 921
2 840	8 065 600	8 071 281	8 076 964	8 082 649	8 088 336	8 094 025	8 099 716	8 105 409	8 111 104	8 116 801
2 850	8 122 500	8 128 201	8 133 904	8 139 609	8 145 316	8 151 025	8 156 736	8 162 449	8 168 264	8 173 881
2 860	8 179 600	8 185 321	8 191 044	8 196 769	8 202 496	8 208 225	8 213 956	8 219 689	8 225 424	8 231 161
2 840	8 236 900	8 242 641	8 248 384	8 254 129	8 259 876	8 265 625	8 271 376	8 277 129	8 282 884	8 288 641
2 880	8 294 400	8 300 161	8 305 924	8 311 689	8 317 456	8 323 225	8 328 996	8 334 769	8 340 544	8 346 321
2 890	8 352 100	8 357 881	8 363 664	8 369 449	8 375 236	8 381 025	8 386 816	8 392 609	8 398 404	8 404 201

От 2900 до 3149

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
2 900	8 410 000	8 415 801	8 421 604	8 427 409	8 433 216	8 439 025	8 444 836	8 450 649	8 456 464	8 462 281
2 910	8 468 100	8 473 921	8 479 744	8 485 569	8 491 396	8 497 225	8 503 056	8 508 889	8 514 724	8 520 561
2 920	8 526 400	8 532 241	8 538 084	8 543 929	8 549 776	8 555 625	8 561 476	8 567 329	8 573 184	8 579 041
2 930	8 584 900	8 590 761	8 596 624	8 602 489	8 608 356	8 614 225	8 620 096	8 625 969	8 631 844	8 637 721
2 940	8 643 600	8 649 481	8 655 364	8 661 249	8 667 136	8 673 025	8 678 916	8 684 809	8 690 704	8 696 601
2 950	8 702 500	2 703 401	8 714 304	8 720 209	8 726 116	8 732 025	8 737 936	8 743 849	8 749 764	8 755 681
2 960	8 761 600	8 767 521	8 773 444	8 779 369	8 785 296	8 791 225	8 797 156	8 803 089	8 809 024	8 814 961
2 970	8 820 900	8 826 841	8 832 784	8 838 729	8 844 676	8 850 625	8 856 576	8 862 529	8 868 484	8 874 441
2 980	8 880 400	8 886 361	8 892 324	8 898 289	8 904 256	8 910 225	8 916 196	8 922 169	8 928 144	8 934 121
2 990	8 940 100	8 946 081	8 952 064	8 958 049	8 964 036	8 970 025	8 976 016	8 982 009	8 988 004	8 994 001
3 000	9 000 000	9 006 001	9 012 004	9 018 009	9 024 016	9 030 025	9 036 036	9 042 049	9 048 064	9 054 081
3 010	9 060 100	9 066 121	9 072 144	9 078 169	9 084 196	9 090 225	9 096 256	9 102 289	9 108 324	9 114 361
3 020	9 120 400	9 126 441	9 132 484	9 138 529	9 144 576	9 150 625	9 156 676	9 162 729	9 168 784	9 174 841
3 030	9 180 900	9 186 961	9 193 024	9 199 089	9 205 156	9 211 225	9 217 296	9 223 369	9 229 444	9 235 521
3 040	9 241 600	9 247 681	9 253 764	9 259 849	9 265 936	9 272 025	9 278 116	9 284 209	9 290 304	9 296 401
3 050	9 302 500	9 308 601	9 314 704	9 320 809	9 326 916	9 333 025	9 339 136	8 345 249	9 351 364	9 357 481
3 060	9 363 600	9 369 721	6 375 844	9 381 969	9 388 096	9 394 225	9 400 356	9 406 489	9 412 624	9 418 761
3 070	9 424 900	9 431 041	9 437 184	9 443 329	9 449 476	9 455 625	9 461 776	9 467 929	9 474 084	9 480 241
3 080	9 486 400	9 492 561	9 498 724	9 504 889	9 511 056	9 517 225	9 523 396	9 529 569	9 535 744	9 541 921
3 090	9 548 100	9 554 281	9 560 464	9 566 649	9 572 836	9 579 025	9 585 216	9 591 409	9 597 604	9 603 801
3 100	9 610 000	9 616 201	9 622 404	9 628 609	9 634 816	9 641 025	9 647 236	9 653 449	9 659 664	9 665 881
3 110	9 672 100	9 678 321	9 684 544	9 690 769	9 696 996	9 703 225	9 709 456	9 715 689	9 721 924	9 728 161
3 120	9 734 400	9 740 641	9 746 884	9 753 129	9 759 376	9 765 625	9 771 87	9 778 129	9 784 384	9 790 641
3 130	9 796 900	9 803 161	9 809 424	9 815 689	9 821 956	9 828 225	9 834 496	9 840 769	9 847 044	9 853 321
3 140	9 859 600	9 865 881	9 872 164	9 878 449	9 884 736	9 891 025	9 897 316	9 903 609	9 909 904	9 916 201

От 3150 до 3399

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3 150	9 922 500	9 928 801	9 935 104	9 941 409	9 947 716	9 954 025	9 960 336	9 966 649	9 972 964	9 979 281
3 160	9 885 600	9 991 921	9 998 244	10 004 569	10 010 896	10 017 225	10 023 556	10 029 889	10 036 224	10 042 561
3 170	10 048 900	10 055 241	10 061 584	10 067 929	10 074 276	10 080 625	10 086 976	10 093 329	10 099 684	10 106 041
3 180	10 112 400	10 118 761	10 125 124	10 131 489	10 137 856	10 144 225	10 150 596	10 156 969	10 163 344	10 169 721
3 190	10 176 100	10 182 481	10 188 864	10 195 249	10 201 636	10 208 025	10 214 416	10 220 809	10 227 204	10 233 601
3 200	10 240 000	10 246 401	10 252 804	10 259 209	10 265 616	10 272 025	10 278 436	10 284 849	10 291 264	10 297 681
3 210	10 304 100	10 310 521	10 316 944	10 323 369	10 329 796	10 336 225	10 342 656	10 349 089	10 355 524	10 361 961
3 220	10 368 400	10 374 841	10 381 284	10 387 729	10 394 176	10 400 625	10 407 076	10 413 529	10 419 984	10 426 441
3 230	10 432 900	10 439 361	10 445 824	10 452 289	10 458 756	10 465 225	10 471 696	10 478 169	10 484 644	10 491 121
3 240	10 497 600	10 504 081	10 810 564	10 517 049	10 523 536	10 530 025	10 536 516	10 543 009	10 549 504	10 556 001
3 250	10 562 500	10 569 001	10 575 504	10 582 009	10 588 516	10 595 025	10 601 536	10 608 049	10 614 564	10 621 081
3 260	10 627 600	10 634 121	10 640 644	10 647 169	10 653 696	10 660 225	10 666 756	10 673 289	10 679 824	10 686 361
3 270	10 692 900	10 699 441	10 705 984	10 712 529	10 719 076	10 725 625	10 732 176	10 738 729	10 745 284	10 751 841
3 280	10 758 400	10 764 961	10 771 524	10 778 089	10 784 656	10 791 225	10 797 796	10 804 369	10 810 944	10 817 521
3 290	10 824 100	10 830 681	10 837 264	10 843 849	10 850 436	10 857 025	10 863 616	10 870 209	10 876 804	10 883 401
3 300	10 890 000	10 896 601	10 903 204	10 909 809	10 916 416	10 923 025	10 929 636	10 936 249	10 942 864	10 949 481
3 310	10 956 100	10 962 721	10 969 344	10 975 969	10 982 596	10 989 225	10 995 856	11 002 489	11 009 124	11 015 761
3 320	11 022 400	11 029 041	11 035 684	11 042 329	11 048 976	11 055 625	11 062 276	11 068 929	11 075 584	11 082 241
3 330	11 088 900	11 095 561	11 102 224	11 108 889	11 115 556	11 122 225	11 128 896	11 135 569	11 142 244	11 148 921
3 340	11 155 600	11 162 281	11 168 964	11 175 649	18 182 336	11 189 025	11 195 716	11 202 409	11 209 104	11 215 801
3 350	11 222 500	11 229 201	11 235 904	11 242 609	11 249 316	11 256 025	11 262 736	11 269 449	11 206 164	11 282 881
3 360	11 289 600	11 296 321	11 303 044	11 309 769	11 316 496	11 323 225	11 329 956	11 336 689	11 343 424	11 350 161
3 370	11 356 900	11 363 641	11 370 384	11 377 129	11 383 876	11 390 625	11 397 376	11 404 129	11 410 884	11 417 641
3 380	11 424 400	11 431 161	11 437 924	11 444 689	11 451 456	11 458 225	11 464 996	11 471 769	11 478 544	11 485 321
3 390	11 492 100	11 498 881	11 505 664	11 512 449	11 519 236	11 526 025	11 532 816	11 539 609	11 546 404	11 553 201

От 3400 до 3649

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3 400	11 560 000	11 566 801	11 573 604	11 580 409	11 587 216	11 594 025	11 600 836	11 607 649	11 614 464	11 621 281
3 410	11 628 100	11 634 921	11 641 744	11 648 569	11 655 396	11 662 225	11 669 056	11 675 889	11 682 724	11 689 561
3 420	11 696 400	11 703 241	11 710 084	11 716 929	11 723 776	11 730 625	11 737 476	11 744 329	11 751 184	11 758 041
3 430	11 764 900	11 771 761	11 778 624	11 785 489	11 792 356	11 799 225	11 806 096	11 812 969	11 819 844	11 826 721
3 440	11 833 600	11 840 481	11 847 364	11 854 249	11 861 136	11 868 025	11 874 916	11 881 809	11 888 704	11 895 601
3 450	11 902 500	11 909 401	11 916 304	11 923 209	11 930 116	11 937 025	11 943 936	11 950 849	11 957 764	11 964 681
3 460	11 971 600	11 978 521	11 985 444	11 992 369	11 999 296	12 006 225	12 013 156	12 020 089	12 027 024	12 033 961
3 470	12 040 900	12 047 841	12 054 784	12 061 729	12 068 676	12 075 625	12 082 576	12 089 529	12 096 484	12 103 441
3 480	12 110 400	12 117 361	12 124 324	12 131 289	12 138 256	12 145 225	12 152 196	12 159 169	12 166 144	12 173 121
3 490	12 180 100	12 187 081	12 194 064	12 201 049	12 208 036	12 215 025	12 222 016	12 229 009	12 236 004	12 243 001
3 500	12 250 000	12 257 001	12 264 004	12 271 009	12 278 016	12 285 025	12 292 036	12 299 049	12 306 064	12 313 081
3 510	12 320 100	12 327 121	12 334 144	12 341 169	12 348 196	12 355 225	12 362 256	12 369 289	12 376 324	12 383 361
3 520	12 390 400	12 397 441	12 404 484	12 411 529	12 418 576	12 425 625	12 432 676	12 439 729	12 446 784	12 453 841
3 530	12 460 900	12 467 961	12 475 024	12 482 089	12 489 156	12 496 225	12 503 296	12 510 369	12 517 444	12 524 521
3 540	12 531 600	12 538 681	12 545 764	12 552 849	12 559 936	12 567 025	12 574 116	12 581 209	12 588 304	12 595 401
3 550	12 602 500	12 609 601	12 616 704	12 623 809	12 630 916	12 638 025	12 645 136	12 652 249	12 659 364	12 666 481
3 560	12 673 600	12 680 721	12 687 844	12 694 969	12 702 096	12 709 225	12 716 356	12 723 489	12 730 624	12 737 761
3 570	12 744 900	12 752 041	12 759 184	12 766 329	12 773 476	12 780 625	12 787 776	12 794 929	12 802 084	12 809 241
3 580	12 816 400	12 823 561	12 830 724	12 837 889	12 845 056	12 852 225	12 859 396	12 866 569	12 873 744	12 880 921
3 590	12 888 100	12 895 281	12 902 464	12 909 649	12 916 836	12 924 025	12 931 216	12 938 409	12 945 604	12 952 801
3 600	12 960 000	12 967 201	12 974 404	12 981 609	12 988 816	12 996 025	13 003 236	13 010 449	13 017 664	13 024 881
3 610	13 032 100	13 039 321	13 046 544	13 053 769	13 060 996	13 068 225	13 075 456	13 082 689	13 089 924	13 097 161
3 620	13 104 400	13 111 641	13 118 884	13 126 129	13 133 376	13 140 625	13 147 876	13 155 129	13 162 384	13 169 641
3 630	13 176 900	13 184 161	13 191 424	13 198 689	13 205 956	13 213 225	13 220 496	13 227 769	13 235 044	13 242 321
3 640	13 249 600	13 256 881	13 264 164	13 271 449	13 278 736	13 286 025	13 293 316	13 300 609	13 307 904	13 315 201

От 3650 до 3899

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3 650	13 322 500	13 329 801	13 337 104	13 344 409	13 351 716	13 359 025	13 366 336	13 373 649	13 380 964	13 388 281
3 660	13 395 600	13 402 921	13 410 244	13 417 569	13 424 896	13 432 225	13 439 556	13 346 889	13 454 224	13 461 561
3 670	13 468 900	13 476 241	13 483 584	13 490 929	13 498 276	13 505 625	13 512 976	13 520 329	13 527 684	13 535 041
3 680	13 542 400	13 549 761	13 557 124	13 564 489	13 571 853	13 579 225	13 586 596	13 593 969	13 601 344	13 608 721
3 690	13 616 100	13 623 481	13 630 864	13 638 249	13 645 636	13 653 025	13 660 416	13 667 809	13 675 204	43 682 601
3 700	13 690 000	13 697 401	13 704 804	13 712 209	13 719 616	13 727 025	13 734 436	13 741 849	13 749 264	13 756 681
3 710	13 764 100	13 771 521	13 778 944	13 786 369	13 793 796	13 801 225	13 808 656	13 816 089	13 823 524	13 830 961
3 720	13 838 400	13 845 841	13 853 284	13 860 729	13 863 176	13 875 625	13 883 076	13 890 529	13 897 984	13 905 441
3 730	13 912 900	13 920 361	13 927 824	13 935 289	13 942 756	13 950 225	73 957 696	13 965 169	13 972 644	13 980 121
3 740	13 987 600	13 995 081	14 002 564	14 010 049	14 017 536	14 025 025	14 032 516	14 040 009	14 047 504	14 055 001
3 750	14 062 500	14 070 001	14 077 504	14 085 009	14 092 516	14 100 025	14 107 536	14 115 049	14 122 564	14 130 081
3 760	14 137 600	14 145 121	14 152 644	14 160 169	14 167 696	14 175 225	14 182 756	14 190 289	14 197 824	14 205 361
3 770	14 212 900	14 220 441	14 227 984	14 235 529	14 243 076	14 250 625	14 258 176	14 265 729	14 273 284	14 280 841
3 780	14 288 400	14 295 961	14 303 524	14 311 089	14 318 656	14 326 225	14 333 796	14 341 369	14 348 944	14 356 521
3 790	14 364 100	14 371 681	14 379 264	14 386 849	14 394 436	14 402 025	14 409 616	14 417 209	14 424 804	14 432 401
3 800	14 440 000	14 447 601	14 455 204	14 462 809	14 470 416	14 478 025	14 485 636	14 493 249	14 500 864	14 508 481
3 810	14 516 100	14 523 721	14 531 344	14 538 969	14 546 596	14 554 225	14 561 856	14 569 489	14 577 124	14 584 761
3 820	14 592 400	14 600 041	14 607 684	14 615 329	14 622 976	14 630 625	14 638 276	14 645 929	14 653 584	14 661 241
3 830	14 668 900	14 676 561	14 684 224	14 691 889	14 699 556	14 707 225	14 714 896	14 722 569	14 730 244	14 737 921
3 840	14 745 600	14 753 281	14 760 964	14 768 649	14 776 336	14 784 025	14 791 716	14 799 409	14 807 104	14 814 801
3 850	14 882 500	14 830 201	14 837 904	14 845 609	14 853 316	14 861 025	14 868 736	14 876 449	14 884 164	14 891 881
3 860	14 899 600	14 907 321	14 915 044	14 922 769	14 930 496	14 938 225	14 945 956	14 953 689	14 961 424	14 969 161
3 870	14 976 900	14 984 641	14 992 384	15 000 129	15 007 876	15 015 625	15 023 376	15 031 129	15 038 884	15 046 641
3 880	15 054 400	15 062 161	15 069 924	45 077 689	15 085 456	15 093 225	15 100 996	15 108 769	15 116 544	15 124 321
3 890	15 132 100	15 139 881	15 147 664	15 155 449	15 163 236	15 171 025	15 178 816	15 186 609	15 194 404	15 202 201

От 3900 до 4149

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3 900	15 210 000	15 217 801	15 225 604	15 233 409	15 241 216	15 249 025	15 256 836	15 264 649	15 272 464	15 280 281
3 910	15 288 100	15 295 921	15 303 744	15 311 569	15 319 396	15 327 225	15 335 056	15 342 889	15 350 724	15 358 561
3 920	15 366 400	15 374 241	15 382 084	15 389 929	15 397 776	15 405 625	15 413 476	15 421 329	15 429 184	15 437 041
3 930	15 444 900	15 452 761	15 460 624	15 468 489	15 476 356	15 484 225	15 492 096	15 499 969	15 507 844	15 515 721
3 940	15 523 600	15 531 481	15 539 364	15 547 249	15 555 136	13 563 025	15 570 916	15 578 809	15 586 704	15 594 601
3 950	15 602 500	15 610 401	15 618 304	15 626 209	15 634 116	15 642 025	15 649 936	15 657 849	15 665 764	15 673 681
3 960	15 681 600	15 689 521	15 697 444	15 705 369	15 713 296	15 721 225	15 729 156	15 737 089	15 745 024	15 752 961
3 970	15 760 900	15 768 841	15 776 784	15 784 729	15 792 676	15 800 625	15 808 576	15 816 529	15 824 484	15 832 441
3 980	15 840 400	15 848 361	15 856 324	15 864 289	15 872 256	15 880 225	15 888 196	15 896 169	15 904 144	15 912 121
3 990	15 920 100	15 928 081	15 936 064	15 944 049	15 952 036	15 960 025	15 968 016	15 976 009	15 984 004	15 992 001
4 000	16 000 000	16 008 001	16 016 004	16 024 009	16 032 016	16 040 025	16 048 036	16 056 049	16 064 064	16 072 081
4 010	16 080 100	16 088 121	16 096 144	16 104 169	16 112 196	16 120 225	16 128 256	16 136 289	16 144 324	16 152 361
4 020	16 160 400	16 168 441	16 176 484	16 184 529	16 192 576	16 200 625	16 208 676	16 216 729	16 224 784	16 232 841
4 030	16 240 900	16 248 961	16 257 024	16 265 089	16 273 156	16 281 225	16 289 296	16 297 369	16 305 444	16 313 521
4 040	16 321 600	17 329 681	16 337 764	16 345 849	16 353 936	16 362 025	16 370 116	16 378 209	16 386 304	16 394 401
4 050	16 402 500	16 410 601	16 418 704	16 426 809	16 434 916	16 443 025	16 451 136	16 459 249	16 467 364	16 475 481
4 060	16 483 600	16 491 721	16 499 844	16 507 969	16 516 096	16 524 225	16 532 356	16 540 489	16 548 624	16 556 761
4 070	16 564 900	16 573 041	16 581 184	16 589 329	16 597 476	16 605 625	16 613 776	16 621 929	16 630 084	16 638 241
4 080	16 646 400	16 654 561	16 682 724	16 670 889	16 679 056	16 687 225	16 695 396	16 703 569	16 711 744	16 719 921
4 090	16 728 100	16 736 281	16 744 464	16 752 649	16 760 836	16 769 025	16 777 216	16 785 409	16 793 604	16 801 801
4 100	16 810 000	16 818 201	16 826 404	16 834 609	16 842 816	16 851 025	16 859 236	16 867 449	16 875 664	16 883 881
4 110	16 892 100	16 900 321	16 908 544	16 913 769	16 924 996	16 933 225	16 941 456	16 949 689	16 957 924	16 966 161
4 120	16 974 400	16 982 641	16 990 884	16 999 129	17 007 376	17 015 625	17 023 876	17 032 129	17 040 384	17 048 641
4 130	17 056 900	17 065 161	17 073 424	17 081 689	17 089 956	17 098 225	17 106 496	17 114 769	17 123 044	17 131 321
4 140	17 139 600	17 147 888	17 156 164	17 164 449	17 172 736	17 181 025	17 189 316	17 197 609	17 205 904	17 214 201

От 4150 до 4399

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
4 150	17 222 500	17 230 801	17 239 104	17 247 409	17 255 716	17 264 025	17 272 336	17 280 649	17 288 964	17 297 281
4 160	17 305 600	17 313 921	17 322 244	17 330 569	17 338 896	17 347 225	17 355 556	17 363 889	17 372 224	17 380 561
4 170	17 388 900	17 397 241	17 405 584	17 413 929	17 422 276	17 430 625	17 438 976	17 447 329	17 455 684	17 464 041
4 180	17 472 400	17 480 761	17 489 124	17 497 489	17 505 856	17 514 225	17 522 596	17 530 969	17 539 344	17 547 721
4 190	17 553 100	17 564 481	17 572 864	17 581 249	17 589 636	17 598 025	17 606 416	17 614 808	17 623 204	17 631 601
4 200	17 640 000	17 648 401	17 656 804	17 665 209	17 673 616	17 682 025	17 690 436	17 698 849	17 707 264	17 715 681
4 210	17 724 100	17 732 521	17 740 944	17 749 369	17 757 796	17 766 225	17 774 656	17 783 089	17 791 524	17 799 961
4 220	17 808 400	17 816 841	17 825 284	17 833 729	17 842 176	17 850 625	17 859 076	17 867 529	17 875 984	17 884 441
4 230	17 892 900	17 901 361	17 909 824	17 918 289	17 926 756	17 935 225	17 943 696	17 952 169	17 960 644	17 969 121
4 240	17 977 600	17 986 081	17 994 564	18 003 049	18 011 536	18 020 025	18 028 516	18 037 009	18 045 504	18 054 001
4 250	18 062 500	18 071 001	18 079 504	18 088 009	18 096 516	18 105 025	18 113 536	18 122 049	18 130 564	18 139 081
4 260	18 147 600	18 156 121	18 164 644	18 173 169	18 181 696	18 190 225	18 198 756	18 207 289	18 215 854	18 224 361
4 270	18 232 900	18 241 441	18 249 984	18 258 529	18 267 076	18 275 625	18 284 176	18 292 729	18 301 284	18 309 841
4 280	18 318 400	18 326 961	18 335 524	18 344 809	18 352 656	18 361 225	18 369 796	18 378 369	18 386 944	18 395 521
4 290	18 404 100	18 412 681	18 421 264	18 429 849	18 438 436	18 447 025	18 455 616	18 464 209	18 472 804	18 481 401
4 300	18 490 000	18 499 601	18 507 204	18 515 809	18 524 416	18 533 025	18 541 636	18 550 249	18 558 864	18 567 481
4 310	18 576 100	18 584 721	18 593 344	18 601 969	18 610 596	18 619 225	18 627 856	18 636 489	18 645 124	18 653 761
4 320	18 662 400	18 671 041	18 679 684	18 688 329	18 696 976	18 705 625	18 714 276	18 722 929	18 731 584	18 740 241
4 330	18 748 900	18 757 561	18 766 224	18 774 889	18 783 556	18 792 225	18 800 896	18 809 569	18 818 244	18 826 921
4 340	18 835 600	18 844 281	18 852 964	18 861 649	18 870 336	18 879 025	18 887 716	18 896 409	18 905 104	18 913 801
4 350	18 922 500	18 931 201	18 939 904	18 948 609	18 957 316	18 966 025	18 974 736	18 983 449	18 992 164	19 000 881
4 360	19 009 600	19 018 321	19 027 044	19 035 769	19 044 496	19 053 225	19 061 956	19 070 689	19 079 424	19 088 161
4 370	19 096 900	19 105 641	19 114 384	19 123 129	19 131 876	19 140 625	19 149 376	19 158 129	19 166 884	19 175 641
4 380	19 184 400	19 193 161	19 201 924	19 210 689	19 219 456	19 228 225	19 236 996	19 245 769	19 254 544	19 263 321
4 390	19 272 100	19 280 881	19 289 664	19 298 449	19 307 236	19 316 025	19 324 816	19 333 609	19 342 404	19 351 201

От 4400 до 4599

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
4 400	19 360 000	19 368 801	19 377 604	19 386 409	19 395 216	19 404 025	19 412 836	19 421 649	19 430 464	19 439 281
4 410	19 448 100	19 456 921	19 465 744	19 474 569	19 483 396	19 492 225	19 501 056	19 509 889	19 518 724	19 527 561
4 420	19 536 400	19 545 241	19 554 084	19 562 929	19 571 776	19 580 625	19 589 476	19 598 329	19 607 184	19 616 041
4 430	19 624 000	19 633 761	19 642 624	19 651 489	19 660 356	19 669 225	19 678 096	19 686 969	19 695 844	19 704 721
4 440	19 713 600	19 722 481	19 731 364	19 740 249	19 749 136	19 758 025	19 766 916	19 775 809	19 784 704	19 793 601
4 450	19 802 500	19 811 401	19 820 304	19 829 209	19 838 116	19 847 025	19 855 936	19 864 849	19 873 764	19 882 681
4 460	19 891 600	19 900 521	19 909 944	19 918 369	19 927 296	19 936 225	19 945 156	19 954 089	19 963 024	19 971 961
4 470	19 980 900	19 989 841	19 998 784	20 007 729	20 016 676	20 025 625	20 034 576	20 043 529	20 052 484	20 061 441
4 480	20 070 400	20 049 361	20 088 324	20 097 289	20 106 256	20 115 225	20 124 196	20 133 169	20 142 144	20 151 121
4 490	20 160 100	10 169 081	20 178 064	20 187 049	20 196 036	20 205 025	20 214 016	20 223 009	20 232 004	20 241 001
4 500	20 250 000	20 259 001	20 268 004	20 277 009	20 286 016	20 292 025	20 304 036	20 313 049	20 322 064	20 331 081
4 510	20 340 100	20 349 121	20 358 144	20 367 169	20 376 196	20 385 225	20 394 256	20 403 289	20 412 324	20 421 361
4 520	20 430 400	20 439 441	20 448 484	20 457 529	20 466 576	20 475 625	20 484 676	20 493 729	20 502 784	20 511 841
4 530	20 520 900	20 529 961	20 539 024	20 548 089	20 557 156	20 566 225	20 575 296	20 584 369	20 593 444	20 602 521
4	20 611 600	20 620 681	20 629 764	20 638 849	20 647 936	20 657 025	20 666 116	20 675 209	20 684 304	20 693 401
4 550	20 702 500	20 711 601	20 720 704	20 720 809	20 738 916	20 748 025	20 757 136	20 766 249	20 775 364	20 784 481
4 560	20 793 600	20 802 721	20 811 844	20 820 969	20 830 096	20 839 225	20 848 356	20 857 489	20 866 624	20 875 761
4 570	20 884 900	20 894 041	20 903 184	20 912 329	20 921 476	20 930 625	20 939 776	20 948 929	20 958 084	20 967 241
4 580	20 976 400	20 985 561	20 994 724	21 003 889	21 013 056	21 022 225	21 031 396	21 040 569	21 049 744	21 058 921
4 590	20 068 100	28 077 281	21 086 464	21 095 649	21 104 836	21 114 025	21 123 216	21 132 409	21 141 604	21 150 801

От 4600 до 4799

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
4 600	21 160 000	21 169 201	21 178 404	21 187 609	21 196 816	21 206 025	21 215 236	21 224 449	21 233 664	21 242 881
4 610	21 252 100	21 261 321	21 270 544	21 279 769	21 288 996	21 298 225	21 307 456	21 316 689	21 325 924	21 335 161
4 620	21 344 400	21 353 641	21 362 884	21 372 129	21 381 376	21 390 625	21 399 876	21 409 129	21 418 384	21 427 641
4 630	21 436 900	21 446 161	21 455 424	21 464 689	21 473 956	21 483 225	21 492 496	21 501 769	21 511 044	21 520 321
4 640	21 529 600	21 538 881	21 548 164	21 557 449	21 566 736	21 576 025	21 585 316	21 594 609	21 603 904	21 613 201
4 650	21 622 500	21 631 801	21 641 104	21 650 409	21 659 716	21 669 025	21 678 336	21 687 649	21 696 964	21 706 281
4 660	21 715 600	21 724 921	21 734 244	21 743 569	21 752 896	21 762 225	21 771 556	21 780 889	21 790 224	21 799 561
4 670	21 808 900	21 818 241	21 827 584	21 836 929	21 846 276	21 855 625	21 864 976	21 874 329	21 883 684	21 893 041
4 680	21 902 400	21 911 761	21 921 124	21 930 489	21 939 856	21 949 225	21 958 596	21 967 969	21 977 344	21 986 721
4 690	21 996 100	22 005 481	22 014 864	22 024 249	22 033 636	22 043 025	22 052 416	22 061 809	22 071 204	22 080 601
4 700	22 090 000	22 099 401	22 108 804	22 118 209	22 127 616	22 137 025	22 146 436	22 155 849	22 165 264	22 174 681
4 710	22 184 100	22 193 521	22 202 944	22 212 369	22 221 796	22 231 225	22 240 656	22 250 089	22 259 524	22 268 961
4 720	22 278 400	22 287 841	22 297 284	22 306 729	22 316 176	22 325 625	22 335 076	22 344 529	22 353 984	22 363 441
4 730	22 372 900	22 382 361	22 391 824	22 401 289	22 410 756	22 420 225	22 429 696	22 439 169	22 448 644	22 458 121
4 740	22 467 600	22 477 081	22 486 564	22 496 049	22 505 536	22 515 025	22 524 516	22 534 009	22 543 504	22 553 001
4 750	22 562 500	22 572 001	22 581 504	22 591 009	22 600 516	22 610 025	22 619 536	22 629 049	22 638 564	22 648 081
4 760	22 657 600	22 667 121	22 676 644	22 686 169	22 695 696	22 705 225	22 714 756	22 724 289	22 733 824	22 743 361
4 770	22 752 900	22 762 441	22 771 984	22 781 529	22 791 076	22 800 625	22 810 176	22 819 729	22 829 284	22 838 841
4 780	22 848 400	22 857 961	22 867 524	22 877 089	22 886 656	22 896 225	22 905 796	22 915 369	22 924 944	22 934 521
4 790	22 944 100	22 953 681	22 963 264	22 972 849	22 982 436	22 992 025	23 001 616	23 011 299	23 020 804	23 030 401

От 4800 до 4999

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
4 800	23 040 000	23 049 601	23 059 204	23 068 809	23 078 416	23 088 025	23 097 636	23 107 249	23 116 864	23 126 481
4 810	23 136 100	23 145 721	23 155 344	23 164 969	23 174 596	23 184 225	23 193 856	23 203 489	23 213 124	23 222 761
4 820	23 232 400	23 242 041	23 251 684	23 261 329	23 270 976	23 280 625	23 290 276	23 299 929	23 309 584	23 319 241
4 830	23 328 900	23 338 561	23 348 224	23 357 889	23 367 556	23 377 225	23 386 896	23 396 569	23 406 244	23 415 921
4 840	23 425 600	23 435 281	23 444 964	23 454 649	23 464 336	23 474 025	23 483 716	23 493 409	23 503 104	23 512 801
4 850	23 522 500	23 532 201	23 541 904	23 551 609	23 561 316	23 571 025	23 580 736	23 590 449	23 600 164	23 609 881
4 860	23 619 600	23 629 321	23 639 044	23 648 769	23 658 496	23 668 225	23 677 956	23 687 689	23 697 424	23 707 161
4 870	23 716 900	23 726 641	23 736 384	23 746 129	23 755 876	23 765 625	23 775 376	23 785 129	23 794 884	23 804 641
4 880	23 814 400	23 824 161	23 833 924	23 843 689	23 853 456	23 863 225	23 872 996	23 882 769	23 892 544	23 902 321
4 890	23 912 100	23 921 881	23 931 664	23 941 449	23 951 236	23 961 025	23 970 816	23 980 609	23 990 404	24 000 201
4 900	24 010 000	24 019 801	24 029 604	24 039 409	24 049 216	24 059 025	24 068 836	24 078 649	24 088 464	24 098 281
4 910	24 108 100	24 117 921	24 127 744	24 137 569	24 147 396	24 157 225	24 167 056	24 176 889	24 186 724	24 196 561
4 920	24 206 400	24 216 241	24 226 084	24 235 929	24 245 776	24 255 625	24 265 476	24 275 329	24 285 184	24 295 041
4 930	24 304 900	24 314 761	24 324 624	24 334 489	24 344 356	24 354 225	24 364 096	24 373 969	24 383 844	24 393 721
4 940	24 403 600	24 413 481	24 423 364	24 433 249	24 443 136	24 453 025	24 462 916	24 472 809	24 482 704	24 492 601
4 950	24 502 500	24 512 401	24 522 304	24 532 209	24 542 116	24 552 025	24 561 936	24 571 849	24 581 764	24 591 681
4 960	24 601 600	24 611 521	24 621 444	24 631 369	24 641 296	24 651 225	24 661 156	24 671 089	24 681 024	24 690 961
4 970	24 700 900	24 710 841	24 720 784	24 730 729	24 740 676	24 750 625	24 760 576	24 770 529	24 780 484	24 790 441
4 980	24 800 400	24 810 361	24 820 324	24 830 289	24 840 256	24 850 225	24 860 196	24 870 169	24 880 144	24 890 121
4 990	24 900 100	24 910 081	24 920 064	24 930 049	24 940 036	24 950 025	24 960 016	24 970 009	24 980 004	24 990 001

ЛИТЕРАТУРА

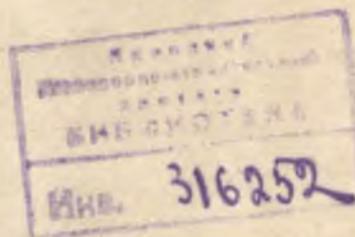
1. Н. С. Стрелецкий, А. Н. Гениев, Е. И. Беленя, В. А. Балдин и Е. Н. Лессиг. Металлические конструкции. Госстройиздат, 1961.
 2. Гипромез. Типовые конструкции покрытий одноэтажных промышленных зданий, стальные стропильные и подстропильные фермы, шаг 6 и 12 м, Нт-118018, 1960.
 3. Проектстальконструкция. Типовые стропильные и подстропильные фермы, ПК 01-32, вып. II, 1958.
 4. Основные положения по унификации объемно-планировочных и конструктивных решений промышленных зданий. СН 223-62. Госстройиздат, 1962.
 5. Строительные нормы и правила, часть II, раздел В, глава 3. Стальные конструкции. Нормы проектирования. СНиП II-V.3-62. Госстройиздат, 1962.
 6. СНиП, часть II, раздел А, глава 11. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. СНиП II-A.11-62. Госстройиздат, 1962.
 7. Стальные конструкции одноэтажных промышленных зданий. КТИС. Госстройиздат, 1952.
 8. Д. В. Бычков. Формулы и графики для расчета рам. Госстройиздат, 1957.
 9. А. Н. Гениев и В. А. Балдин. Курс металлических конструкций, ч. II. Стройиздат, 1940.
 10. Р. И. Трепененков. Альбом чертежей конструкций и деталей промышленных зданий. Госстройиздат, 1961.
 11. К. К. Муханов. Проектирование стальных конструкций. Госстройиздат, 1963.
 12. Н. Д. Жудин. Стальные конструкции. Госстройиздат, 1957.
 13. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Металлические конструкции промышленных зданий и сооружений. Госстройиздат, 1962.
-

ОГЛАВЛЕНИЕ

	Стр.
Предисловие	3
Введение	4
Глава первая	
Компоновочная часть проекта	
§ 1. Конструктивная схема здания	7
§ 2. Рекомендации по установлению основных параметров и размеров конструктивных элементов здания	9
1. Разбивка сетки колонн	—
2. Размеры элементов рамы, фонаря и подкрановых балок	10
§ 3. Схемы связей	12
1. Связи шатра (покрытия)	—
2. Связи между колоннами	14
Глава вторая	
Расчетно-конструктивная часть проекта	
§ 4. Расчет подкрановой балки	15
1. Определение усилий в подкрановой балке	—
2. Подбор сечения подкрановой балки	19
3. Проверка прочности подкрановой балки	21
4. Проверка устойчивости поясных листов и стенки подкрановой балки	22
5. Расчет поясных швов подкрановой балки	25
6. Определение веса подкрановой балки	—
§ 5. Расчет рамы	26
1. Общие положения	—
2. Сбор нагрузок на поперечную раму	28
3. Определение усилий в стойках рамы	33
4. Определение расчетных усилий	49
§ 6. Подбор сечений колонн	54
1. Определение расчетной длины колонн	—
2. Компоновка сечений колонн	55
3. Подбор сечения верхней части колонны	57
4. Подбор сечения нижней части колонны	60
§ 7. Конструкция и расчет сопряжения верхней части колонны с нижней	67
§ 8. Конструкция и расчет базы колонны	69
1. База сплошной колонны	—
2. База сквозной колонны	75
§ 9. Статический расчет ригеля рамы	76
§ 10. Подбор сечений стержней стропильной фермы	80
§ 11. Расчет узлов стропильной фермы	83
Глава третья	
Конструктивное и графическое оформление проекта	
§ 12. Расчетно-пояснительная записка	89
§ 13. Конструктивное и графическое оформление проекта	—
ПРИЛОЖЕНИЕ I	94

6.91
6,36
0,75

ПРИЛОЖЕНИЕ II	95
ПРИЛОЖЕНИЕ III	100
ПРИЛОЖЕНИЕ IV	106
ПРИЛОЖЕНИЕ V	109
ПРИЛОЖЕНИЕ VI	112
ПРИЛОЖЕНИЕ VII	118
ПРИЛОЖЕНИЕ VIII	—
ПРИЛОЖЕНИЕ IX	133
ПРИЛОЖЕНИЕ X	144
ПРИЛОЖЕНИЕ XI	149
ПРИЛОЖЕНИЕ XII	152
ПРИЛОЖЕНИЕ XIII	153
Литература	170



Георгий Андрианович Шестак

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ
ОДНОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ**

Тем. план 1964 г. — № 29

Стройиздат
Москва, Третьяковский проезд, д. 1

Редактор издательства *Т. В. Горячева*
Технический редактор *Н. В. Шерстнева*
Корректор *Т. В. Карасева*

Сдано в набор 15/VIII-1963 г. Подписано к печати 11/I-1964 г. Т-01030 Бумага 70x108^{1/16}
5,49 бум. л. — 14,73 усл. печ. л. + вклейка 0,34 усл. печ. л. (13 уч.-изд. л.) Изд. № 1-6710 Зак. 1854
Тираж 12000 экз. Цена 60 коп.

Владимирская типография «Главполиграфпрома»
Государственного комитета Совета Министров СССР
по печати
Гор. Владимир, ул. Б. Ременники, д. 18-б