



Сборные железобетонные конструкции одноэтажного промышленного здания

Методические указания по выполнению курсового проекта

Введение

Задачи курсового проекта, условия и объем работы

Компоновка здания

Расчет поперечной рамы

Сбор нагрузок: нагрузки от покрытия ветровая нагрузка крановая нагрузка нагрузка от стен

Статический расчет рамы

Расчет и конструирование колонн

Расчет и конструирование стропильных конструкций

Расчет и конструирование фундаментов

Графическая часть проекта

Приложение 1. Исходные данные

Приложение 2. Крановые габариты и нагрузки

Приложение 3. Нагрузки от собственного веса конструкций покрытия

Приложение 4. Сортамент арматуры Литература

Введение

Одноэтажные промышленные здания чаще всего выполняют каркасными из сборного железобетона. **Каркас** воспринимает действующие на здание нагрузки: вертикальные (вес покрытия и снега, нагрузки от мостовых кранов или подвешенного оборудования) и горизонтальные (усилия от торможения кранов, давления ветра, сейсмических воздействий и т.д.). Каркас собирают из отдельных элементов по стоечно-балочной схеме, которая состоит из стоек (колонн), ригелей, плит покрытия и связей жесткости. В поперечном направлении колонны устанавливают на расстоянии L , называемом **пролетом**, а в продольном — на расстоянии l , называемом **шагом колонн**. В зависимости от объемно-планировочного решения величину L принимают от 6 до 30 м, величину l — 6 или 12 м.

Конструкции, перекрывающие пролет, называются **стропильными** (балки, фермы, арки и др.). На них опирают ребристые плиты покрытия, номинальный пролет которых равен шагу стропильных конструкций (**рис. 1,а**). Существует и другой тип покрытия, когда пролет L перекрывают панелями с номинальными размерами в плане 3×18 или 3×24 м (их называют **«плитами на пролет»**). При этом панели опирают на балки или фермы, ориентированные в продольном направлении, — их называют **продольными** (или **подстропильными**) конструкциями, которые имеют номинальный пролет l (**рис. 1,б**).

Каркас должен быть жестким, т.е. иметь достаточную пространственную жесткость в поперечном и продольном направлениях. Поперечную жесткость обеспечивают **поперечные рамы**, в отечественной практике состоящие из жестко защемленных в фундаментах колонн и шарнирно опертых на них ригелей. Роль ригелей рам выполняют или стропильные конструкции (**рис. 1,а**), или «плиты на пролет» (**рис. 1,б**). В последнем случае опорные закладные детали продольных конструкций должны быть надежно приварены к закладным деталям колонн, чтобы предотвратить опрокидывание продольных конструкций.

Продольную жесткость каркаса обеспечивают **продольные рамы**, которые состоят из тех же стоек (колонн), жестко защемленных в фундаментах, и шарнирно опертых ригелей. Роль ригелей выполняют ребристые плиты покрытия и продольные конструкции (**рис. 2,а**), или только продольные конструкции (**рис. 2,б**). Стропильные конструкции должны быть предохранены от опрокидывания, что обеспечивается приваркой их опорных закладных деталей к закладным деталям колонн, а при высоте на опоре больше 900 мм — установкой дополнительных вертикальных связей по торцам стропильных конструкций (**поз. 8 на рис. 2,а**).

Жесткость продольных рам меньше жесткости поперечных, поскольку моменты инерции сечений колонн в продольном направлении меньше, чем в поперечном. Поэтому при высоте здания (от пола до низа стропильных конструкций) $H > 9,6$ м без кранов и при любой высоте H с мостовыми кранами между колоннами устанавливают продольные **вертикальные связи** (**поз. 7 на рис. 2**).



Жесткость каркаса повышают приваркой плит покрытия не менее чем в трех точках к нижележащим конструкциям (через закладные детали). Три точки закрепления образуют вершины геометрически неизменяемой фигуры — треугольника, т.е. создают жесткую горизонтальную связь, а все плиты в совокупности создают горизонтальный жесткий диск, который обеспечивает совместную работу поперечных и продольных рам. С этой же целью зазоры между плитами замоноличивают бетоном.

Здания делят на температурные отсеки (блоки), длина которых определяется специальным расчетом и зависит, главным образом, от сезонного перепада температур. Длину блока одноэтажного отапливаемого здания без расчета можно назначить не более 72 м.

Задачи курсового проекта, условия и объем работы

Целью работы является проектирование несущих конструкций каркаса бесфонарного одноэтажного промышленного здания, включая, согласно заданию, одну из конструкций покрытия — балку, ферму, арку или «плиту на пролет», а также среднюю или крайнюю колонну и столбчатый фундамент под нее.

Исходные данные для проектирования — размеры здания в плане по наружным осям; расстояния между продольными L и поперечными l разбивочными осями; высоту H от отметки чистого пола до низа конструкций (стропильных или «плит на пролет»), грузоподъемность мостовых кранов в каждом пролете, район строительства (в зависимости от которого определяют значения снеговых и ветровых нагрузок), класс напрягаемой арматуры для преднапряженных конструкций покрытия, расчетное сопротивление грунта — приведены в **приложении 1**.

В состав проекта входит расчетно-пояснительная записка, включающая сбор нагрузок, статический расчет поперечной рамы, расчет преднапряженных стропильных конструкций покрытия по двум группам предельных состояний (как элементов 3-й категории трещиностойкости), расчет по прочности колонны и фундамента. Записку необходимо иллюстрировать схемами и эскизами, формулы должны быть записаны в общем виде с последующей подстановкой числовых значений.

Графическая часть состоит из чертежей плана, продольного и поперечного разрезов здания (т.е. схем расположения элементов каркаса) с узлами соединения сборных конструкций, чертежей конструкции покрытия колонны и фундамента. Чертежи сопровождаются спецификациями, а чертежи изделий, кроме того, — ведомостями расхода стали. Оформление чертежей должно соответствовать требованиям ГОСТов СПДС [4]. В частности, проект должен иметь шифр, например: КР2. ЖБК. 03, где КР2 означает «курсовой проект №2», ЖБК — учебная дисциплина «железобетонные конструкции», 03 — номер задания (последние цифры шифра).

Примеры расчета конструкций можно использовать в работе над дипломным проектом.

Компоновка здания

При внутренней высоте здания $H \leq 12$ м применяют сплошные, а при большей высоте — двухветвевые колонны. Рекомендуемые размеры сечений сплошных колонн приведены в [табл. 1](#), двухветвевых — в [табл. 2](#). В зависимости от характеристик задания (пролеты и грузоподъемность кранов) эти размеры могут быть уменьшены или увеличены. При использовании «плит на пролет» длину колонн следует уменьшить на 600 мм — опорную высоту продольных конструкций.

В зданиях с мостовыми кранами крайние колонны имеют нулевую привязку при шаге 6 м, грузоподъемности кранов Q не более 32 т и высоте H не более 16,2 м. В остальных случаях, а также при любых кранах, если шаг колонн 12 м, принимают привязку 250 мм.

Здание по длине делят на равные температурные блоки, посередине блоков устанавливают продольные вертикальные связи ([рис. 2](#)). Поперечные оси крайних колонн каждого блока смещают внутрь от цифровых разбивочных осей на 500 мм.

Неточность изготовления и монтажа конструкций учитывают допусками, поэтому проектную длину всех горизонтальных конструкций назначают меньше номинальной: плит покрытия — на 20 мм, балок и «плит на пролет» — на 40 мм, ферм и арок — на 60 мм. Равнодействующую опорного давления (т.е. опорную реакцию) считают приложенной посередине площадки опирания. Например, при номинальном пролете $L = 18$ м проектная длина стропильной балки $l_n = 17,96$ м, а ее расчетный пролет l_0 при высоте сечения колонны в надкрановой части $h_b = 0,38$ м равен 17,6 м.

Оси крановых путей располагают от продольных разбивочных осей на расстоянии $\lambda = 750$ мм, поэтому пролет крана L_k меньше пролета здания L на 1,5 м ([приложение 2](#)). С учетом выступающих габаритов крана $b_1 = 260 \dots 300$ мм и минимально допустимых просветов (по 60 мм) высота сечения надкрановой (верхней) части колонны среднего ряда не должна превышать $h_b = 1500 - 2 \times 300 - 2 \times 60 = 780$ мм, колонны крайнего ряда при нулевой привязке $h_b = 750 - 300 - 60 = 390$ мм, а при привязке 250 мм — 640 мм.

Длину надкрановой части колонны (от верха консоли) назначают с учетом высоты сечения подкрановой балки, высоты рельса (150 мм), высоты крана на опоре h_k , минимально допустимого просвета 100 мм между краном и покрытием ([приложение 2](#)). Высоту подкрановой балки при шаге колонн 6 м можно принять 1000 мм, при шаге колонн 12 м — 1400 мм.

Расчет поперечной рамы

Расчетная схема здания (**рис. 3**) представляет собой многопролетную одноэтажную раму с шарнирно опертыми ригелями и жестко защемленными ступенчатыми стойками. Длину надкрановой части H_b определяют в зависимости от габаритов крана и высоты подкрановой балки с рельсом, расчетную длину подкрановой части определяют от верхнего обреза фундамента (пример 1). Согласно рекомендациям **табл. 1** и **табл. 2** назначают размеры сечений надкрановых и подкрановых частей колонны, задаются классом бетона.

Пример 1. Определение габаритов колонн и их привязка к осям двухпролетного здания

Требуется определить габаритные размеры крайних и средних колонн двухпролетного здания и назначить их привязку к продольным осям здания.

Исходные данные: номинальные пролеты $L = 18$ м, шаг колонн $l = 6$ м, высота до низа стропильных конструкций $H = 10,8$ м, в пролетах по два крана грузоподъемностью $Q = 20/5$ т, место строительства — г. Новосибирск.

Решение. При $H < 12$ м принимаем сплошные колонны прямоугольного сечения (**табл. 1**), крайние колонны с размерами $b = 400$ мм, $h_b = 380$ мм, $h_n = 800$ мм; средние — с размерами $b = 500$ мм, $h_b = 600$ мм, $h_n = 800$ мм. Поскольку у крайних колонн $h_b < 390$ мм, принимаем для них нулевую привязку. Высота подкрановых балок 1000 мм, высота рельса 150 мм, вертикальный габарит крана $h_k = 2400$ мм (**приложение 2**), зазор между верхом крана и низом стропильной конструкции должен быть не менее 100 мм. Тогда длина надкрановой части колонны $H_b = 1000 + 150 + 2400 + 100 = 3650$ мм. Общая длина (высота) колонны, учитываемая в расчете $H_p = 10800 + 150 = 10950$ мм, где 150 — расстояние от поверхности пола до верхнего обреза фундамента, считающегося местом заделки колонны. Полная (опалубочная) длина колонны: $10950 + 900 = 11850$ мм, где 900 мм — глубина заделки колонны в стакан фундамента.

Поперечные горизонтальные нагрузки передаются от одной стойки к другим через ригели, которые полагают недеформируемыми вдоль их осей. Тогда горизонтальные перемещения всех стоек рам по верху становятся равными. В этом случае удобно использовать в статическом расчете метод перемещений, при котором рама является один раз статически неопределимой, независимо от числа пролетов (если ригели расположены в одном уровне). При воздействии постоянной, снеговой и ветровой нагрузок все рамы температурного блока деформируются одинаково, пространственная работа каркаса не проявляется. При воздействии крановых нагрузок, приложенных к одной раме, благодаря жесткому диску покрытия в работу вовлекаются все рамы блока, и расчет выполняют с учетом пространственной работы каркаса.

Примеры статического расчета рамы одноэтажного промздания при разных вариантах загрузки приведены в [5]. При выполнении проекта можно использовать программу автора **ask**.

Сбор нагрузок на раму

Нагрузки от покрытия

Постоянная нагрузка от покрытия складывается из веса конструкций покрытия, утеплителя и гидроизоляции. Вес снегового покрова является временной нагрузкой, которую, согласно нормам, в некоторых случаях разделяют **на длительную и кратковременную, при учете полного значения** снеговой нагрузки ее рассматривают **как кратковременную** [1]. Величина снеговой нагрузки зависит от географического района.

Нагрузка на колонны передается в виде сосредоточенных сил N — опорных реакций элементов, непосредственно опирающихся на колонны: стропильных или продольных конструкций. Величину N определяют как произведение равномерно-распределенной нагрузки на грузовую площадь колонны (**рис. 4**), добавляя нагрузку от стропильных (или продольных) конструкций. Вес кровли зависит от ее состава, который автор проекта принимает самостоятельно. Ориентировочные массы конструкций покрытий приведены в **приложении 3**.

Пример 2. Определение нагрузок от покрытия на колонны

Требуется определить расчетные нагрузки от покрытия на крайние и средние колонны двухпролетного здания.

Исходные данные: здание с двумя равными пролетами $L = 18$ м, шаг колонн $l = 6$ м, стропильные конструкции — сегментные фермы; плиты покрытия — ребристые размером 3×6 м; состав кровли — газобетон ($\gamma = 6$ кН / м³) слоем 180 мм, цементная стяжка толщиной 30 мм, 3 слоя рубероида на битумной мастике; объект расположен в г. Новосибирске.

Решение. Масса плиты покрытия 27 кН (**приложение 3**). Распределенная нагрузка от массы плиты

$$q_{cm} = 27 / (2,98 \times 5,97) = 1,52 \text{ кПа,}$$

где 2,98 и 5,97 — фактические размеры плиты покрытия в плане.

Нагрузки на покрытие приведены в **табл. 3**. При грузовой площади (**рис. 4**)

$$A_{кр} = 6 \times 18 / 2 = 54 \text{ м}^2$$

постоянная нагрузка на крайнюю колонну от веса покрытия

$$N_1 = 3,55 \times 54 = 191,7 \text{ кН.}$$

Собственный вес фермы по п.13 **приложения 3** равен 45 кН, нагрузка на колонну от нее при $\gamma_f = 1,1$

$$N_2 = 1,1 \times 45 / 2 = 24,8 \text{ кН.}$$

Суммарная расчетная нагрузка на крайнюю колонну от веса покрытия

$$N = N_1 + N_2 = 191,7 + 24,8 = 216,5 \text{ кН.}$$

Сила N приложена на расстоянии $30 + (380 - 30) / 2 = 205$ мм от разбивочной оси (**рис. 5**), ее эксцентриситет относительно геометрической оси надкрановой части колонны

$$e_1 = 205 - h_b / 2 = 205 - 380 / 2 = 15 \text{ мм.}$$

По **карте 1 [1]** определяем, что Новосибирск расположен в 4-м снеговом районе с расчетным значением нагрузки от веса снегового покрова по **табл. 4* [1]** $s_0 = 2,4$ кПа. Тогда кратковременная расчетная нагрузка на крайнюю колонну от веса снегового покрова

$$P = s_0 A_{кр} = 2,4 \times 54 = 129,6 \text{ кН.}$$

Она приложена к верху колонны с тем же эксцентриситетом $e_1 = 15$ мм.

Грузовая площадь средней колонны вдвое больше, чем крайней, поэтому вдвое возрастают нагрузки от покрытия, веса стропильных ферм и снега. В итоге, $N = 433$ кН, $P = 259,2$ кН. При одинаковых пролетах по обе стороны колонны, нагрузки на нее слева и справа будут одинаковыми, следовательно, силы N и P приложены по оси колонны с эксцентриситетом $e_1 = 0$.

В покрытиях с «плитами на пролет» сбор нагрузок на крайнюю колонну имеет две особенности. Во-первых, при подсчете N_2 принимают вес не половины, а всей продольной балки (по половине с каждой стороны). Во-вторых, силу N прикладывают посередине ширины площадок опирания продольных балок. Поскольку ширина последних равна 250 мм, то с учетом смещения боковой грани от разбивочной оси на 15 мм (**рис. 1,6**) общее смещение силы N от разбивочной оси составит $15 + 250 / 2 = 140$ мм, а эксцентриситет

$$e_1 = 140 - 190 = -50 \text{ мм}$$

(момент по часовой стрелке в программе **ask** считается положительным, против — отрицательным).

Ветровая нагрузка

Величину нормативного давления ветра ω_0 определяют по нормам **[1]** в зависимости от географического района и типа местности: А — открытая, В — городские территории и лесные массивы, С — городские районы с высотой застройки более 25м. С увеличением высоты здания ветровое давление возрастает, что учитывается поправочным **коэффициентом k [1]**, а **коэффициентом c_e [1]** учитывают аэродинамическое сопротивление (профиль здания). Таким образом, величину распределенной по площади нормативной нагрузки определяют из выражения

$$\omega_m = \omega_0 k c_e.$$

Для расчета рамы нагрузка должна быть представлена в виде погонной нагрузки q_w , собираемой с грузовой полосы стены шириной l :

$$q_{\omega} = \gamma_f \omega_m l,$$

где $\gamma_f = 1,4$ — коэффициент надежности по нагрузке.

Поскольку эпюра ветровой нагрузки ω_m имеет сложную форму (**рис. 6,а**), ее для упрощения расчета заменяют на прямоугольную (**рис. 6,б**), но с условием, чтобы изгибающие моменты M в заделке колонны (ниже отметки чистого пола на 0,15м) были равными (замена, эквивалентная по моменту).

Ветровое давление на шатер покрытия (выше верха колонн) заменяют сосредоточенной силой W ; которую прикладывают к верху колонн (**рис. 6,б**). Связано это с тем, что шарнирные опоры ригеля передают на ниже-лежащие конструкции не момент, а горизонтальные W и вертикальные N реакции. При действии ветровой нагрузки реакциями N пренебрегают по их малости. Учитывая, что ригели имеют бесконечную продольную жесткость, силы W и W' суммируют и прикладывают в одной точке.

Пример 3. Определение ветровой нагрузки на поперечную раму двухпролетного здания

Требуется определить ветровую нагрузку на поперечную раму двухпролетного здания в г. Новосибирске.

Исходные данные приняты по данным примеров 1 и 2. Дополнительные данные: тип местности В (городская территория), высота ферм на опоре 900 мм, высота плит 300 мм, толщина кровли 220 мм. Тогда высота вертикальной части шатра $H_{\text{ш}} = 900 + 300 + 220 = 1420$ мм.

Решение. По **карте 3 [1]** определяем, что Новосибирск расположен в 3-м ветровом районе с нормативным значением ветрового давления по **табл. 5 [1]** $\omega_0 = 0,38$ кПа. По **табл. 6 [1]** находим, что при высоте до 5м $k_1 = 0,5$, при высоте 10м $k_2 = 0,65$, при высоте 20м $k_3 = 0,85$. По **схеме № 2 приложения 4 [1]** принимаем аэродинамические коэффициенты $c_e = 0,8$ с наветренной стороны и $c_{e3} = 0,5$ с подветренной (активное и пассивное давление). Находим значения поправочных коэффициентов на уровне низа шатра (при высоте здания до верха колонны 10,8 м) (**рис. 7**)

$$k_n = (k_3 - k_2) \times 0,8 / 10 + k_2 = (0,85 - 0,65) \times 0,8 / 10 + 0,65 = 0,666$$

и на уровне верха шатра

$$k_b = (0,85 - 0,65) \times (0,8 + 1,42) / 10 + 0,65 = 0,694.$$

Расчетные значения W определяем из объема фигуры ветрового давления на шатровую часть:

$$W = 0,5(k_n + k_b)(c_e + c_{e3})H_{\text{ш}}l\gamma_f\omega_0 = 0,5 \times (0,666 + 0,694) \times (0,8 + 0,5) \times 1,42 \times 6 \times 1,4 \times 0,38 = 4,01 \text{ кН}.$$

Для приведения фактической нагрузки к эквивалентной нагрузке q_{ω} , равномерно-распределенной по высоте, удобнее всего найти вначале эквивалентное значение коэффициента k_3 . Сделать это можно через ра-

венство статических моментов S (относительно заделки колонн) площадей фактической и эквивалентной эпюр ветрового давления, принимая значения ω_0 и c_e равными 1.

Принимая с некоторым приближением линейное возрастание нагрузки по высоте на участке от 5 до 10,8 м (без учета небольшого перелома на высоте 10м), получим от фактической эпюры:

$$S = k_1 \times 10,8 \times (10,8 / 2 + 0,15) + 0,5 \times (k_n - k_1) \times 5,8 \times (5,8 \times 2 / 3 + 5 + 0,15).$$

От эквивалентной прямоугольной эпюры:

$$S = k_3 \times 10,8 \times (5,4 + 0,15).$$

Подставив в первое выражение $k_1 = 0,5$ и $k_n = 0,666$, приравняв оба выражения, получим $k_3 = 0,572$.

Тогда эквивалентная величина расчетной равномерно распределенной ветровой нагрузки с наветренной стороны

$$q_\omega = k_3 c_e l \gamma_f \omega_0 = 0,572 \times 0,8 \times 6 \times 1,4 \times 0,38 = 1,46 \text{ кН /м},$$

а с подветренной стороны

$$q_\omega' = k_3 c_{e3} l \gamma_f \omega_0 = 0,572 \times 0,5 \times 6 \times 1,4 \times 0,38 = 0,912 \text{ кН /м}.$$

Крановая нагрузка

Мостовой кран рассматривают как балку на двух опорах (по 2 колеса на каждой опоре), загруженную собственным весом и тележкой с грузом, которая перемещается вдоль крана. При среднем положении тележки опорные реакции крана равны, при крайнем колеса крана давят на ближайшую подкрановую балку силами P_{\max} (их нормативные значения приведены в **приложении 2**), а колеса с противоположной стороны — силами

$$P_{\min} = (Q + G_k - 2 \times P_{\max}) / 2,$$

где Q — грузоподъемность крана, G_k — вес крана с тележкой, 2 — число колес крана на одном пути.

Суммарное расчетное давление колес крана на колонну от каждого пути определяют через сумму ординат линий влияния Σy_i (**рис. 8**), коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$ и ψ — коэффициент сочетаний (при одновременной работе 2-х кранов $\psi = 0,85$, 4-х кранов — $\psi = 0,7$):

$$D_{\max} = \gamma_f P_{\max} \psi \Sigma y_i \text{ и } D_{\min} = \gamma_f P_{\min} \psi \Sigma y_i.$$

При торможении тележки с грузом возникает тормозное усилие T_k , которое передается на один путь и распределяется поровну между двумя колесами крана. Для кранов с гибким подвесом нормативное значение $T_k = 0,05 (Q + G_T) / 2$, где G_T — вес тележки; 0,05 — коэффициент трения, 2 — число колес крана на одном пути.

Расчетную горизонтальную силу от одновременного действия двух кранов определяют по линиям влияния (**рис. 8**):

$$T = \gamma_f T_k \psi \sum y_i.$$

Сила T передается на колонну как горизонтальная опорная реакция подкрановой балки через соединительную деталь (стальную пластину) на уровне верхней грани балки, т.е. на расстоянии от консоли колонны, равном высоте подкрановой балки.

Пример 4. Определение крановой нагрузки на колонны поперечной рамы

Требуется определить нагрузку от кранов на колонны поперечной рамы двухпролетного здания.

Исходные данные приняты по данным примеров 1, 2 и 3. Дополнительные данные: железобетонные подкрановые балки пролетом 6 м с высотой сечения $h_{пб} = 1000$ мм и собственным весом $G_6 = 60$ кН, собственный вес 1 м пути $g_n = 2$ кН / м.

Решение. Из **приложения 2** для крана пролетом $L_k = 16,5$ м и грузоподъемностью $Q = 20 / 5$ т ширина моста $B_k = 5,6$ м, расстояние между колесами $A_k = 4,4$ м, максимальное давление одного колеса $P_{max} = 170$ кН, вес тележки $G_T = 63$ кН, вес крана с тележкой $G_k = 220$ кН.

$$P_{min} = (Q + G_k - 2 \times P_{max}) / 2 = (200 + 220 - 2 \times 170) / 2 = 50 \text{ кН.}$$

По линии влияния опорных реакций подкрановых балок пролетом 6м (**рис. 8**)

$$\sum y_i = 0,27 + 1 + 0,80 + 0,07 = 2,14.$$

Для крайних колонн при двух сближенных кранах

$$D_{max} = \gamma_f P_{max} \psi \sum y_i = 1,1 \times 170 \times 0,85 \times 2,14 = 340 \text{ кН;}$$

$$D_{min} = \gamma_f P_{min} \psi \sum y_i = 1,1 \times 50 \times 0,85 \times 2,14 = 100 \text{ кН.}$$

Дополнительно колонны воспринимают усилия от собственного веса подкрановой балки и крановых путей на длине $l = 6$ м

$$G_{пб} = \gamma_f G_6 + \gamma_f g_n l = 1,1 \times 60 + 1,2 \times 2 \times 6 = 80,4 \text{ кН.}$$

D_{max} , D_{min} и $G_{пб}$ действуют на крайнюю колонну с эксцентриситетом относительно оси ее подкрановой части

$$e_{пб} = \lambda - h_n / 2 = 750 - 800 / 2 = 350 \text{ мм (при нулевой привязке).}$$

На среднюю колонну усилия от кранов в левом пролете действуют с эксцентриситетом $e_{пб} = -\lambda = -750$ мм. Возможность одновременного приложения крановой нагрузки и со стороны правого пролета в программе **ask** учитывается автоматически.

Тормозная сила от одного колеса крана

$$T_k = 0,05 (Q + G_T) / 2 = 0,05 \times (200 + 63) / 2 = 6,58 \text{ кН.}$$

Расчетная тормозная сила на крайнюю колонну от двух кранов

$$T = \gamma_f T_k \psi \sum y_i = 1,1 \times 6,58 \times 0,85 \times 2,14 = 13,2 \text{ кН}$$

приложена на расстоянии от верха колонны $H_b - h_{пб} = 3650 - 1000 = 2650 \text{ мм.}$

Нагрузка от стен

Если стеновое ограждение состоит из навесных панелей, то необходимо учитывать нагрузку от стен с остеклением, приложенную в виде вертикальных сил с наружной стороны крайних колонн. Если стены самонесущие, то нагрузка от них передается на фундамент и в работе рамы не участвует. В курсовом проекте можно принять самонесущие стены.

Статический расчет поперечной рамы

Как уже отмечалось, расчетная схема поперечной рамы представляет собой одноэтажную многопролетную стержневую систему, состоящую из вертикальных стоек, защемленных внизу, и шарнирно связанных с ними недеформируемых в продольном направлении ригелей (**рис. 3**), что позволяет выполнять расчет ригелей независимо от расчета рамы. Статический расчет рамы необходим для определения усилий (изгибающих моментов M , продольных N и поперечных Q сил) в сечениях колонны. Поскольку колонна имеет переменное (ступенчатое) сечение по высоте, для ее расчета необходимо знать усилия в четырех расчетных сечениях (**рис. 9**): 1–1 расположено на отметке верха колонны; 2–2 максимально приближено к консоли колонны сверху, т.е. до изменения высоты сечения; 3–3 расположено сразу же после изменения высоты сечения колонны; 4–4 расположено в месте заделки колонны, т.е. на отметке $-0,15 \text{ м.}$

Статический расчет таких рам удобнее выполнять методом перемещений. В результате получают упругие реакции верха стоек для каждого вида загрузки и через них — усилия в расчетных сечениях. В курсовом проекте статический расчет можно выполнять на компьютере по программе **ask**, для чего необходимо подготовить исходные данные (**табл. 4**) с выполнением следующих условий:

- в п.6 для сплошной колонны вводят половину высоты сечения нижней части колонны, а для двухветвевой — высоту сечения ветви;
- в п.7 для сплошной колонны вводят 0, а для двухветвевой — число отверстий в подкрановой части;

— в п.8 под величиной H подразумевают расчетную длину колонны от верха фундамента (отметка $-0,15$ м) до низа ригеля; при покрытии здания «плитами на пролет» под величиной H подразумевают длину колонны от отметки $-0,15$ м до низа продольных несущих конструкций;

— в п.п. 18 и 19 величины D_{\max} и D_{\min} вводят без учета весов подкрановых балок и путей, их учитывают в п.13;

— для средней колонны крановую нагрузку рассматривают не с двух сторон, а только с одной (левой) стороны колонны (т.е. не от 4-х, а от двух кранов), возможность одновременного приложения крановой нагрузки и со стороны правого пролета в программе **ask** учитывается автоматически. .

Получив расчетные усилия от отдельных нагрузок в расчетных сечениях каждой стойки, необходимо составить невыгодные их сочетания для тех же сечений, определяющих значения изгибающих моментов M , продольных N и поперечных Q сил:

— наибольший положительный момент M_{\max} и соответствующие продольная N и поперечная Q силы;

— наибольший по абсолютной величине отрицательный момент M_{\min} и соответствующие продольная N и поперечная Q силы;

— наибольшая продольная сила N_{\max} и соответствующие ей изгибающий момент M и поперечная сила Q .

Для средних колонн, имеющих симметричное армирование, число сочетаний можно уменьшить, рассматривая только абсолютные значения моментов (т.е. принимать значения M максимальные по абсолютной величине).

Пример 5. Статический расчет поперечной рамы

Требуется выполнить статический расчет поперечной рамы по программе **ask** с определением усилий и их невыгодных сочетаний для колонн (стоек) двухпролетной рамы.

Исходные данные приняты по примерам 1, 2, 3 и 4. Дополнительные данные:

Усилие от массы надкрановой части колонны (п.15) $G_b = \gamma_f b h_b H_b \gamma$, где γ — вес 1 м^3 железобетона.

Для крайней колонны $G_b = 1,1 \times 0,4 \times 0,38 \times 3,65 \times 25 = 15,26 \text{ кН}$.

Для средней колонны $G_b = 1,1 \times 0,5 \times 0,6 \times 3,65 \times 25 = 30,11 \text{ кН}$.

Усилие от массы подкрановой части колонны (п.16) $G_n = \gamma_f b h_n (H_p - H_b)$.

Для крайней колонны $G_n = 1,1 \times 0,4 \times 0,8 \times (10,95 - 3,65) \times 25 = 64,24 \text{ кН}$.

Для средней колонны $G_n = 1,1 \times 0,5 \times 0,8 \times (10,95 - 3,65) \times 25 = 80,3$ кН.

Для двухветвевых колонн необходимо учитывать уменьшение массы подкрановых частей за счет отверстий между ветвями и распорками.

Вводя исходные данные ([табл. 4](#)) в программу **ask** получаем таблицы расчетных усилий от каждой нагрузки в расчетных сечениях крайних и средних стоек рамы ([табл. 5](#)) и таблицы невыгодных сочетаний нагрузок для тех же сечений ([табл. 6](#)).

Колонны одноэтажного промышленного здания

По характеру действующих усилий колонны относятся к внецентренно-сжатым элементам. Порядок расчета надкрановых частей сплошных и двухветвевых колонн одинаков (см. пример 6). В подкрановой части двухветвевых колонн при некоторых сочетаниях усилий одна из ветвей может работать на внецентренное сжатие, а другая — на растяжение. Распорки двухветвевых колонн — изгибаемые элементы.

Пример 6. Расчет и конструирование крайней колонны

Требуется рассчитать и законструировать колонну по оси А с подбором арматуры класса А-III $R_s = R_{sc} = 365$ МПа ([табл. 22 \[2 \]](#)) и $E_s = 200000$ МПа ([табл. 29 \[2 \]](#)).

Исходные данные приняты по данным примеров 1 – 5.

Решение. В сечениях колонны действуют отличающиеся по величине положительные и отрицательные моменты ([табл. 6](#)). Однако для снижения трудоемкости арматурных работ и для повышения надежности получаемых решений прием симметричное армирование по всей высоте колонны.

Надкрановая часть колонны

Размеры прямоугольного сечения надкрановой части: $b = 400$ мм, $h_b = 380$ мм. Для продольной арматуры принимаем $a = a' = 30$ мм. Тогда рабочая высота сечения $h_0 = 0,38 - 0,03 = 0,35$ м.

Расчет в плоскости изгиба. Сечение арматуры подбираем по усилиям в сечении 2–2, поскольку там действует наибольший по абсолютной величине момент $M = -39$ кН·м при $N = 232$ кН (комбинация 1+3+7+15 [табл. 6](#)). В это сочетание входят усилия от длительно действующей нагрузки $M_l = 8$ кН·м при $N_l = 232$ кН (загружение 1 из [табл. 5](#)).

Так как в сочетание входят крановые нагрузки, расчетная длина надкрановой части колонны в плоскости изгиба по [табл. 32 \[2 \]](#): $l_0 = 2H_b = 2 \times 3,65 = 7,3$ м, а коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2} = 1.1$ (здесь процедуры выбора расчетного сочетания и назначения γ_{b2} несколько упрощены).

Поскольку $l_0 / h_b = 19,2 > 10$, необходимо учитывать влияние прогиба элемента на величину эксцентриситета продольной силы.

Принимаем для колонны тяжелый бетон В20. По **табл. 13 [2]** $R_b = 11,5$ МПа, $R_{bt} = 0,9$ МПа, с учетом $\gamma_{b2} = 1,1$ $R_b = 1,1 \times 11,5 = 12,65$ МПа, $R_{bt} = 1,1 \times 0,9 = 0,99$ МПа. По **табл. 18 [2]** для бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении, $E_b = 24000$ МПа.

Эксцентриситет продольной силы $e_0 = M / N = 39 / 232 = 0,168$ м $> e_a = h_b / 30 = 0,38 / 30 = 0,013$ м. Следовательно, случайный эксцентриситет не учитываем, так как колонна нашей рамы — элемент статически неопределимой конструкции.

Найдем значение условной критической силы и величину коэффициента η для учета влияние прогиба элемента на величину эксцентриситета продольной силы. По п. 3.6 [2]

$\delta_e = e_0 / h = 0,168 / 0,38 = 0,44 > \delta_{e, \min} = 0,5 - 0,01 l_0 / h - 0,01 R_b = 0,5 - 0,01 \times 19,2 - 0,01 \times 12,65 = 0,181$.
Оставляем $\delta_e = 0,44$ (при $\delta_e < \delta_{e, \min}$ принимают $\delta_e = \delta_{e, \min}$).

По п. 3.24 [2] определяем моменты относительно центра тяжести арматуры A_s $M = M + N ((h / 2) - a)$ и $M_l = \pm M_l + N_l ((h / 2) - a)$. В эти формулы подставляют абсолютную величину момента M , а при вычислении M_l момент от длительной нагрузки подставляют со знаком (+) при совпадении направлений M и M_l и со знаком (–) — при несовпадении.

$$M = 39 + 232 \times (0,5 \times 0,38 - 0,03) = 76,1 \text{ кН}\cdot\text{м}; M_l = -8 + 232 \times (0,5 \times 0,38 - 0,03) = 29,1 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Тогда по п. 3.6 [2] $\varphi_l = 1 + \beta M_l / M = 1 + 29,1 / 76,1 = 1,39$.

По п. 3.24 [2] условная критическая сила

$$N_{cr} = 6,4 E_b (I_b (0,11 / (0,1 + \delta_e / \varphi_p)) + 0,1) / \varphi_l + \alpha I_s / l_0^2.$$

В первом приближении примем $\mu = (A_s + A_s') / b h_0 = 0,005$.

Тогда

$$\alpha I_s = \mu b h_0 ((h / 2) - a)^2 E_s / E_b = 0,005 \times 0,4 \times 0,36 \times ((0,38 / 2) - 0,03)^2 \times 200000 / 24000 = 0,154 \times 10^{-3} \text{ м}^4, \text{ а}$$

$$I_b = 0,4 \times 0,38^3 / 12 = 1,83 \times 10^{-3} \text{ м}^4.$$

$$N_{cr} = 6,4 \times 24000 (1,83 \times 10^{-3} \times (0,11 / (0,1 + 0,44) + 0,1) / 1,39 + 0,154 \times 10^{-3}) / 7,3^2 = 1,596 \text{ МН} = 1596 \text{ кН}.$$

Коэффициент для учета влияние прогиба элемента на величину эксцентриситета продольной силы

$$\eta = 1 / (1 - N / N_{cr}) = 1 / (1 - 232 / 1596) = 1,17.$$

Тогда эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести арматуры A_s по п. 3.61 [3]

$$e = e_0 \eta + (h_0 - a') / 2 = 0,168 \times 1,17 + (0,35 - 0,03) / 2 = 0,36 \text{ м.}$$

По п. 3.62 [3] относительная величину продольной силы

$$\alpha_n = N / R_b b h_0 = 232 \times 10^{-3} / (12,65 \times 0,4 \times 0,35) = 0,131 < \xi_R = 0,581.$$

Здесь ξ_R находим по табл. 7 при $\gamma_{b2} = 1.1$. Далее по п. 3.62 [3] вычисляем коэффициенты

$$\alpha_{m1} = N e / R_b b h_0^2 = 232 \times 10^{-3} \times 0,36 / (12,65 \times 0,4 \times 0,35^2) = 0,135 \text{ и } \delta = a' / h_0 = 0,03 / 0,35 = 0,0857.$$

Тогда требуемая площадь арматуры

$$\begin{aligned} A_s &= A_s' = R_b b h_0 (\alpha_{m1} - \alpha_n (1 - \alpha_n / 2)) / (R_s (1 - \delta)) = \\ &= 12,65 \times 40 \times 35 (0,135 - 0,131 (1 - 0,131 / 2)) / (365 (1 - 0,0857)) = 0,7 \text{ см}^2. \end{aligned}$$

По **приложению 4** принимаем минимально необходимое армирование по 2Ø14 AIII каждой стороны колонны ($A_s = A_s' = 3,08 \text{ см}^2$). Принятая арматура обеспечивает $\mu = 6,16 \times 100 / (40 \times 35) = 0,44 \%$, что больше минимального по **табл. 8** и незначительно отличается от предварительно принятого $\mu = 0,5 \%$. Расчет можно не уточнять.

Расчет из плоскости изгиба. За высоту сечения принимаем его размер из плоскости изгиба, т.е. $h = b = 0,4 \text{ м}$. Расчетная длина надкрановой части колонны из плоскости изгиба по **табл. 32 [2]** $l_0 = 1,5H_b = 1,5 \times 3,65 = 5,48 \text{ м}$. Поскольку $l_0 / h = 13,7 < 19,2$ (гибкость в плоскости рамы), а усилие приложено со случайным эксцентриситетом, проверку прочности из плоскости изгиба не делаем.

Проверка прочности наклонных сечений при правильно назначенных размерах колонны заведомо выполняется, а поперечное армирование назначают по конструктивным требованиям.

сплошной Подкрановая часть колонны двухветвевой

Размеры прямоугольного сечения подкрановой части: $b = 400 \text{ мм}$, $h_b = 800 \text{ мм}$. Для продольной арматуры принимаем $a = a' = 30 \text{ мм}$. Тогда рабочая высота сечения $h_0 = 0,8 - 0,03 = 0,73 \text{ м}$.

Расчет в плоскости изгиба. Сечение арматуры подбираем по усилиям в сечении 4–4, поскольку там действует наибольший по абсолютной величине момент $M = 123 \text{ кН·м}$ при $N = 466 \text{ кН}$ (комбинация 1+5+7+13 **табл. 6**). В это сочетание входят усилия от длительно действующей нагрузки $M_l = -4 \text{ кН·м}$ при $N_l = 375 \text{ кН}$ (загружение 1 из **табл. 5**).

Так как в сочетание входят крановые нагрузки, расчетная длина надкрановой части колонны в плоскости изгиба по **табл. 32 [2]**: $l_0 = 1,5H_H = 1,5 \times (10,95 - 3,65) = 10,95$ м, а коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2} = 1.1$ (здесь процедуры выбора расчетного сочетания и назначения γ_{b2} несколько упрощены).

Поскольку $l_0 / h_H = 13,7 > 10$, необходимо учитывать влияние прогиба элемента на величину эксцентриситета продольной силы.

Эксцентриситет продольной силы $e_0 = M / N = 123 / 466 = 0,264$ м $> e_a = h_B / 30 = 0,8 / 30 = 0,027$ см. Следовательно, случайный эксцентриситет не учитываем, так как колонна нашей рамы — элемент статически неопределимой конструкции.

Найдем значение условной критической силы и величину коэффициента η для учета влияние прогиба элемента на величину эксцентриситета продольной силы.

По п. 3.6 **[2]** $\delta_e = e_0 / h = 0,264 / 0,8 = 0,33 > \delta_{e, \min} = 0,5 - 0,01 l_0 / h - 0,01 R_b = 0,5 - 0,01 \times 13,7 - 0,01 \times 12,65 = 0,237$. Оставляем $\delta_e = 0,33$ (при $\delta_e < \delta_{e, \min}$ принимают $\delta_e = \delta_{e, \min}$).

По п. 3.24 **[2]** определяем моменты относительно центра тяжести арматуры A_s $M = M + N ((h / 2) - a)$ и $M_l = \pm M_l + N_l ((h / 2) - a)$. В эти формулы подставляют абсолютную величину момента M , а при вычислении M_l момент от длительной нагрузки подставляют со знаком (+) при совпадении направлений M и M_l и со знаком (–) — при несовпадении.

$$M = 123 + 466 \times (0,5 \times 0,8 - 0,03) = 295,4 \text{ кН} \cdot \text{м}; M_l = -4 + 375 \times (0,5 \times 0,8 - 0,03) = 134,75 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Тогда по п. 3.6 **[2]** $\phi_l = 1 + \beta M_l / M = 1 + 134,75 / 295,4 = 1,44$.

По п. 3.24 **[2]** условная критическая сила

$$N_{cr} = 6,4 E_b (I_b (0,11 / (0,1 + \delta_e / \phi_p)) + 0,1) / \phi_l + \alpha I_s) / l_0.$$

В первом приближении примем $\mu = (A_s + A_s') / b h_0 = 0,005$.

Тогда

$$\alpha I_s = \mu b h_0 ((h / 2) - a)^2 E_s / E_b = 0,005 \times 0,4 \times 0,77 \times ((0,8 / 2) - 0,03)^2 \times 200000 / 24000 = 1,757 \times 10^{-3} \text{ м}^4, \text{ а}$$

$$I_b = 0,4 \times 0,8^3 / 12 = 17,07 \times 10^{-3} \text{ м}^4.$$

$$N_{cr} = 6,4 \times 24000 (17,07 \times 10^{-3} \times (0,11 / (0,1 + 0,33) + 0,1) / 1,44 + 1,757 \times 10^{-3}) / 10,95^2 = 7580 \text{ кН}.$$

Коэффициент для учета влияние прогиба элемента на величину эксцентриситета продольной силы

$$\eta = 1 / (1 - N / N_{cr}) = 1 / (1 - 466 / 7580) = 1,065.$$

Тогда эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести арматуры A_s по п. 3.61 [3]

$$e = e_0 \eta + (h_0 - a') / 2 = 0,264 \times 1,065 + (0,77 - 0,03) / 2 = 0,654 \text{ м.}$$

По п. 3.62 [3] относительная величина продольной силы

$$\alpha_n = N / R_b b h_0 = 466 \times 10^3 / (12,65 \times 0,4 \times 0,77) = 0,12 < \xi_R = 0,581.$$

Здесь ξ_R находим по табл. 7 при $\gamma_{b2} = 1.1$. Далее по п. 3.62 [3] вычисляем коэффициенты

$$\alpha_{m1} = N e / R_b b h_0^2 = 466 \times 10^3 \times 0,654 / (12,65 \times 0,4 \times 0,77^2) = 0,102 \text{ и } \delta = a' / h_0 = 0,03 / 0,77 = 0,039.$$

Тогда требуемая площадь арматуры

$$\begin{aligned} A_s &= A_s' = R_b b h_0 (\alpha_{m1} - \alpha_n (1 - \alpha_n / 2)) / (R_s (1 - \delta)) = \\ &= 12,65 \times 40 \times 77 ((0,102 - 0,12(1 - 0,12 / 2)) / (365 (1 - 0,039))) < 0. \end{aligned}$$

Арматура по расчету не нужна. По приложению 4 принимаем минимально необходимое армирование по 2Ø20 AIII каждой стороны колонны ($A_s = A_s' = 6,28 \text{ см}^2$). Принятая арматура обеспечивает

$$\mu = 12,56 \times 100 / (40 \times 77) = 0,41 \%,$$

что больше минимального по табл. 8 и незначительно отличается от предварительно принятого $\mu = 0,5 \%$. Поперечную арматуру принимаем Ø6 AIII с шагом 400 мм.

Расчет из плоскости изгиба. За высоту сечения принимаем его размер из плоскости изгиба, т. е. $h = b = 0,4 \text{ м}$. Расчетная длина подкрановой части колонны из плоскости изгиба по табл. 32 [2] $l_0 = 0,8H_n = 0,8 \times (10,95 - 3,65) = 5,84 \text{ м}$. Поскольку $l_0 / b = 14,6 > 13,7$ (гибкость в плоскости рамы), требуется проверка прочности из плоскости изгиба. Усилие приложено со случайным эксцентриситетом $e_a = h / 30 = 0,4 / 30 = 0,013$.

В этом расчете размеры прямоугольного сечения подкрановой части: $b = 800 \text{ мм}$, $h = 400 \text{ мм}$, $a = a' = 30 \text{ мм}$. Тогда рабочая высота сечения $h_0 = 0,4 - 0,03 = 0,37 \text{ м}$.

Сечение проверяем по усилиям в сечении 4–4, поскольку там действует наибольшая сила $N = 784 \text{ кН}$ при $M = N e_a = 784 \times 0,013 = 10,19 \text{ кН·м}$ (комбинация 1+3+7+11+13 табл. 6). В это сочетание входят усилия от длительно действующей нагрузки $N_l = 375 \text{ кН}$ (загружение 1 из табл. 5), приложенное с тем же случайным эксцентриситетом e_a , поэтому $M_l = N_l e_a = 375 \times 0,013 = 4,86 \text{ кН·м}$.

Так как в сочетание входят крановые нагрузки, коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2} = 1.1$.

В первом приближении влияние прогиба элемента на величину эксцентриситета продольной силы не учитываем. Эксцентриситет продольной силы $e_0 = e_a = 0,013 \text{ см}$.

По п. 3.20 [2] высота сжатой зоны

$$x = N / R_b b = 784 \times 10^3 / (12,65 \times 0,8 \times 0,37) = 0,21 \text{ м} < \xi_R h_0 = 0,581 \times 0,37 = 0,215 \text{ м}.$$

Далее определяем несущую способность сечения

$$\begin{aligned} M_u &= R_b b x (h_0 - x / 2) + R_{sc} A_s' (h_0 - a') = \\ &= 10^3 \times [12,65 \times 0,8 \times 0,21 (0,37 - 0,21 / 2) + 365 \times 6,28 \times 10^{-4} (0,37 - 0,03)] = 641 \text{ кН} \cdot \text{м} > 10,19 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Прочность сечения из плоскости изгиба обеспечена с большим запасом. Учет влияния прогиба элемента на величину эксцентриситета продольной силы этого вывода не изменит.

Проверка прочности наклонных сечений для подкрановой части колонны заведомо выполняется, а поперечную арматуру назначают по конструктивным требованиям.

Подкрановую консоль для сплошных колонн армируют конструктивно, поскольку реакции подкрановых балок при нулевой привязке действуют в пределах сечения. При ненулевой привязке появляется эксцентриситет этих сил относительно внутренней грани колонны $e_D = 0,25 + 0,75 - 0,8 = 0,2 \text{ м}$. Однако и при этом консоли армируют практически конструктивно (см. стр. 465 и 468 [9]).

Пример 7. Расчет и конструирование крайней двухветвевой колонны

Требуется рассчитать и законструировать колонну по оси А с подбором арматуры класса А-III $R_s = R_{sc} = 365 \text{ МПа}$ (табл. 22 [2]) и $E_s = 200000 \text{ МПа}$ (табл. 29 [2]).

Исходные данные: колонна двухпролетного здания высотой 12,6 м с $H_B = 4,05 \text{ м}$ имеет четыре отверстия в подкрановой части высотой $H_H = 8,7 \text{ м}$ (верх фундамента на 150 мм ниже уровня пола). Размеры прямоугольного сечения надкрановой части: $b = 500 \text{ мм}$, $h_B = 380 \text{ мм}$. Размеры сечения подкрановой части: $b = 500 \text{ мм}$, $h_H = 1000 \text{ мм}$, высота сечения ветви $h_{BT} = 200 \text{ мм}$, высота сечения промежуточных распорок $h_P = 400 \text{ мм}$.

Решение. В сечениях колонны действуют отличающиеся по величине положительные и отрицательные моменты (табл. 6 а). Однако для снижения трудоемкости арматурных работ и для повышения надежности получаемых решений принимаем симметричное армирование по всей высоте колонны.

Надкрановая часть колонны

Расчет надкрановой части двухветвевой колонны выполняют в том же порядке, что и сплошной (см пример 6).

Подкрановая часть колонны

При высоте всего сечения $h_H = 1 \text{ м}$ и ветвей $h_{BT} = 0,2 \text{ м}$ расстояние между осями ветвей $c = h_H - h_{BT} = 0,8 \text{ м}$. Расстояние между осями распорок $s = 8,7 / 4 = 2,175 \text{ м}$. Для продольной арматуры принимаем $a = a' = 30 \text{ мм}$. Тогда рабочая высота сечения ветви $h_0 = 0,2 - 0,03 = 0,17 \text{ м}$, распорки — $h_0 = 0,4 - 0,03 = 0,37 \text{ м}$.



Расчет в плоскости изгиба. Сечение арматуры подбираем по усилиям в сечении 4–4, поскольку там действует наибольший по абсолютной величине момент $M = -251$ кН·м при $N = 638$ кН и $Q = -25$ кН (комбинация 1+5+7+13 **табл. 6 а**) и наибольшая сила $N = 996$ кН при $M = -210$ кН·м и $Q = -32$ кН (комбинация 1+3+(-7)+11+13 **табл. 6 а**). Выберем из них основное для расчета. Определим усилия в ветвях (**рис. 10**).

$$N_{1,2} = N / 2 \pm \eta M / c.$$

Принимая временно $\eta = 1$, получим в сочетании по M_{\min} в левой ветви усилие $638 / 2 + 251 / 0,8 = 633$ кН, в правой — $638 / 2 - 251 / 0,8 = 5$ кН. В сочетании по N_{\max} в левой ветви усилие $996 / 2 + 210 / 0,8 = 760$ кН, в правой — $996 / 2 - 210 / 0,8 = 236$ кН. В обоих сочетаниях обе ветви сжаты, но во втором случае — большими усилиями. Кроме того, в сочетании по N_{\max} большая по величине Q , следовательно в ветвях и распорках будут возникать большие моменты. Примем его за расчетное. В это сочетание входят усилия от длительно действующей нагрузки $M_l = -91$ кН·м при $N_l = 440$ кН и $Q_l = -2$ кН (загрузка 1 из **табл. 5 а**).

Так как в сочетание входят крановые нагрузки, расчетная длина подкрановой части колонны в плоскости изгиба по **табл. 32 [2]**: $l_0 = 1,5 H_n = 1,5 \times (12,6 + 0,15 - 4,05) = 13,05$ м, а коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2} = 1.1$ (здесь процедуры выбора расчетного сочетания и назначения γ_{b2} несколько упрощены).

Поскольку $l_0 / h_n = 13,05 > 10$, учитываем влияние прогиба элемента на величину эксцентриситета продольной силы.

Эксцентриситет продольной силы $e_0 = M / N = 210 / 996 = 0,211$ м, $e_0 > e_a = h_n / 30 = 1,0 / 30 = 0,033$ м. Следовательно, случайный эксцентриситет не учитываем, так как колонна нашей рамы — элемент статически неопределимой конструкции.

Найдем значение условной критической силы и величину коэффициента η для учета влияние прогиба элемента на величину эксцентриситета продольной силы. По п. 3.6 **[2]**

$$\delta_e = e_0 / h = 0,211 / 1,0 = 0,211 < \delta_{e, \min} = 0,5 - 0,01 l_0 / h - 0,01 R_b = 0,5 - 0,01 \times 13,05 - 0,01 \times 12,65 = 0,243.$$

Принимаем $\delta_e = \delta_{e, \min} = 0,243$. По п. 3.24 **[2]** определяем моменты относительно центра тяжести арматуры A_s $M = M + N ((h / 2) - a)$ и $M_l = \pm M_l + N_l ((h / 2) - a)$. В эти формулы подставляют абсолютную величину момента M , а при вычислении M_l момент от длительной нагрузки подставляют со знаком (+) при совпадении направлений M и M_l и со знаком (–) — при несовпадении.

$$M = 210 + 996 \times (0,5 \times 1,0 - 0,03) = 678 \text{ кН·м}; M_l = 91 + 440 \times (0,5 \times 1,0 - 0,03) = 298 \text{ кН·м}.$$

Тогда по п. 3.6 **[2]** $\varphi_l = 1 + \beta M_l / M = 1 + 398 / 678 = 1,587$.



По п. 3.24 [2] условная критическая сила

$$N_{cr} = 6,4 E_b (I_b (0,11 / (0,1 + \delta_e / \varphi_p)) + 0,1) / \varphi_l + \alpha I_s) / l_0.$$

В первом приближении примем $\mu = (A_s + A_s') / b h_0 = 0,005$.

Тогда

$$\alpha I_s = \mu b h_0 ((h - h_{\text{вт}})^2 E_s / 2 E_b = 0,005 \times 0,5 \times 0,17 \times ((1,0 - 0,2)^2 \times 200000 / (2 \times 24000) = 1,13 \times 10^{-3} \text{ м}^4, \text{ а}$$

$$I_b = 0,5 \times 0,2^3 / 6 + 0,5 \times 0,2 \times (1,0 - 0,2)^2 / 2 = 32,67 \times 10^{-3} \text{ м}^4.$$

$$N_{cr} = 6,4 \times 24000 \times 10^3 (32,67 \times 10^{-3} \times (0,11 / (0,1 + 0,243) + 0,1) / 1,587 + 1,13 \times 10^{-3}) / 13,05^2 = 8830 \text{ кН}.$$

Коэффициент для учета влияние прогиба элемента на величину эксцентриситета продольной силы

$$\eta = 1 / (1 - N / N_{cr}) = 1 / (1 - 996 / 8830) = 1,127.$$

Уточним усилия в ветвях: в левой — $996 / 2 + 1,127 \times 210 / 0,8 = 794 \text{ кН}$, в правой — $996 / 2 - 1,127 \times 210 / 0,8 = 202 \text{ кН}$.

Поскольку обе ветви сжаты, моменты в них (рис. 10) равны $M_{\text{вт}} = \pm Q s / 4 = \pm 32 \times 2,175 / 4 = \pm 17,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Тогда эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести арматуры A_s для наиболее нагруженной ветви $e_0 = M / N = 17,4 / 794 = 0,022 \text{ м}$, а $e = 0,022 + 0,2 / 2 - 0,03 = 0,092 \text{ м}$

По п. 3.62 [3] относительная величина продольной силы

$$\alpha_n = N / R_b b h_0 = 794 \times 10^3 / (12,65 \times 0,5 \times 0,17) = 0,738 > \xi_R = 0,581.$$

Здесь ξ_R находим по табл. 7 при $\gamma_{b2} = 1.1$.

Далее по п.п. 3.61 – 3.62 [3] вычисляем коэффициенты

$$\alpha_{m1} = N e / R_b b h_0^2 = 794 \times 10^3 \times 0,092 / (12,65 \times 0,5 \times 0,17^2) = 0,4 \text{ и } \delta = a' / h_0 = 0,03 / 0,17 = 0,176.$$

Поскольку $\alpha_n > \xi_R$, вычисляем $\alpha_s = (\alpha_{m1} - \alpha_n (1 - \alpha_n / 2)) / (1 - \delta) = (0,4 - 0,738 (1 - 0,738 / 2)) / (1 - 0,176) = -0,08$.

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = (\alpha_n (1 - \xi_R) + 2 \alpha_s \xi_R) / (1 - \xi_R + 2 \alpha_s) = (0,738 (1 - 0,581) - 0,16 \times 0,581) / (1 - 0,581 - 0,16) = 0,835.$$

Тогда требуемая площадь арматуры

$$\begin{aligned} A_s &= A_s' = R_b b h_0 (\alpha_{m1} - \xi (1 - \xi / 2)) / (R_s (1 - \delta)) = \\ &= 12,65 \times 50 \times 17 ((0,4 - 0,835 (1 - 0,835 / 2)) / (365 (1 - 0,176))) < 0. \end{aligned}$$

Арматура по расчету не нужна. По приложению 4 принимаем по конструктивным соображениям 3Ø12 AIII у каждой стороны ветви ($A_s = A_s' = 3,39 \text{ см}^2$). Принятая арматура обеспечивает $\mu = 6,78 \times 100 / (50 \times 17) = 0,8 \%$, что больше минимального по табл. 8. Поперечную арматуру принимаем Ø6 AIII с шагом 200 мм.

Расчет из плоскости изгиба. За высоту сечения принимаем его размер из плоскости изгиба, т. е. $h = b = 0,5$ м. Расчетная длина подкрановой части колонны из плоскости изгиба по **табл. 32 [2]** $l_0 = 0,8H_H = 0,8 \times 8,7 = 6,96$ м. Поскольку $l_0 / b = 13,92 > 13,05$ (гибкость в плоскости рамы), требуется проверка прочности из плоскости изгиба. Усилие приложено со случайным эксцентриситетом $e_a = h / 30 = 0,5 / 30 = 0,0167$.

В этом расчете размеры прямоугольного сечения подкрановой части: $b = 2 \times 200 = 400$ мм, $h = 500$ мм, $a = a' = 30$ мм. Тогда рабочая высота сечения $h_0 = 0,5 - 0,03 = 0,47$ м.

Сечение проверяем по усилиям в сечении 4—4, поскольку там действует наибольшая сила $N = 996$ кН при $M = Ne_a = 996 \times 0,0167 = 16,6$ кН·м (комбинация $1+3+(-7)+11+13$ **табл. 6 а**). В это сочетание входят усилия от длительно действующей нагрузки $N_l = 440$ кН (загружение 1 из **табл. 5 а**), приложенное с тем же случайным эксцентриситетом e_a , поэтому $M_l = N_l e_a = 440 \times 0,0167 = 7,35$ кН·м.

Так как в сочетание входят крановые нагрузки, коэффициента условий работы бетона $\gamma_{b2} = 1.1$.

В первом приближении влияние прогиба элемента на величину эксцентриситета продольной силы не учитываем. Эксцентриситет продольной силы $e_0 = e_a = 0,0167$ см.

Проверку прочности выполняем по п. 3.61 **[3]**:

$$x = N / R_b b = 996 \times 10^3 / (12,65 \times 0,4) = 0,197 \text{ м} < \xi_R h_0 = 0,581 \times 0,47 = 0,273 \text{ м}.$$

Далее определяем несущую способность сечения, считая, что у каждой рабочей грани расположено по 4Ø12 AIII с $A_s = A_s' = 6,78 \text{ см}^2$.

$$M_u = R_b b x (h_0 - x / 2) + R_{sc} A_s' (h_0 - a') = \\ = 10^3 \times [12,65 \times 0,4 \times 0,197 (0,47 - 0,197 / 2) + 365 \times 6,78 \times 10^{-4} (0,47 - 0,03)] = 489 \text{ кН·м} > 16,6 \text{ кН·м}.$$

Прочность сечения из плоскости изгиба обеспечена с большим запасом. Учет влияние прогиба элемента на величину эксцентриситета продольной силы этого вывода не изменит.

Промежуточную распорку с двузначной эпюрой моментов (**рис. 10**) армируем симметрично.

$$M_p = 2M_{\text{вт}} = 2 \times 17,4 = 34,8 \text{ кН·м}, Q_p = 2M_p / c = 2 \times 34,8 / 0,8 = 87 \text{ кН}.$$

Размеры сечения распорки $b = 500$ мм, $h = 400$ мм, $h_0 = 0,37$ м. Требуемая площадь арматуры

$$A_s = A_s' = M \times 10^{-3} / (R_s (h_0 - a')) = 34,8 \times 10^{-3} / (365 (0,37 - 0,03)) = 2,8 \times 10^{-4} \text{ м}^2 = 2,8 \text{ см}^2.$$

При нечетном количестве стержней у грани ветви принимаем четное у грани распорки 4Ø10 AIII ($A_s = A_s' = 3,14 \text{ см}^2$). При выборе арматурных стержней для распорки надо помнить, что для обеспечения их анкеровки в ветвях не следует использовать большие диаметры.

Проверяем прочность бетона по сжатой полосе между наклонными трещинами

$$Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0.$$

До подбора поперечной арматуры принимаем $\varphi_{w1} = 1$, $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \times 12,65 = 0,873$. Тогда

$$0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0 = 0,3 \times 1 \times 0,873 \times 12,65 \times 10^3 \times 0,4 \times 0,37 = 490 \text{ кН} > 87 \text{ кН}.$$

Прочность полосы обеспечена. Проверяем необходимость установки поперечной арматуры. $c_{\max} = 3,33 h_0 = 3,33 \times 0,37 = 1,232 \text{ м} > h_n - 2 h_{\text{вт}} = 0,6 \text{ м}$. Принимаем $c = 0,6 \text{ м}$. Тогда

$$Q_b = \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 / c = 2 \times 0,99 \times 10^3 \times 0,4 \times 0,37^2 / 0,8 = 181 \text{ кН} > 87 \text{ кН}.$$

Поперечная арматура по расчету не нужна. Конструктивно принимаем поперечную арматуру $\varnothing 6 \text{ АIII}$ с шагом 100 мм.

Верхнюю (подкрановую) распорку армируют в соответствии с конструктивными требованиями.

Стропильные конструкции покрытия

В качестве стропильных конструкций применяют двускатные и односкатные балки двутаврового сечения, двускатные решетчатые балки, сегментные и безраскосные фермы, арки и «плиты на пролет» с номинальными размерами в плане 3×18 или 3×24 м.

Пример 8. Расчет и конструирование сегментной фермы

Требуется рассчитать и законструировать стропильную ферму пролетом 18 м при шаге ферм 6 м.

Исходные данные приняты по данным примеров 1 – 2.

Решение. Принимаем геометрические размеры фермы 1-го типоразмера по серии ПК-01-129/78 (вып. 2, лист 41, [рис. 11](#)); при шаге 12 м следует принять размеры 3-го типоразмера (вып. 2, лист 85, [рис. 12](#)), соответственно для пролета 24 м при шаге 6 м следует принять размеры 1-го типоразмера (вып. 4, лист 39, [рис. 11'](#)) а при шаге 12 м — 3-го типоразмера (вып. 4, лист 85, [рис. 12'](#))

Определение усилий в элементах фермы

При плитах с размерами в плане 3×6 м нагрузка от покрытия ([табл. 3](#)) приложена к верхнему поясу в узлах в виде сосредоточенных сил, собираемых с грузовой площади $A = 3 \times 6 = 18 \text{ м}^2$. Собственный вес фермы по п.13 [приложения 3](#) равен 45 кН. Тогда постоянная нагрузка на узел от веса покрытия и фермы

$$\text{нормативная } N_{n1} = 3,11 \times 18 + 45 \times 3 / 17,94 = 63,5 \text{ кН, расчетная } N_l = 3,55 \times 18 + 1,1 \times 45 \times 3 / 17,94 = 72,15 \text{ кН}.$$

С учетом снега на покрытии

$$\text{полная нормативная } N_n = 63,5 + 0,7 \times 2,4 \times 18 = 93,74 \text{ кН, полная расчетная } N = 72,15 + 2,4 \times 18 = 115,35 \text{ кН}.$$



Железобетонная ферма с жесткими узлами является статически неопределимой системой. опытом проектирования установлено, что величины продольных усилий в поясах и решетке слабо зависят от жесткости узлов. Поэтому продольные усилия в элементах фермы определяют в предположении шарнирного соединения в узлах. Влияние жесткости узлов на прочность сжатых элементов учитывают уменьшением их расчетной длины, а на трещиностойкость и ширину раскрытия трещин растянутых элементов — введением поправочных коэффициентов. Поскольку геометрическая схема ферм всех типоразмеров одинакова, в статическом расчете удобно использовать единичные загрузки узлов (**табл. 9**). Умножая усилия от единичных загрузок на соответствующие узловые нагрузки, получаем таблицу проектных усилий в элементах фермы (**табл. 10**).

Расчет элементов фермы

В качестве напрягаемой арматуры нижнего пояса примем канаты $\varnothing 15$ К7 1400 с $R_{sn} = 1400$ МПа (**табл. 20 [2]**), $R_s = 1180$ МПа (**табл. 23 [2]**) и $E_s = 180000$ МПа (**табл. 29 [2]**). Тогда потребуется минимальный класс бетона В30 (табл. 8 [2]) с характеристиками $R_{bn} = 22$ МПа, $R_{btn} = 1,8$ МПа (**табл. 12 [2]**), $R_b = 17$ МПа, $R_{bt} = 1,2$ МПа (**табл. 13 [2]**) и $E_b = 29000$ МПа (**табл. 18 [2]**), по характеру действующих нагрузок $\gamma_{b2} = 0,9$. Прочность бетона при отпуске натяжения арматуры примем $R_{bp} = 0,7 B = 21$ МПа. Для армирования ненапряженных элементов фермы без предварительного напряжения (верхний пояс и решетка) примем арматуру класса А-III с $E_s = 200000$ МПа (**табл. 29 [2]**), $R_s = R_{sc} = 365$ МПа, $R_{sw} = 290$ МПа при $\varnothing 10$ и более и $R_s = R_{sc} = 355$ МПа, $R_{sw} = 285$ МПа при меньших диаметрах (**табл. 22 [2]**).

Верхний сжатый пояс. Просмотрев **табл. 10**, находим, что в верхнем поясе наибольшее усилие от полной расчетной нагрузки действует в панели В1: $N = 633,5$ кН, в том числе от длительной — $N_l = 396,25$ кН. При расчетной длине $l_0 = 0,9 l = 0,9 \times 322,4 = 290,16$ см, где $l = 322,4$ см — расстояние между геометрическими узлами для этой панели верхнего пояса, максимальная гибкость в плоскости фермы $\lambda = l_0 / h = 290,16 / 18 = 14,15$. Поскольку элемент работает на сжатие со случайным эксцентриситетом и $\lambda < 20$, расчет ведем из условия (п. 3.64 [3]):

$$N \leq \varphi [R_b A_b + R_{sc} (A_s + A'_s)],$$

где $A_b = 20 \times 18 = 360$ см² — площадь бетонного сечения, φ — коэффициент, учитывающий гибкость колонны и длительность действия нагрузок.

Преобразуя формулу, получим:

$$(A_s + A'_s) \geq (N - \varphi R_b A_b) / (\varphi R_{sc}),$$

$$\varphi = \varphi_1 + 2(\varphi_2 - \varphi_1) R_{sc} (A_s + A'_s) / (R_b A_b) \leq \varphi_2,$$

где φ_1 и φ_2 коэффициенты, принимаемые **по табл. 11**.

В первом приближении принимаем минимальное насыщение сечения верхнего пояса арматурой $(A_s + A_s') = 3,14 \text{ см}^2$ (4Ø10 A-III по **приложению 4**). Тогда в нашем случае, при $l_0 / h = 14,15$ и $N_l / N = 396,25 / 633,5 = 0,625$, коэффициенты $\varphi_1 = 0,834$, $\varphi_2 = 0,864$.

$$\varphi = 0,834 + 2 \times (0,864 - 0,834) \times 365 \times 3,14 / (0,9 \times 17 \times 360) = 0,846 < \varphi_2.$$

Несущая способность сечения

$$N_u = \varphi [R_b A_b + R_{sc} (A_s + A_s')] = 0,846 \times (0,9 \times 17 \times 360 + 365 \times 3,14) \times 10^{-1} = 563 < 633,5 \text{ кН.}$$

Увеличиваем площадь арматуры до 4Ø14 A-III ($A_s + A_s' = 6,16 \text{ см}^2$). Тогда

$$\varphi = 0,834 + 2 \times (0,864 - 0,834) \times 365 \times 6,16 / (0,9 \times 17 \times 360) = 0,858 < \varphi_2.$$

Несущая способность сечения

$$N_u = 0,858 \times (0,9 \times 17 \times 360 + 365 \times 6,16) \times 10^{-1} = 665,5 > 633,5 \text{ кН.}$$

Полученный процент армирования от рабочей площади бетона составляет:

$$\mu = (A_s + A_s') 100 / (bh_0) = 6,16 \times 100 / (20 \times 15,5) = 1,99\%.$$

При гибкости колонны $l_0 / h = 14$ это выше минимально допустимого процента армирования $\mu_{\min} = 0,4\%$ (**табл. 12**) и меньше рекомендуемого максимального $\mu_{\max} = 3\%$.

Расчет сечения пояса из плоскости фермы не выполняем, так как все узлы фермы раскреплены.

Поперечную арматуру Ø6 A-III назначаем с шагом 200 мм.

Нижний растянутый пояс. Расчет нижнего пояса ведем по наибольшему усилию в средней панели Н2 от полной расчетной нагрузки $N = 613,89 \text{ кН}$. Для расчета по второй группе предельных состояний имеем: нормативное значение усилия от постоянной и полной снеговой нагрузок $N_n = 498,88 \text{ кН}$; нормативное значение усилия от постоянной длительной нагрузки $N_{nl} = 337,95 \text{ кН}$ (**табл. 10**).

Определим площадь сечения растянутой напрягаемой арматуры при $\gamma_{s6} = \eta = 1,15$ (для арматуры класса К7):

$$A_s = N / (\gamma_{s6} R_s) = 613,89 / (1,15 \times 1180 \times 10^{-1}) = 4,52 \text{ см}^2.$$

При площади одного каната Ø15 К7 $1,415 \text{ см}^2$ требуется $4,52 / 1,415 = 3,19$ каната. Принимаем 4Ø15 К7 с $A_s = 5,66 \text{ см}^2$.

Приведенная площадь сечения $A_{red} = A_b + A_s E_s / E_b = 20 \times 18 + 5,66 \times 180000 / 29000 = 395 \text{ см}^2$.

Расчет нижнего пояса на трещиностойкость. Элемент относится к 3-й категории. Принимаем механический способ натяжения арматуры. Величину предварительного напряжения в арматуре σ_{sp} при $p = 0,05\sigma_{sp}$ назначаем по п. 1.23 [10] из условия $\sigma_{sp} + p \leq R_{sn}$: $\sigma_{sp} = 1400 / 1,05 \leq 1333$ МПа. Принимаем $\sigma_{sp} = 1200$ МПа.

Определяем потери предварительного напряжения в арматуре при $\gamma_{sp} = 1$ (табл. 5 [2]).

Первые потери:

а) От релаксации напряжений в арматуре

$$\sigma_1 = [22 (\sigma_{sp} / R_{sn}) - 0,1] \sigma_{sp} = [0,22 \times (1200 / 1400) - 0,1] \times 1200 = 106,3 \text{ МПа.}$$

б) От разности температур напрягаемой арматуры и натяжных устройств (при $\Delta t = 65^\circ\text{C}$)

$$\sigma_2 = 1,25 \Delta t = 1,25 \times 65 = 81,25 \text{ МПа.}$$

в) От деформации анкеров (при $\Delta l = 1,25 + 0,15 d = 1,25 + 0,15 \times 15 = 3,5$ мм и длине канатов при изготовлении ферм в стенд-камерах $l = 19$ м)

$$\sigma_3 = \Delta l E_s / l = 3,5 \times 180000 / 19000 = 33,15 \text{ МПа.}$$

г) Для вычисления потерь от быстроснатекающей ползучести бетона определим усилие натяжения к началу обжатия

$$P_1 = A_s (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) = 5,66 \times (1200 - 106,3 - 81,25 - 33,15) \times 10^{-1} = 554,3 \text{ кН.}$$

Тогда напряжение в бетоне в начале обжатия

$$\sigma_{bp} = P_1 / A_{red} = 554,3 \times 10 / 395 = 14,03 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_{bp} / R_{bp} = 14,03 / 21 = 0,668 < \alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp} = 0,775.$$

Потери от быстроснатекающей ползучести бетона

$$\sigma_6 = 40 \times 0,85 \times \sigma_{bp} / R_{bp} = 40 \times 0,85 \times 0,668 = 22,71 \text{ МПа,}$$

где 0,85 — коэффициент, учитывающий тепловую обработку.

Первые потери составляют $\sigma_{los1} = 106,3 + 81,25 + 33,15 + 22,71 = 243,41$ МПа.

Вторые потери:

а) От усадки для бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении,

класса В35 и ниже $\sigma_8 = 35$ МПа;

класса В40 и ниже $\sigma_8 = 40$ МПа;

класса В45 и выше $\sigma_8 = 45$ МПа.

При В30 принимаем $\sigma_8 = 35$ МПа.

б) для вычисления потерь от ползучести бетона определим усилие натяжения после обжатия

$$P_1 = A_s (\sigma_{sp} - \sigma_{los1}) = 5,66 \times (1200 - 243,41) \times 10^{-1} = 541,4 \text{ кН.}$$

Тогда напряжение в бетоне после обжатия

$$\sigma_{bp} = P_1 / A_{red} = 541,4 \times 10 / 395 = 13,7 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_{bp} / R_{bp} = 13,7 / 21 = 0,653 < 0,75.$$

Потери от ползучести бетона

$$\sigma_g = 150 \times \alpha \times \sigma_{bp} / R_{bp} = 150 \times 0,85 \times 0,653 = 83,26 \text{ МПа,}$$

где $\alpha = 0,85$ — коэффициент, учитывающий тепловую обработку при атмосферном давлении.

Полные потери составляют $\sigma_{los} = 243,41 + 35 + 83,26 = 361,67 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа}$.

Расчетный разброс напряжений при механическом способе натяжения принимается равным $\Delta \gamma_{sp} = 0,1$.

Сила обжатия

$$P = A_s (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) \gamma_{sp} = 5,66 \times (1200 - 361,67) \times 10^{-1} = 474,4 \text{ кН, при } \gamma_{sp} = 1 - \Delta \gamma_{sp} = 0,9 \quad P = 474,4 \times 0,9 = 427 \text{ кН.}$$

Усилие, воспринимаемое сечением при образовании трещин:

$$N_{crc} = R_{btn} (A + 2 A_s E_s / E_b) + P = 1,8 \times 10^{-1} \times (360 + 2 \times 5,66 \times 180000 / 29000) + 427 = 504,4 < 1,15 \times N_n = 1,15 \times 498,88 = 573,71 \text{ кН,}$$

где 1,15 — коэффициент, учитывающий снижение трещиностойкости вследствие жесткости узлов фермы.

Так как условие трещиностойкости сечения не соблюдается, **необходим расчет по раскрытию трещин.**

Приращение напряжения в растянутой арматуре от полной нагрузки при $\gamma_{sp} = 1$

$$\sigma_s = (N_n - P) / A_s = (498,88 - 474,4) \times 10 / 5,66 = 15,9 \text{ МПа.}$$

Приращение напряжения в растянутой арматуре от длительной нагрузки при $\gamma_{sp} = 1$

$$\sigma_s = (N_{nl} - P) / A_s = (337,95 - 474,4) \times 10 / 5,66 < 0,$$

следовательно, трещины при постоянной нагрузке не раскрываются.

Коэффициент армирования сечения $\mu = A_s / A_b = 5,66 / 360 = 0,016$.

Ширина раскрытия трещин от кратковременного действия полной нагрузки на уровне оси нижнего пояса

$$a_{crc1} = \delta \phi_l \eta (\sigma_s / E_s) 20 (3,5 - 100 \mu) \sqrt[3]{d} = \\ = 1,2 \times 1 \times 1,2 \times (15,9 / 180000) \times 20 \times (3,5 - 100 \times 0,016) \times \sqrt[3]{15} = 0,0016 \text{ мм.}$$

С учетом влияния жесткости узлов раскрытие трещин у наиболее растянутых граней будет в два раза больше $a_{crc1} = 2 \times 0,0016 = 0,0032 \text{ мм} < [a_{crc1}] = 0,2 \text{ мм}$.

Расчет растянутого раскоса. Растягивающие усилия в крайнем нисходящем раскосе Р1: нормативное от постоянной и снеговой нагрузок $N_n = 38,9 \text{ кН}$; нормативное от постоянной нагрузки $N_{nl} = 26,35 \text{ кН}$; расчетное значение усилия от постоянной и снеговой нагрузок $N = 47,87 \text{ кН}$ (**табл. 10**).

Требуемая площадь арматуры раскоса

$$A_s = N / R_s = 47,87 / (365 \times 10^{-1}) = 45,63 = 1,31 \text{ см}^2.$$

По **приложению 4** принимаем 4Ø8 А-III с $A_s = 2,01 \text{ см}^2$.

Усилие, воспринимаемое сечением при образовании трещин:

$$N_{crc} = R_{btm} (A + 2 A_s E_s / E_b) = 1,8 \times 10^{-1} \times (12 \times 15 + 2 \times 2,01 \times 200000 / 29000) = 37,4 < 1,15 \times N_n = 1,15 \times 38,9 = 44,73 \text{ кН},$$

где 1,15 — коэффициент, учитывающий снижение трещиностойкости вследствие жесткости узлов ферм.

Так как условие трещиностойкости сечения не соблюдается, **необходим расчет по раскрытию трещин**.

Приращение напряжения в растянутой арматуре от полной нагрузки

$$\sigma_s = N_n / A_s = 38,9 \times 10 / 2,01 = 193,5 \text{ МПа}.$$

Приращение напряжения в растянутой арматуре от длительной нагрузки

$$\sigma_s = N_{nl} / A_s = 26,55 \times 10 / 2,01 = 131,4 \text{ МПа}.$$

Коэффициент армирования сечения $\mu = A_s / A_b = 2,01 / 180 = 0,011$.

Ширина раскрытия трещин от кратковременного действия полной нагрузки на уровне оси раскоса

$$a'_{crc1} = \delta \varphi_l \eta (\sigma_s / E_s) 20 (3,5 - 100 \mu) \sqrt[3]{d} =$$

$$= 1,2 \times 1 \times 1 \times (193,5 / 200000) \times 20 \times (3,5 - 100 \times 0,011) \times \sqrt[3]{8} = 0,112 \text{ мм}.$$

Ширина раскрытия трещин от кратковременного действия постоянной нагрузки на уровне оси раскоса

$$a'_{crc2} = 1,2 \times 1 \times 1 \times (131,4 / 200000) \times 20 \times (3,5 - 100 \times 0,011) \times \sqrt[3]{8} = 0,076 \text{ мм}.$$

Ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянной нагрузки на уровне оси раскоса

$$a_{crc2} = 1,2 \times 1,435 \times 1 \times (131,4 / 200000) \times 20 \times (3,5 - 100 \times 0,011) \times \sqrt[3]{8} = 0,109 \text{ мм},$$

где $\varphi_l = 1,6 - 15 \mu = 1,6 - 15 \times 0,011 = 1,435$.

Тогда непродолжительное раскрытие трещин при полной нагрузке

$$a_{crc1} = 0,112 - 0,076 + 0,109 = 0,145 \text{ мм}$$

С учетом влияния жесткости узлов раскрытие трещин у наиболее растянутых граней будет в два раза больше $a_{crc1} = 2 \times 0,145 = 0,29 \text{ мм} < [a_{crc1}] = 0,4 \text{ мм}$, $a_{crc2} = 2 \times 0,109 = 0,218 \text{ мм} < [a_{crc2}] = 0,3 \text{ мм}$.

Расчет опорного узла. Расчет опорного узла выполняем для обеспечения прочности на изгиб наклонного сечения с проекцией $c_0 = l_{yz} - l_{оп} = 120 - 35 = 85 \text{ см}$ (рис. 13). В растянутой зоне этого сечения работает слабо заанкерованная напрягаемая арматура (в нашем случае — канаты), воспринимающая усилие $N_{xp} = R_s A_{sp} l_{оп} / l_p$, где l_p — длина зоны передачи напряжений по п. 2.29 [2]

$$l_p = ((\omega_p \sigma_{sp} / R_{bp}) + \lambda_p) d = ((1 \times 1180 / 21) + 25) \times 15 = 1218 \text{ мм}.$$

Здесь ω_p и λ_p — коэффициенты по табл. 28 [2] для канатов $\varnothing 15 \text{ K7 } 1400$, на место σ_{sp} подставлено R_s , поскольку мы ведем расчет прочности и $R_s = 1180 > \sigma_{sp1} = (1200 - 243,41) = 956,6 \text{ МПа}$.

Тогда $N_{xp} = 1180 \times 10^{-1} \times 5,66 \times 35 / 121,8 = 191,9 \text{ кН}$. Дополнительно к этой арматуре рекомендуется устанавливать ненапрягаемую, обеспечивающую усилие $N_{xp} = (0,1 \div 0,15) R_s A_{sp}$ (от полного усилия в напрягаемой арматуре): $0,15 \times 1180 \times 5,66 / 365 = 2,75 \text{ см}^2$. Примем $4\varnothing 10 \text{ AIII}$ с $A_s = 3,14 \text{ см}^2$. Тогда $N_s = 365 \times 10^{-1} \times 3,14 = 114,6 \text{ кН}$, а высота сжатой зоны в конце наклонного сечения $x = (N_{xp} + N_s) / (R_b b) = (191,9 + 114,6) / 0,9 \times 17 \times 10^{-1} \times 20 = 10,02 \text{ см}$. Плечо внутренней пары $z = h_{yz} - 0,5 (h_{нп} + x) = 78 - 0,5 \times (18 + 10,02) = 63,99 \text{ см}$, а момент, воспринимаемый наклонным сечением без поперечной арматуры, $M_u = (N_{xp} + N_s) z = (191,9 + 114,6) \times 63,99 = 19612,9 \text{ кН}\cdot\text{см} = 196,13 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Опорная реакция фермы $Q = N_{H1} \operatorname{tg} \alpha$, где N_{H1} — усилие в примыкающей к узлу крайней панели нижнего пояса, α — угол наклона оси крайней панели верхнего пояса к оси нижнего (рис. 13). $Q = 562,56 \times 1468 / 2870 = 287,7 \text{ кН}$ приложена на 170 мм от торца фермы (рис. 11). Тогда внешний момент $M = Q (l_{yz} - 0,17) = 274,3 \times (120 - 0,17) = 29633,1 \text{ кН}\cdot\text{см} = 296,33 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_u = 196,13 \text{ кН}\cdot\text{м}$, требуется поперечная арматура с интенсивностью

$$q_{sw} = 2(M - M_u) / c_0^2 = 2 \times (29633 - 19613) / 85^2 = 2,77 \text{ кН} / \text{см}.$$

Принимаем поперечную арматуру $\varnothing 8 \text{ AIII}$ с шагом $s = 100 \text{ мм}$. Тогда при двух каркасах $q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s = 285 \times 10^{-1} \times 1,01 / 10 = 2,88 \text{ кН} / \text{см}$, что больше требуемого.



Фундаменты под отдельные колонны

Колонны заделывают в сборные или монолитные (при большой их массе) отдельно стоящие фундаметы с повышенной стаканной частью ([рис. 14](#)).

Пример 9. Расчет и конструирование фундамента под крайнюю колонну

Требуется рассчитать и законструировать фундамент под крайнюю колонну по оси А.

Исходные данные приняты по данным примеров 1 – 6.

Решение. Условное расчетное сопротивление грунта $R_0 = 0,25$ МПа; бетон тяжелый класса В20. По [табл. 13 \[2\]](#) $R_b = 11,5$ МПа, $R_{bt} = 0,9$ МПа; арматура из горячекатаной стали класса А-III $R_s = R_{sc} = 365$ МПа ([табл. 22 \[2\]](#)). Вес единицы объема материала фундамента и грунта на его обрезах $\gamma = 20$ кН/м³.

С учетом принятой в примере 1 заделки колонны 900 мм глубину стакана фундамента принимаем 950 мм, что не менее $H_{an} \geq 0,5 + 0,33 h_n = 0,5 + 0,33 \times 0,8 = 0,764$ м; $H_{an} \geq 1,5 b_n = 1,5 \times 0,4 = 0,6$ м; $H_{an} \geq 30 d = 30 \times 2 = 60$ см, где $d = 2$ см — диаметр продольной арматуры колонны. Расстояние от дна стакана до подошвы фундамента должно быть не менее 250 мм. Тогда полная высота фундамента составит $H = 950 + 250 = 1200$ мм ([рис. 14](#)), а глубина заложения его подошвы $H_f = 1200 + 150 = 1350$ мм = 1,35 м.

По верхнему обрезу фундамента (сечение 4–4 колонны) расчетным может быть одно из сочетаний ([табл. 6](#)):

1. $M = 123$ кН·м; $N = 466$ кН; $Q = 20$ кН.
2. $M = -90$ кН·м; $N = 784$ кН; $Q = -23$ кН.
3. $M = 111$ кН·м; $N = 784$ кН; $Q = 14$ кН.

Нормативные значения усилий определим делением расчетных усилий на усредненный коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_{f,n} = 1,15$:

1. $M_n = 107$ кН·м; $N_n = 405$ кН; $Q_n = 17,4$ кН.
2. $M_n = -78,3$ кН·м; $N_n = 682$ кН; $Q_n = -20$ кН.
3. $M_n = 96,5$ кН·м; $N_n = 682$ кН; $Q_n = 12,2$ кН.

Предварительно площадь подошвы фундамента с учетом веса грунта на его обрезах определим для третьего сочетания (N_{\max}) из выражения:

$$A = 1,05 N_n / (R_0 - \gamma H_f) = 1,05 \times 682 / (250 - 20 \times 1,35) = 3,21 \text{ м}^2,$$

где 1,05 — коэффициент, учитывающий влияние момента.

Принимая отношение сторон $b / a = 0,8$, получаем $a = 2$ м, $b = 1,6$ м. Тогда площадь подошвы фундамента $A = 1,6 \times 2 = 3,2$ м², момент сопротивления $W = 1,6 \times 2^2 / 6 = 1,06$ м³.

Определим краевое давление на основание в каждом сочетании

$$p_{n, \max} = (N_n + G_n) / A + M_n / W \text{ и } p_{n, \min} = (N_n + G_n) / A - M_n / W,$$

учитывая, что изгибающий момент в уровне подошвы $M_n = M_n + Q_n H$, а нагрузка от веса фундамента и грунта на его обрезах $G_n = b a H_1 \gamma \gamma_n$ (здесь $\gamma_n = 0,95$ — коэффициент надежности по назначению).

$$G_n = 1,6 \times 2 \times 1,35 \times 20 \times 0,95 = 82,1 \text{ кН.}$$

$$1. M_n = 107 + 17,4 \times 1,2 = 128 \text{ кН·м;}$$

$$p_{n, \max} = (405 + 82,1) / 3,2 + 128 / 1,06 = 273 < 1,2 R_0 = 1,2 \times 250 = 300 \text{ кН /м}^2;$$

$$p_{n, \min} = (405 + 82,1) / 3,2 - 128 / 1,06 = 31,5 \text{ кН /м}^2 > 0.$$

$$2. M_n = 78,3 + 20 \times 1,2 = 102,3 \text{ кН·м;}$$

$$p_{n, \max} = (682 + 82,1) / 3,2 + 102,3 / 1,06 = 335,3 > 1,2 R_0 = 1,2 \times 250 = 300 \text{ кН /м}^2.$$

$$3. M_n = 96,5 + 12,2 \times 1,2 = 111,4 \text{ кН·м.}$$

Поскольку во втором сочетании $p_{n, \max}$ превышает допустимую величину, увеличим длину фундамента до 2,5 м. Тогда $A = 1,6 \times 2,5 = 4$ м², момент сопротивления $W = 1,6 \times 2,5^2 / 6 = 1,67$ м³, $G_n = 4 \times 1,35 \times 20 \times 0,95 = 102,6$ кН.

$$1. p_{n, \max} = (405 + 102,6) / 4 + 128 / 1,67 = 203,4 < 1,2 R_0 = 1,2 \times 250 = 300 \text{ кН /м}^2;$$

$$p_{n, \min} = (405 + 102,6) / 4 - 128 / 1,67 = 50,1 \text{ кН /м}^2 > 0.$$

$$2. p_{n, \max} = (682 + 102,6) / 4 + 102,3 / 1,67 = 257,6 < 300 \text{ кН /м}^2;$$

$$p_{n, \min} = (682 + 102,6) / 4 - 102,3 / 1,67 = 134,7 \text{ кН /м}^2 > 0.$$

$$3. p_{n, \max} = (682 + 102,6) / 4 + 111,4 / 1,67 = 288,2 < 300 \text{ кН /м}^2;$$

$$p_{n, \min} = (682 + 102,6) / 4 - 111,4 / 1,67 = 129,4 \text{ кН /м}^2 > 0.$$

Конструирование и расчет тела фундамента. Толщину стенки стаканной части по верху примем 200 мм. Тогда при зазоре между ее внутренней гранью и колонной 75 мм высота сечения стаканной части $a_c = 275 \times 2 + h_n = 550 + 800 = 1350$ мм, а ширина $b_c = 275 \times 2 + b_n = 550 + 400 = 950$ мм.

Определим напряжения в грунте под подошвой фундамента в направлении длинной стороны без учета веса фундамента и грунта на его обрезах от расчетных нагрузок для третьего сочетания, в котором при нормативных нагрузках мы получили максимальное краевое напряжение:

$$p_{\max} = N / A + (M + QH) / W = 784 / 4 + (111 + 14 \times 1,2) / 1,67 = 272,5 \text{ кН /м}^2;$$

$$p_{\min} = N / A - (M + QH) / W = 784 / 4 - (111 + 14 \times 1,2) / 1,67 = 119,5 \text{ кН /м}^2.$$

Высоту фундаментной плиты по краю примем 250 мм, а в примыкании к стаканной части — 350 мм (**рис. 15**). Расстояние от нижней грани до оси продольных стержней при подготовке из тощего бетона примем $a = 50$ мм, тогда полезная высота в сечении 1–1 $h_0 = 35 - 5 = 30$ см.

По линейной интерполяции определим напряжения в основании в сечении 1–1 $p_1 = 237,3$ кН/м² и на грани пирамиды продавливания $p_2 = 255,7$ кН/м² (**рис. 15**). Рассматривая полосу шириной 1 м, определим погонную силу продавливания $Q = (a - a_c - 2h_0)(p_{\max} + p_2)/4 = 1 \times (2,5 - 1,35 - 2 \times 0,3) \times (272,5 + 255,7)/4 = 72,6$ кН.

Сопротивление продавливанию полосы без поперечной арматуры по п. 3.32 [2]

$$\varphi_{b4} \gamma_{b2} R_{bt} b h_0^2 / c = 1,5 \times 1,1 \times 0,9 \times 1 \times 0,3^2 \times 10^3 / 0,3 = 445,5 \text{ кН} > Q = 72,6 \text{ кН}.$$

Принятые размеры фундаментной плиты достаточны.

Погонный изгибающий момент от расчетных нагрузок в сечении 1–1:

$$M = p_1 (a - a_c)^2 / 8 + (p_{\max} - p_1) (a - a_c)^2 / 12 = 1 \times (237,3 \times (2,5 - 1,35)^2 / 8 + (272,5 - 237,3) \times (2,5 - 1,35)^2 / 12) = 43,11 \text{ кНкН·м}.$$

Требуемое сечение арматуры

$$A_s = M / 0,9 h_0 R_s = 43,11 \times 10^3 / (0,9 \times 30 \times 365) = 4,37 \text{ см}^2 / \text{м}.$$

Принимаем Ø12 A-III с шагом $s = 250$ мм ($A_s = 4,52$ см² на 1 п.м.). Процент армирования $\mu = 1,131 \times 100 / (25 \times 30) = 0,175\% > \mu_{\min} = 0,05\%$.

Арматуру, укладываемую параллельно меньшей стороне фундамента, определим по максимальному погонному изгибающему моменту в сечении 2–2:

$$M = p_{\max} (b - b_c)^2 / 8 = 1 \times 272,5 \times (1,6 - 0,95)^2 / 8 = 14,4 \text{ кНкН·м}.$$

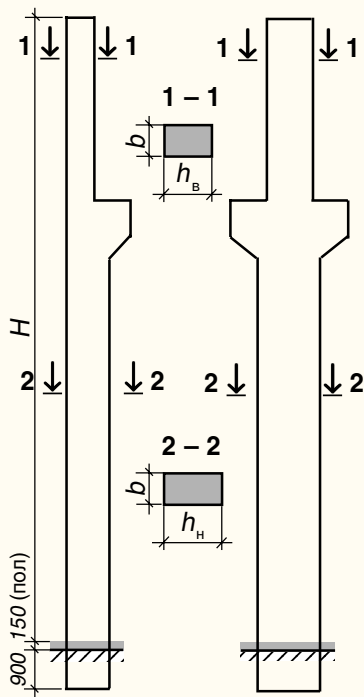
Требуемое сечение арматуры

$$A_s = M / 0,9 h_0 R_s = 14,4 \times 10^3 / (0,9 \times 30 \times 365) = 1,46 \text{ см}^2 / \text{м}.$$

С учетом повышенной коррозионной опасностью принимаем Ø10 A-III с шагом $s = 250$ мм ($A_s = 3,14$ см² на 1 п.м.). Процент армирования $\mu = 0,785 \times 100 / (25 \times 30) = 0,1\% > \mu_{\min} = 0,05\%$.

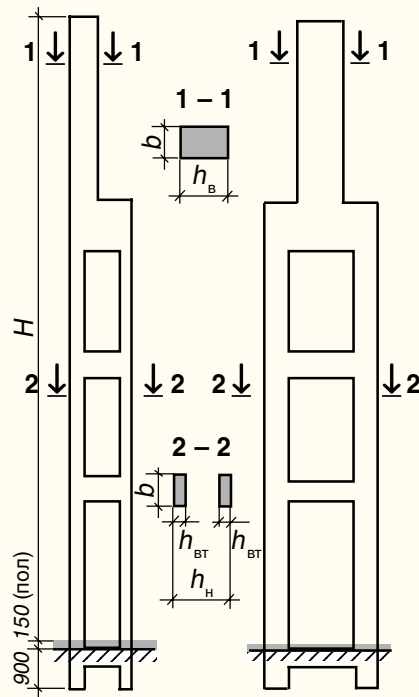
В стаканной части фундамента арматуру принимаем также из стержней Ø10 A-III с шагом вертикальных стержней не более 400 мм, а горизонтальных — не более 200 мм (20×10). При этом суммарная площадь вертикальных стержней в каждой из коротких стенок должна быть не менее A_s колонны.

Таблица 1 — Рекомендуемые размеры сечений сплошных колонн при грузоподъемности кранов до 32 т



Шаг, м	Максимальный пролет, м	Высота H , м	Размеры сечений, мм					
			крайние			средние		
			b	h_B	h_H	b	h_B	h_H
6	27	8,4	400	380	600	500	500	700
		9,6	400	380	700	500	600	700
		10,8	400	380	800	500	600	800
12	27	8,4	400	600	600	500	600	800
		9,6	400	600	700	500	600	800
		10,8	400	600	800	500	600	800

Таблица 2 — Рекомендуемые размеры сечений двухветвевых колонн при грузоподъемности кранов до 50 т



Шаг, м	Максимальный пролет, м	Высота H , м	Максимальная грузоподъемность крана Q , т	Размеры сечений, мм							
				крайние				средние			
				b	h_B	h_H	h_{RT}	b	h_B	h_H	h_{RT}
6	30	12,6	30/5	500	380	1000	200	500	500	1200	200
	24	14,4	30/5	500	380	1000	200	500	500	1200	200
	30	14,4	30/5	500	380	1000	200	500	500	1200	250
	30	16,2	50/10	500	600	1300	250	500	600	1400	250
	30	18	50/10	500	600	1300	250	500	600	1400	300
12	30	12,6	30/5	500	600	1300	250	500	600	1400	300
	24	14,4	20/5	500	600	1300	300	600	600	1400	300
	30	14,4	30/5	500	600	1400	300	600	600	1400	300
	30	16,2	50/10	600	600	1400	300	600	600	1900	350
	30	18	50/10	600	600	1400	300	600	700	1900	350

Литература

1. **СНиП 2.01.07 – 85***. Нагрузки и воздействия.
2. **СНиП 2.03.01 – 84***. Бетонные и железобетонные конструкции.
3. **Пособие** по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01 – 84). — М.:Центр. ин-т типового проектирования, 1989. — 506 с., 1989. — 193 с.
4. **СТП СГУПС 01.02–2001**. Курсовой и дипломный проекты. Требования к оформлению. — Новосибирск: СГУПС, 2001. — 50 с.
5. **Байков В.М., Сигалов З.Е.** Железобетонные конструкции. Общий курс. — М.: Стройиздат, 1991. — 767 с.
6. **Бондаренко В.М.** и др. Расчет железобетонных и каменных конструкций. Учебное пособие для вузов. — М.: Высшая школа, 1984. — 301 с.
7. **Бондаренко В.М., Судницын А.И.** Расчет строительных конструкций. Железобетонные и каменные конструкции. — М.: Высшая школа, 1988. — 304 с.
8. **Габрусенко В.В.** Железобетонные решетчатые балки. Методические указания по выполнению курсового и дипломного проектов. — Новосибирск: НИСИ, 1990. — 28 с.
9. **Голышев А.В.** и др. Проектирование железобетонных конструкций. Справочное пособие. — Киев: Будивельник, 1985. — 496 с.
10. **Мандриков А.П.** Примеры расчета железобетонных конструкций. — М.:Стройиздат, 1989. — 506 с.
11. **Сперанский И.М.** и др. Примеры расчета железобетонных конструкций. Учебное пособие для вузов. — М.: Высшая школа, 1989. — 176 с.