

МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА
И ПРОДОВОЛЬСТВИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

ГЛАВНОЕ УПРАВЛЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ,
НАУКИ И КАДРОВОЙ ПОЛИТИКИ

Учреждение образования
«БЕЛОРУССКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ
ОРДЕНОВ ОКТЯБРЬСКОЙ РЕВОЛЮЦИИ
И ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННАЯ АКАДЕМИЯ»

О. В. Другомилова, Р. А. Другомилов, А. Н. Медведников

ИНЖЕНЕРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ НЕСУЩИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

*Рекомендовано учебно-методическим объединением
по образованию в области сельского хозяйства
в качестве учебно-методического пособия для студентов
учреждений, обеспечивающих получение высшего образования
I ступени по специальностям 1-74 05 01 Мелиорация и водное хозяйство,
1-74 04 01 Сельское строительство и обустройство территорий*

Горки
БГСХА
2022

УДК 624.07+691.32(075.8)

ББК 38.53

Д76

*Рекомендовано методической комиссией
мелиоративно-строительного факультета 25.01.2021 (протокол № 5)
и Научно-методическим советом БГСХА 24.02.2021 (протокол № 6)*

Авторы:

старший преподаватель *О. В. Другомилова*;
кандидат архитектуры, доцент *Р. А. Другомилов*;
старший преподаватель *А. Н. Медведников*

Рецензенты:

доктор архитектуры, профессор *И. Г. Малков*;
директор ОАО «Государственный проектный институт
«Могилевагропромпроект» *Д. М. Кустовский*

Другомилова, О. В.

Д76 Инженерные конструкции. Расчет и конструирование несущих железобетонных элементов каркаса производственного здания : учебно-методическое пособие / О. В. Другомилова, Р. А. Другомилов, А. Н. Медведников. – Горки : БГСХА, 2022. – 135 с.

ISBN 978-985-882-248-4.

Приведен теоретический и методический материал по расчету и конструированию несущих железобетонных элементов каркаса одноэтажного производственного здания для выполнения контрольных работ, индивидуальных расчетно-графических заданий, курсового и дипломного проектов.

Для студентов учреждений, обеспечивающих получение высшего образования I ступени по специальностям 1-74 05 01 Мелиорация и водное хозяйство, 1-74 04 01 Сельское строительство и обустройство территорий.

УДК 624.07+691.32(075.8)

ББК 38.53

ISBN 978-985-882-248-4

© УО «Белорусская государственная
сельскохозяйственная академия», 2022

ВВЕДЕНИЕ

Целью данного учебно-методического пособия является оказание максимальной помощи студентам при выполнении контрольных работ, индивидуальных расчетно-графических заданий, курсового и дипломного проектов по тематике «Расчет и конструирование несущих железобетонных элементов каркаса производственного здания».

Пособие состоит из теоретического материала и примера расчета и конструирования несущих железобетонных элементов каркаса производственного здания.

Теоретическая часть охватывает ключевые позиции теории расчета и конструирования железобетонных конструкций в целом и отдельных конструктивных элементов, таких как плиты, балки, фермы, колонны и фундаменты:

1. Сущность метода предельных состояний (метод частных коэффициентов).
2. Общие сведения о нагрузках и воздействиях.
3. Классификация и прочностные характеристики бетона.
4. Классификация и прочностные характеристики арматуры.
5. Общие сведения о каркасных железобетонных зданиях и сооружениях.
6. Классификация железобетонных плит, балок, ферм, колонн, фундаментов.
7. Армирование железобетонных плит, балок, ферм, колонн, фундаментов.

В настоящем учебно-методическом пособии представлены также пример расчета по двум группам предельных состояний железобетонной ребристой плиты покрытия, железобетонной балки прямоугольного профиля, железобетонной центрально-сжатой колонны прямоугольного профиля, железобетонного центрально-нагруженного столбчатого ступенчатого фундамента стаканного типа, пример конструирования арматурных сеток и каркасов, а также примеры чертежей по результатам проведенных расчетов и конструирования.

1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

1.1. Требования к расчету железобетонных конструкций

Расчет и конструирование железобетонных конструкций необходимо производить по методу предельных состояний (метод частных коэффициентов) в соответствии с действующими техническими нормативными правовыми актами [1–9], другими документами и методической литературой [10–21].

Предельное состояние – это состояние, при превышении которого конструкция теряет способность сопротивляться внешним нагрузкам и воздействиям или получает недопустимые деформации или местные повреждения, т. е. перестает удовлетворять требованиям, предъявляемым к ней в процессе эксплуатации или возведения [4, 13].

Расчеты должны с назначенной надежностью гарантировать конструкцию от наступления предельных состояний первой и второй групп.

Расчеты по предельным состояниям первой группы проверяют состояния несущей способности (ultimate limit states – ULS), т. е. состояния, связанные с разрушением или другими подобными формами отказа конструкции. Они включают:

- расчеты по прочности и устойчивости конструкции и ее элементов (strength – STR);
- расчет по прочности основания (geotechnics – GEO);
- расчет по потере статического равновесия конструкции и ее элементов (equilibrium – EQU);
- расчет по выносливости (по усталостному разрушению) конструкции и ее элементов (fatigue – FAT) и др. [8, 13].

Расчеты по предельным состояниям второй группы проверяют предельные состояния эксплуатационной пригодности (serviceability limit states – SLS), т. е. состояния, соответствующие условиям, при превышении которых конструкция или элемент конструкции перестает удовлетворять установленным эксплуатационным требованиям. Они включают:

- расчет по образованию трещин (по трещиностойкости);
- расчет по ширине раскрытия трещин;
- расчет по деформациям и др. [8, 13].

1.2. Нагрузки и воздействия на элементы железобетонных конструкций

На все инженерные конструкции действуют нагрузки и воздействия, которые в зависимости от продолжительности действия разделяют на постоянные, временные (переменные) и особые. Временные, кроме того, бывают двух видов: длительные и кратковременные. Примером *постоянных нагрузок и воздействий* являются собственный вес конструкций, давления грунтов, гидростатическое давление в гидротехнических сооружениях при нормальном подпорном уровне и др. К *длительным временным нагрузкам и воздействиям* относятся: вес стационарного оборудования, давления жидкостей и газов в трубопроводах, воздействия влажности, усадки, ползучести и др. *Кратковременными нагрузками и воздействиями* являются нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования, снеговые (прил. А) и ветровые нагрузки, вес людей, деталей, переносного оборудования, волновые и ледовые нагрузки на гидротехнические сооружения и др. К *особым нагрузкам и воздействиям* относят сейсмические и взрывные воздействия, ледовые нагрузки при прорыве заторов, нагрузки и воздействия, вызываемые неисправностью или поломкой оборудования, и др. [5–8, 10–13].

Также нагрузки и воздействия разделяют на характеристические (нормативные), репрезентативные и расчетные. *Характеристические (нормативные) нагрузки q_k* – это нагрузки, значения которых устанавливаются нормативно-техническими документами из заранее заданной вероятности превышения средних значений [8, 13]. *Репрезентативные нагрузки q_{rep}* – это нагрузки, значение которых принимается для проверки предельного состояния; могут быть характеристическими, т. е.

$$q_{rep} = q_k,$$

или сопутствующими, т. е.

$$q_{rep} = \psi q_k,$$

где ψ – коэффициент сочетаний переменных нагрузок для определения комбинационного (ψ_0), частного (ψ_1) или практически постоянного (ψ_2) их значения [8], принимаемый для зданий по СН 2.01.01-2019 [8, табл. НП.1, табл. А1.1(В)].

Расчетные нагрузки и воздействия q_d – это нагрузки и воздействия, принимаемые в расчетах и получаемые умножением их репрезентатив-

ных значений на соответствующие частные коэффициенты безопасности по нагрузке γ_F [8, 13], т. е.

$$q_d = \gamma_F q_{rep}.$$

Частный коэффициент безопасности по нагрузке – это коэффициент, учитывающий возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную сторону от их характеристических (нормативных) значений вследствие изменчивости нагрузок или отступлений от условий нормальной эксплуатации [8, 13]. Значения частного коэффициента по нагрузке принимаются по СН 2.01.01-2019 [8, прил. А1, табл. НП.1].

При расчете конструкций необходимо учитывать и классы надежности зданий, определяемые последствиями разрушения или повреждения конструкции, путем умножения нагрузки на соответствующий коэффициент k_{FI} , применяемый к воздействиям для дифференциации надежности:

- класс надежности RC1 – $k_{FI} = 0,9$;
- класс надежности RC2 – $k_{FI} = 1,0$;
- класс надежности RC3 – $k_{FI} = 1,1$ [8, табл. В.3].

Расчет конструкций выполняется на наиболее неблагоприятное, физически возможное сочетание нагрузок или усилий. Например, в железобетонных конструкциях, не подверженных действию усилия предварительного напряжения, при расчете по предельным состояниям несущей способности (первая группа), например, на прочность конструкции или ее элементов (STR) при постоянных и переходных (временных) расчетных ситуациях, за исключением проверок на выносливость, следует принимать наиболее неблагоприятное из следующих сочетаний нагрузок [8, п. 6.4.3.2, табл. НП.1, табл. А1.2(В)]:

первое основное сочетание:

$$\sum_j (k_{FI} \gamma_{G,j} G_{k,j}) + \sum_{i \geq 1} (k_{FI} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i});$$

второе основное сочетание:

$$\sum_j (k_{FI} \xi \gamma_{G,j} G_{k,j}) + k_{FI} \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (k_{FI} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}),$$

где k_{FI} – коэффициент, применяемый к воздействиям для дифференциации надежности;

- $\gamma_{G,j}$ – частный коэффициент безопасности для постоянных нагрузок и воздействий;
- $G_{k,j}$ – характеристические (нормативные) постоянные нагрузки и воздействия;
- $\gamma_{Q,j}$ – частный коэффициент безопасности для переменных нагрузок и воздействий;
- $\gamma_{Q,1}$ – частный коэффициент безопасности для доминирующей переменной нагрузки или воздействия;
- $\psi_{0,i}$ – коэффициент сочетаний переменных нагрузок и воздействий, учитывающий комбинационное значение переменного воздействия [8, табл. НП.1, табл. А1.1];
- $Q_{k,i}$ – характеристические (нормативные) переменные нагрузки и воздействия;
- $Q_{k,1}$ – характеристическая (нормативная) доминирующая переменная нагрузка или воздействие;
- $\xi = 0,85$ – коэффициент уменьшения для неблагоприятно действующей постоянной нагрузки или воздействия [8, табл. НП.1, табл. А1.2(В)].

При расчете железобетонных конструкций по предельным состояниям несущей способности (первая группа), например, на разрушение основания фундамента (ГЕО) при постоянных и переходных (временных) расчетных ситуациях, следует принимать следующее сочетание нагрузок [8, п. 6.4.3.2, табл. НП.1, табл. А1.2(С)]:

$$\sum_j (\gamma_{G,j} G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}).$$

При расчете железобетонных конструкций по предельным состояниям эксплуатационной пригодности (вторая группа) следует принимать следующие сочетания нагрузок [8, п. 6.5.3, прил. А1, п. А1.4.1, табл. А1.4]:

характеристическое (нормативное, редкое) сочетание:

$$\sum_j G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{0,i} Q_{k,i});$$

частое сочетание:

$$\sum_j G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{2,i} Q_{k,i});$$

практически постоянное сочетание:

$$\sum_j G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} (\psi_{2,i} Q_{k,i}),$$

где $\psi_{1,1}$, $\psi_{2,i}$ – коэффициенты сочетаний переменных нагрузок и воздействий, учитывающие соответственно частоту повторения переменного воздействия и практически постоянное значение переменного воздействия [8, табл. А.1.1, табл. НП.1].

1.3. Классы и прочностные характеристики бетона

Бетон – это искусственный каменный строительный материал, получаемый в результате формования и твердения рационально подобранной и уплотненной смеси, состоящей из вяжущего вещества (цемент), заполнителя (щебень) и воды.

Важнейшим классификационным показателем, характеризующим технические свойства бетона, является прочность на сжатие. *Прочность бетона на осевое сжатие* f_c – это максимальное сжимающее напряжение в бетоне при одноосном напряженном состоянии, соответствующее пиковой точке диаграммы деформирования, получаемое при испытании на сжатие бетонных призм, т. е. это предельное напряжение, которое могут выдержать указанные бетонные образцы без разрушения. *Среднее значение прочности бетона на сжатие*, получаемое по результатам испытаний серии опытных образцов, обозначают символом f_{cm} , *на растяжение* – f_{ctm} . *Гарантированная прочность бетона (кубиковая прочность)*, определяемая при осевом сжатии кубов размером 150×150×150 мм с учетом статической изменчивости при обеспеченности 0,95, гарантируемая производителем в соответствии с нормативными требованиями, обозначается символом $f_{c,cube}^G$ [4, 12].

Количественной величиной, характеризующей качество бетона, соответствующей его гарантированной прочности на осевое сжатие, является класс бетона. *Класс бетона* обозначается буквой С (буквенное сокращение от англ. *concrete* – бетон) и числами, выражающими значения характеристической прочности (нормативного сопротивления) и гарантированной (кубиковой) прочности (в Н/мм² или МПа), например, С12/15 (перед чертой – значение характеристической прочности

на сжатие f_{ck} , МПа; после черты – гарантированная прочность бетона на сжатие $f_{c,cube}^G$, МПа) [4, 12].

Нормативное сопротивление бетона сжатию (характеристическая прочность бетона на сжатие) f_{ck} – значение прочности, определяемое при осевом сжатии цилиндрических бетонных образцов, с учетом статистической изменчивости при обеспеченности 0,95, которое допускается принимать $f_{ck} = 0,8f_{c,cube}^G$ [4, 12].

Расчетное сопротивление бетона сжатию (расчетная прочность бетона на сжатие) f_{cd} – величина, получаемая путем деления нормативных (характеристических) значений прочности на частный коэффициент безопасности для бетона γ_c , который учитывает возможность отклонения прочностей бетона ниже нормативных (характеристических) значений, отклонения в геометрических размерах сечений (не превышающие допустимых) и разницу между прочностью бетона, определяемую на опытных образцах, и прочностью бетона в конструкции; в случае неармированных конструкций значение γ_c также учитывает возможность наступления хрупкого разрушения [12].

Частный коэффициент безопасности для бетона γ_c принимается равным [4, табл. 4.6]:

- а) при расчете железобетонных конструкций по предельным состояниям несущей способности (первая группа) – 1,5;
- б) при расчете железобетонных конструкций по предельным состояниям эксплуатационной пригодности (вторая группа) – 1,0;
- в) в особых расчетных ситуациях – 1,2.

Расчетное сопротивление (расчетная прочность) сжатию для бетонов классов не выше С40/50 можно определять по упрощенной формуле (для классов выше С40/50 – по формуле (6.4) СП 5.03.01-2020 [4, п. 6.1.2.11]):

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}.$$

При проектировании бетонных, железобетонных и предварительно напряженных конструкций следует применять конструкционные бетоны следующих классов по прочности на сжатие [4, п. 6.1.2.1]:

- а) конструкционные тяжелые, в том числе напрягающие: С12/15; С16/20; С20/25; С25/30; С30/37; С35/45; С40/50; С45/55; С50/60; С55/67; С60/75; С70/85; С80/95; С90/105;

б) конструкционные мелкозернистые:

- группы А (естественного твердения или подвергнутые тепловой обработке при атмосферном давлении на песке с модулем крупности свыше 2,0): С12/15; С16/20; С20/25; С25/30; С30/37; С35/45;

- группы Б (также естественного твердения или подвергнутые тепловой обработке при атмосферном давлении на песке, но с модулем крупности 2,0 и менее): С12/15; С16/20; С20/25; С25/30;

в) конструкционные легкие бетоны плотной структуры: при классе по средней плотности D1,2 – LC8/9; LC12/13; при D1,4 – LC12/13; LC16/18; LC20/22; при D1,6 – LC12/13; LC16/18; LC20/22; LC25/28; при D1,8 – LC12/13; LC16/18; LC20/22; LC25/28; LC30/33; при D2,0 – LC16/18; LC20/22; LC25/28; LC30/33; LC35/38.

Основные прочностные и деформационные характеристики конструкционных тяжелых бетонов представлены в прил. Б, В [4, табл. 6.1, табл. 6.3].

1.4. Классификация и прочностные характеристики арматуры

Арматура – линейно-протяженные элементы в составе железобетонной конструкции, предназначенные для восприятия главным образом растягивающих, а в некоторых случаях и сжимающих усилий (например, для усиления бетона в сжатой зоне сечения) [4, п. 3.1.1].

По технологии изготовления стальная арматура бывает горячекатанная стержневая и холоднокатаная проволока; по форме поверхности – гладкая и периодического профиля; по поперечному сечению – гибкая (проволока, стержни) и жесткая (фасонный прокат); по условиям применения – предварительно напрягаемая (высокопрочная) и ненапрягаемая; по назначению – рабочая, конструктивная и монтажная. *Рабочая арматура* – это арматура, устанавливаемая по расчету на действующие усилия для восприятия растягивающих напряжений и усиления сжатых зон конструкции (в зависимости от воспринимаемых усилий она может быть продольная и поперечная, включая хомуты и отогнутые стержни). *Конструктивная арматура* устанавливается без расчета и предназначена для равномерного распределения усилия между отдельными стержнями, восприятия неучитываемых расчетом усилий от усадки бетона, изменения температуры и т. д. *Монтажная арматура* обеспечивает проектное положение рабочей арматуры, объединяет ее в каркасы и т. д. (рис. 1.1) [13].

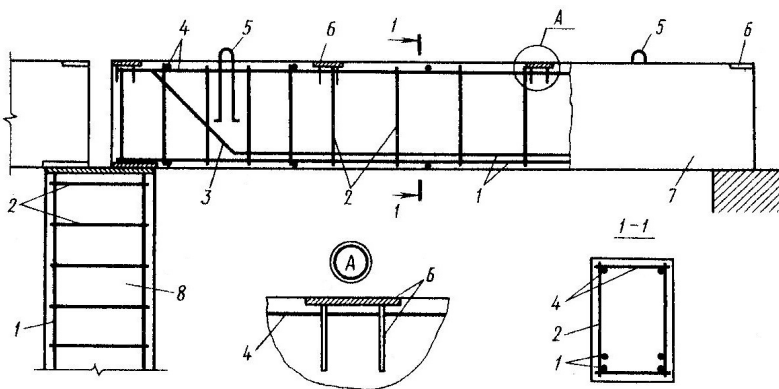


Рис. 1.1. Арматура железобетонных элементов: 1 – продольная арматура; 2 – хомуты; 3 – отогнутые стержни; 4 – монтажная арматура; 5 – монтажные петли; 6 – закладные детали; 7 – балка; 8 – колонна

В железобетонных конструкциях зданий и сооружений применяют стальную арматуру в виде отдельных стержней и проволоки, а также арматурных изделий [4, п. 3.1.1]. К арматурным изделиям относятся: арматурные сетки, арматурные каркасы, проволочные изделия [4, 13]. *Арматурная сетка* – это арматурное изделие плоской формы, состоящее из соединенных между собой продольных и поперечных стержней или проволоки [4, п. 3.1.2]. *Арматурный каркас* – это пространственное (объемное) или плоское арматурное изделие, состоящее из соединенных между собой арматурных изделий или отдельных стержней [4, п. 3.1.3]. К *проволочным изделиям* относятся применяемые в предварительно напряженных железобетонных конструкциях арматурные канаты, арматурные пакеты и арматурные пучки [13].

Важнейшей характеристикой арматуры является ее прочность на растяжение. *Класс арматуры по прочности на растяжение* – показатель, характеризующий ее механические свойства согласно требованиям соответствующих стандартов, обозначаемый буквой S и числом, соответствующим нормативному (характеристическому) сопротивлению арматуры (в МПа или Н/мм²) (f_{yk} – для ненапрягаемой арматуры, f_{pk} – для напрягаемой арматуры). К ненапрягаемой арматуре железобетонных конструкций относятся проволока и стержни классов S240, S400 (не изготавливается в Беларуси с 2013 г., аналог класса A400 в России) и S500; к напрягаемой арматуре предварительно напряженных

конструкций – стержни и канаты классов S800, S1200, S1400 (в соответствии с СТБ prEN 10138-1, СТБ prEN 10138-2 и СТБ EN 10138-3 напрягаемая арматура подразделяется: на проволочную классов Y1570, Y1670, Y1770, Y1860; стержневую классов Y1030, Y1050, Y1100, Y1230; канатную классов Y1770, Y1860, Y1960, Y2060, в которых число также означает характеристическое сопротивление арматуры растяжению f_{pk} в МПа или Н/мм²) [1, 2, 4]. Сортамент арматурных стержней и проволоки представлен в прил. Г.

Для арматурных сталей, применяемых в железобетонных конструкциях, установлены следующие основные прочностные характеристики [4, 12]:

нормативное (характеристическое) сопротивление арматуры растяжению f_{yk} – гарантируемое производителем значение физического или условного предела текучести с обеспеченностью не менее 0,95 согласно нормативным требованиям;

расчетное сопротивление арматуры растяжению f_{yd} , определяемое путем деления нормативного (характеристического) сопротивления f_{yk} на *частный коэффициент безопасности для арматуры γ_s* , учитывающий возможные отклонения физического или условного предела текучести ниже значений f_{yk} и f_{pk} , а также отклонения размеров сечения арматуры [4]. Частный коэффициент безопасности для арматуры γ_s принимается равным: при расчетах по предельным состояниям несущей способности (первая группа) – 1,15; при расчетах по предельным состояниям эксплуатационной пригодности (вторая группа) – 1,0 [4, табл. 4.6].

Таким образом, расчетное сопротивление арматуры растяжению следует определять по формуле

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}.$$

1.5. Каркасные железобетонные здания и сооружения

Железобетоном называется комплексный строительный материал, состоящий из бетона и стальной арматуры, которые работают совместно как одно целое при силовых воздействиях [13]. Для устранения появления трещин в бетоне растянутой зоны сечений или уменьшения ширины их раскрытия железобетонные элементы могут выполняться

предварительно напряженными, т. е. подверженные интенсивному обжатию путем предварительного натяжения арматуры.

Каркасные железобетонные здания и сооружения – это такие здания и сооружения, основными несущими конструкциями которых являются железобетонные рамы, состоящие из вертикальных (стойки) и горизонтальных (ригели) элементов, которые связаны между собой. Такие здания и сооружения могут быть сборными или монолитными. Основными несущими элементами сборных каркасных зданий являются поперечные рамы, которые воспринимают нагрузки от веса покрытия, снега, собственного веса, кранов, давления ветра на продольные стены и др. и обеспечивают жесткость здания в поперечном направлении. В сельском строительстве каркасную схему могут иметь общественные здания, производственные сельскохозяйственные здания и сооружения, пешеходные и автомобильные мосты и др., в мелиоративном – акведуки, консольные перепады, здания насосных станций и др. Сельскохозяйственные производственные здания обычно выполняются одноэтажными, из сборных элементов и могут быть в поперечном направлении однопролетными, двухпролетными и многопролетными (рис. 1.2) [13].

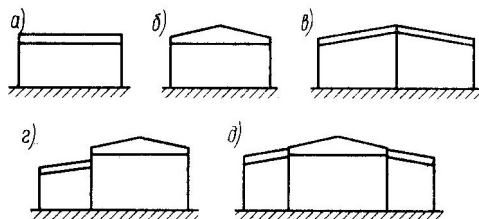


Рис. 1.2. Конструктивные схемы одноэтажных производственных зданий

По профилю кровли каркасные здания могут быть с плоской кровлей (рис. 1.2, а), со скатной кровлей (рис. 1.2, б, в, г, д), с перепадом высот покрытий (рис. 1.2, з). Поперечные рамы одноэтажных каркасных зданий состоят из колонн (стоек), заделанных в фундаменты, ригелей покрытия (балка, ферма), опирающихся на колонны. К конструкциям таких зданий также относятся плиты покрытия, подкрановые балки (при наличии мостовых кранов), стеновые панели, фундаментные балки и фундаменты. Колонны соединяются с фундаментами, как правило, жестко, а с ригелями – жестко или шарнирно (рис. 1.3) [13].

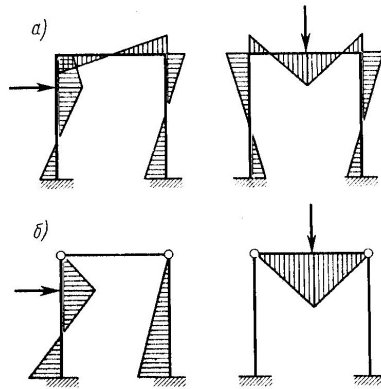


Рис. 1.3. Эпюры моментов в поперечной раме при жестком (а) и шарнирном (б) соединении ригелей с колоннами

Шарнирное соединение чаще применяют для сборных конструкций, в этом случае усилия в элементах оказываются больше, чем при жестком соединении, однако приложенная к одному из элементов нагрузка не вызывает изгибающих моментов в других элементах, что дает возможность рассчитывать их отдельно друг от друга (рис. 1.3, а, б). Продольная жесткость одноэтажного каркасного здания и восприятие горизонтальных продольных нагрузок (например, давление ветра на торец здания) обеспечиваются продольными рамами, которые включают колонны поперечных рам, фундаменты, плиты покрытия, подкрановые балки (при наличии мостовых кранов) и вертикальные связи (рис. 1.4) [13].

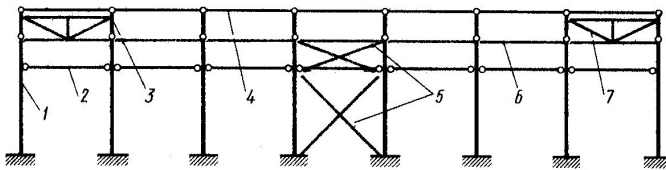


Рис. 1.4. Продольная рама каркасного здания: 1 – колонна; 2 – подкрановая балка; 3 – балка покрытия; 4 – плита покрытия; 5 – вертикальные связи по колоннам; 6 – распорки; 7 – вертикальные связи покрытия

1.6. Железобетонные плиты и балки

Плитами называются плоские конструктивные несущие элементы, толщина которых значительно меньше длины и ширины. *Балки* – это линейные горизонтальные конструктивные несущие элементы, длина которых значительно больше поперечных размеров (рис. 1.5) [13]. Железобетонные плиты и балки работают на изгиб.

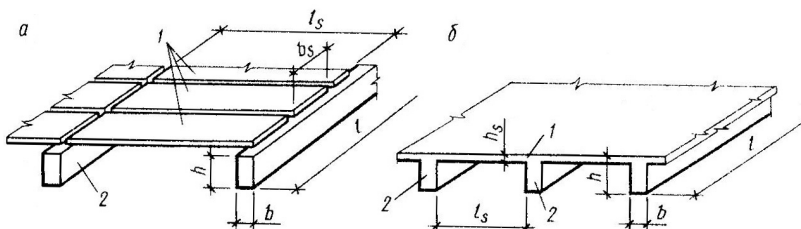


Рис. 1.5. Изгибаемые железобетонные элементы: *a* – сборное перекрытие; *б* – монолитное перекрытие; 1 – плиты; 2 – балки

Железобетонные плиты перекрытий и покрытий могут быть монолитные, сборные и сборно-монолитные. Сборные, в свою очередь, – сплошные, ребристые и пустотные. Плиты армируются сетками и каркасами, может применяться предварительно напрягаемая рабочая арматура (рис. 1.6) [13].

Поперечные сечения железобетонных балок могут быть различными: прямоугольные, тавровые, трапециевидные, двутавровые, рельсовидные, П-образные (рис. 1.7) [13]. Армируются балки плоскими и объемными каркасами, может применяться предварительно напрягаемая рабочая арматура (см. рис. 1.1).

В нормальных к продольной оси сечениях плит и балок в перекрытиях и покрытиях зданий и сооружений возникают растягивающие и сжимающие напряжения. Растяжению подвергается, как правило, нижняя часть элемента, в которой формируется растянутая зона и устанавливается рабочая продольная растянутая арматура; сжатию подвергается верхняя часть, в которой формируется сжатая зона. Причем сечения, в которых рабочая арматура устанавливается только в растянутой зоне, называются *сечениями с одиночной арматурой* или *сечениями с одиночным армированием*, а сечения, в которых рабочая арматура устанавливается по расчету и в растянутой, и в сжатой зонах, – *сечениями с двойной арматурой* или *сечениями с двойным армированием*.

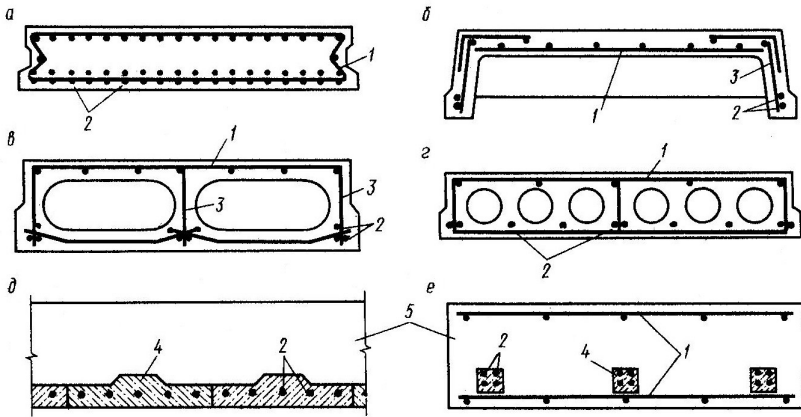


Рис. 1.6. Поперечные сечения сборных и сборно-монолитных плит: *a* – сплошная плита; *б* – ребристая плита; *в*, *г* – пустотные плиты; *д*, *е* – сборно-монолитные плиты; 1 – сварные сетки; 2 – рабочая арматура; 3 – плоские каркасы; 4 – сборные элементы (армэлемнты); 5 – монолитный бетон

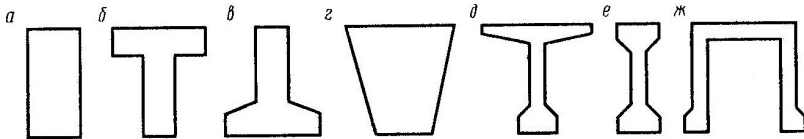


Рис. 1.7. Поперечные сечения балок: *a* – прямоугольное; *б*, *в* – тавровые; *г* – трапециевидное; *д* – двутавровое; *е* – рельсовидное; *ж* – П-образное

1.7. Железобетонные фермы

Фермы – геометрически неизменяемые решетчатые несущие конструкции, работающие преимущественно на изгиб [13]. Их применяют вместо балок при пролетах 18 м и более. Выделяют несколько основных типов ферм: сегментные с верхним поясом ломаного очертания, арочные раскосные с редкой решеткой, арочные безраскосные, прямоугольного очертания с параллельными поясами и трапециевидного очертания с уклонами верхнего пояса, полигональные с ломаным нижним поясом (рис. 1.8) [10]. Наиболее рациональную форму имеют сегментные и арочные фермы, так как очертания их контуров приближаются к форме эпюры изгибающих моментов [10]. Фермы состоят из

элементов (*стержней*): верхнего и нижнего пояса (это длинные верхние и нижние элементы), стоек (вертикальные элементы решетки), раскосов (наклонные элементы решетки). Места, где сходятся два и более стержня, называются *узлами* фермы.

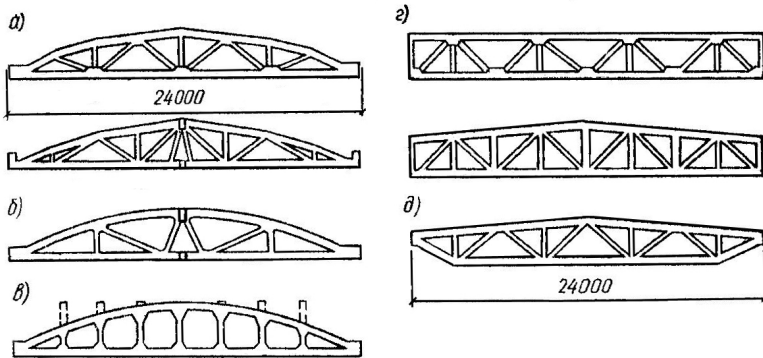


Рис. 1.8. Конструктивные схемы железобетонных ферм: *а* – сегментная с верхним поясом ломаного очертания; *б* – арочная раскосная с редкой решеткой; *в* – арочная безраскосная; *г* – прямоугольного очертания с параллельными поясами и трапециевидного очертания с уклонами верхнего пояса; *д* – полигональная с ломаным нижним поясом

При расчетах, пренебрегая жесткостью узлов ферм, узлы условно заменяются шарнирами, а раскосные фермы рассматриваются как шарнирно-стержневые системы с узловой передачей нагрузки. Поэтому, несмотря на то, что в целом фермы работают на изгиб, отдельные их элементы рассчитываются на центральное растяжение (как правило, нижний пояс и стойки) или центральное сжатие (верхний пояс). Раскосы могут работать как на растяжение, так и на сжатие. При центральном сжатии в нормальных к продольной оси сечениях стержней ферм не возникает растянутой зоны и все сечение (включая бетон и продольную арматуру) работает на сжатие. При центральном растяжении, наоборот, в нормальных к продольной оси сечениях стержней фермы не возникает сжатой зоны и все сечение работает только на растяжение, в этом случае в предельном состоянии по прочности бетон, имея низкую несущую способность при растяжении, может выключаться из работы и все растягивающие усилия будут восприниматься только продольной арматурой по всему сечению. В некоторых случаях, например при воздействии на ферму внеузловой нагрузки, в стержнях

одновременно с растяжением или сжатием могут возникать изгибающие моменты, и тогда они рассчитываются как сжато-изгибаемые или растянуто-изгибаемые элементы.

Армируются фермы пространственными каркасами в стержнях и сетками в узлах, в растянутых элементах (например, нижнем поясе) при значительных усилиях может устанавливаться предварительно напрягаемая арматура (рис. 1.9) [10].

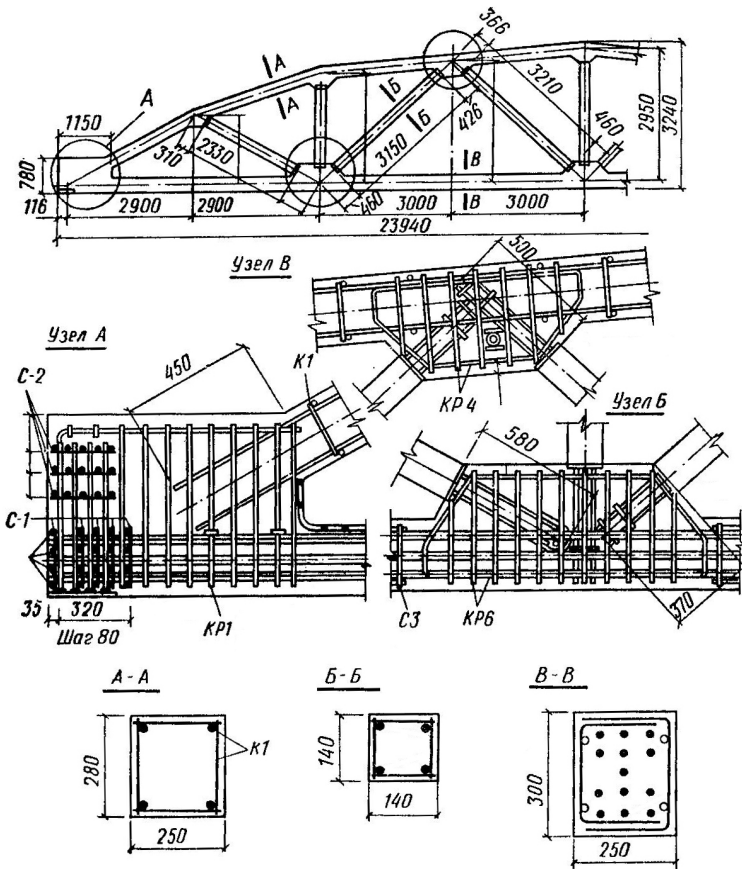


Рис. 1.9. Армирование железобетонной сегментной фермы

1.8. Железобетонные колонны

Колонна – вертикальный конструктивный несущий элемент, высота которого значительно превышает поперечные размеры. Железобетонные колонны рассчитываются на центральное или внецентренное сжатие. При центральном сжатии в нормальных к продольной оси сечениях колонн на всю площадь распространяется сжатая зона, т. е. весь бетон и вся продольная арматура работают на сжатие, а растянутой зоны в сечении не возникает. При внецентренном сжатии в нормальном сечении колонны будет возникать как сжатая зона, так и растянутая.

Колонны одноэтажных каркасных производственных зданий делят на две группы: для бескрановых зданий, имеющие постоянное по высоте сечение (рис. 1.10, *а*), и для зданий с мостовыми кранами, имеющие консоли для крепления подкрановых балок и переменное по высоте сечение (рис. 1.10, *б, в*) [13]. Наиболее распространенные формы поперечного сечения железобетонных колонн – квадрат, прямоугольник, круг, двутавр [13].

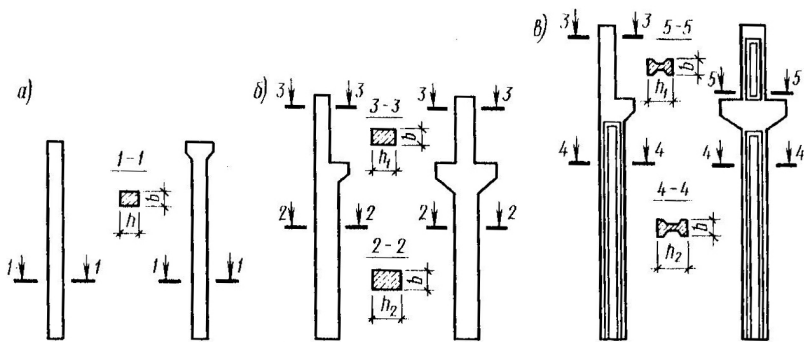


Рис. 1.10. Железобетонные колонны одноэтажных каркасных производственных зданий

Колонны армируют продольной арматурой и поперечной (стержнями, хомутами, шпильками), объединяя их в сварные и вязаные каркасы (рис. 1.11, 1.12) [13]. Из плоских каркасов, расположенных у противоположных граней элемента, с помощью поперечных соединительных стержней образуют сварные пространственные каркасы. Вязаные же объемные каркасы образуют охватом продольных стержней закрученными хомутами.

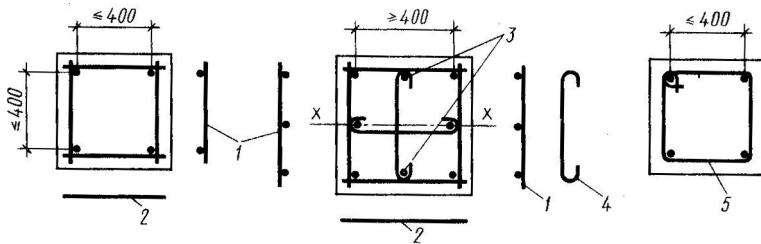


Рис. 1.11. Армирование центрально-сжатых колонн квадратного сечения:
 1 – сварные каркасы; 2 – соединительные стержни; 3 – промежуточные стержни;
 4 – шпильки; 5 – хомуты

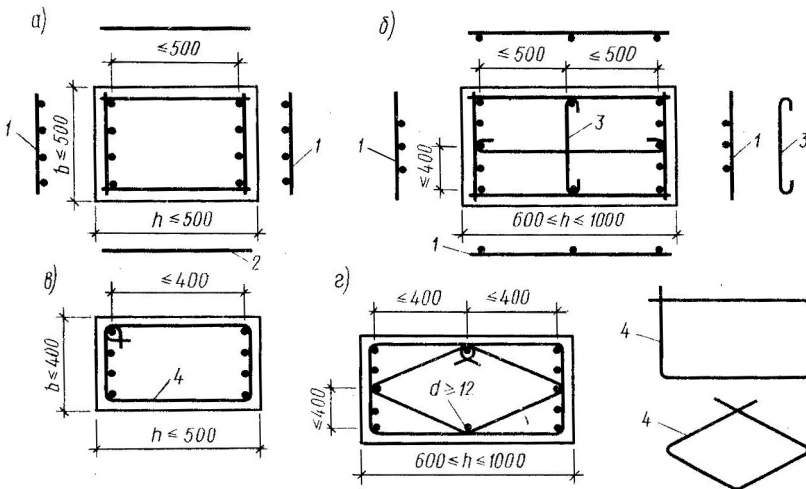


Рис. 1.12. Армирование внецентренно-сжатых колонн прямоугольного сечения:
 а, в – армирование колонн при h не более 500 мм; б, г – армирование колонн
 при h более 500 мм (с дополнительными продольными промежуточными
 конструктивными стержнями); 1 – сварные каркасы; 2 – соединительные стержни;
 3 – шпильки; 4 – хомуты

1.9. Бетонные и железобетонные фундаменты

Фундамент – конструктивный несущий элемент, воспринимающий нагрузки от вышележащих конструкций и другие воздействия и передающий их на грунт основания. По конструкции фундаменты делятся

на отдельные (столбчатые), ленточные, сплошные, свайные (рис. 1.13) [15]. В зависимости от способа изготовления фундаменты могут быть сборными, монолитными и сборно-монолитными.

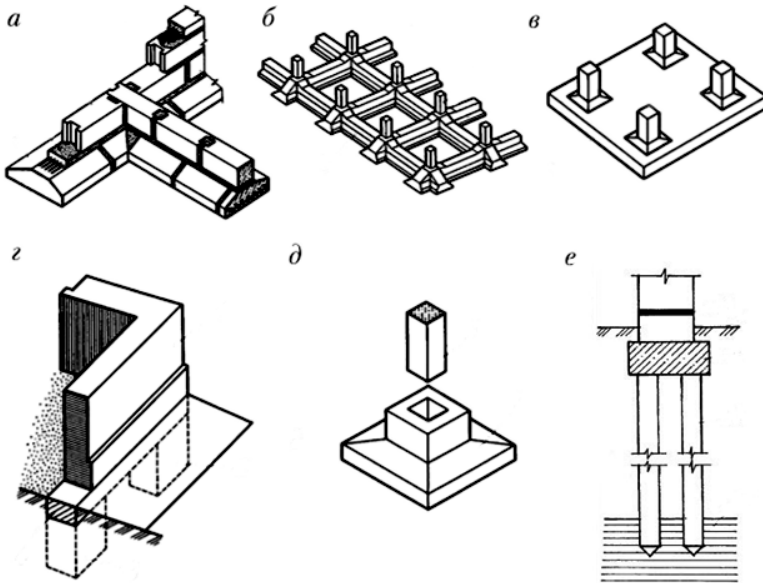


Рис. 1.13. Виды фундаментов: *а* – ленточный под стены; *б* – ленточный под колонны; *в* – сплошной под колонны; *г* – столбчатый под стены; *д* – отдельный под колонну; *е* – свайный

По характеру работы железобетонные фундаменты могут быть центрально-нагруженными или внецентренно-нагруженными. Центрально-нагруженные отдельные фундаменты под колонны проектируют квадратными в плане, внецентренно-нагруженные – квадратными или прямоугольными. Форма поперечного сечения отдельных фундаментов под колонны может быть пирамидальной или ступенчатой для уменьшения массы и экономии расхода материалов. Соединение колонны с фундаментом производится заделкой ее в специальном гнезде (стакане) фундамента [13]. Таким образом, отдельные фундаменты под колонны состоят из ступенчатой плитной части и подколонника (в сборных конструкциях – с гнездом для колонны). Верхнюю поверхность фундамента называют обрезаем, а нижнюю, которая передает

нагрузку на грунт основания, – подошвой. Расстояние между обрезом и подошвой составляет высоту фундамента [19]. Армируются отдельные железобетонные фундаменты арматурными сетками по подошве фундамента (рис. 1.14, 1.15) [13].

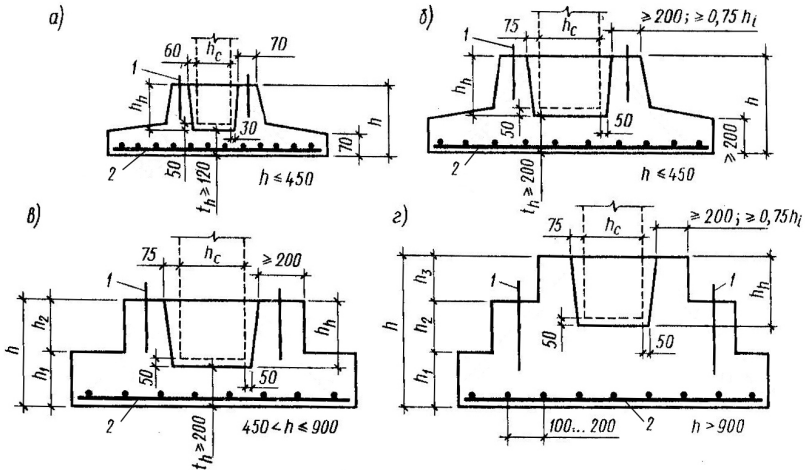


Рис. 1.14. Поперечный профиль и армирование сборных отдельных фундаментов под колонны: а – пирамидальный фундамент под стойку лоткового канала; б – пирамидальный фундамент под стойку производственного здания; в, г – ступенчатые фундаменты; 1 – монтажные петли; 2 – арматурная сетка

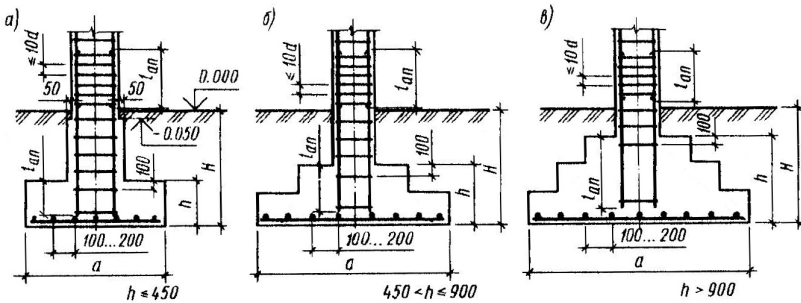


Рис. 1.15. Поперечный профиль и армирование монолитных отдельных фундаментов под колонны: а – одноступенчатый фундамент с подколонником; б, в – двух- и трехступенчатые фундаменты

1.10. Требования по назначению величины защитного слоя бетона, диаметров и расположению арматуры, конструированию арматурных каркасов и сеток в сборных железобетонных элементах

Защитный слой бетона c_{cov} – расстояние от поверхности арматурного стержня или напрягающего элемента (включая поперечные стержни и хомуты, а также дополнительное приповерхностное армирование) до ближайшей поверхности бетона [4, п. 3.1.15].

Минимальную толщину защитного слоя бетона c_{min} назначают из условия обеспечения надежного сцепления арматуры и окружающего бетона, требований анкеровки, защиты стали от коррозии (долговечности), а также соответствующей огнестойкости [4, п. 6.3.4.2]. Величину c_{min} назначают не менее минимальной толщины защитного слоя бетона в зависимости от условия сцепления $c_{min,b}$, не менее минимальной толщины защитного слоя бетона в зависимости от условий защиты от воздействий окружающей среды $c_{min,dur}$ и не менее 10 мм [4, п. 6.3.4.3].

Минимальная толщина защитного слоя бетона для отдельных стержней в зависимости от условия сцепления $c_{min,b}$ принимается не менее диаметра стержня, максимального размера заполнителя (при номинальном максимальном диаметре крупного заполнителя более 32 мм $c_{min,b}$ увеличивают на 5 мм) [4, п. 6.3.4.4].

Минимальную толщину защитного слоя бетона в зависимости от условий защиты от воздействий окружающей среды $c_{min,dur}$ для арматурной стали и напрягающих элементов в бетоне нормального веса определяют для классов железобетонной конструкции из условий обеспечения долговечности в зависимости от классов экспозиции [4, п. 6.3.4.5]. Классы железобетонных конструкций зависят от проектного срока эксплуатации, класса бетона по прочности на сжатие и др. и принимаются согласно п. 6.3.4.5 и табл. 6.13 СП 5.03.01-2020 [4]. Минимальные классы бетона по прочности на сжатие для обеспечения долговечности конструкции принимаются в зависимости от классов экспозиции в соответствии с прил. Г СП 5.03.01-2020 [4]. Классы экспозиции соответствуют условиям окружающей среды – химическим и физическим воздействиям и влияниям, в которых находится конструкция в процессе эксплуатации (например, условия влажности). Классы экспозиции принимаются в соответствии с п. 6.3.2.2 и табл. 6.9 СП 5.03.01-2020 [4]. Рекомендуемые значения $c_{min,dur}$ для ненапрягаемой арматурной стали принимают согласно табл. 1.1 [4, табл. 6.11].

Таблица 1.1. Минимальная толщина защитного слоя бетона $c_{min,dur}$ из условий обеспечения долговечности для ненапрягаемой арматурной стали согласно EN 10080

Класс конструкции	Значение $c_{min,dur}$ для ненапрягаемой арматурной стали для классов экспозиции						
	X0	XC1	XC2, XC3	XC4	XD1	XD2	XD3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Минимальную толщину защитного слоя бетона для поперечной и распределительной арматуры следует принимать на 5 мм меньше значений, приведенных в табл. 1.1 для соответствующих классов экспозиции, но не менее 10 мм [4, п. 6.3.4.6].

При выполнении расчетов толщину защитного слоя бетона определяют как сумму значения величины минимальной толщины защитного слоя бетона c_{min} и допустимого отклонения толщины защитного слоя бетона Δc_{dev} , рекомендуемое значение которого – 10 мм [4, п. 6.3.4.13]. Значение отклонения толщины защитного слоя бетона Δc_{dev} допускается снижать в следующих случаях: для предприятий с сертифицированной системой контроля качества, включающей измерения толщины защитного слоя, $\Delta c_{dev} = 5 \dots 10$ мм; при использовании для контроля толщины защитного слоя высокоточных измерительных приборов с последующей отбраковкой элементов конструкций, не удовлетворяющих критериям соответствия, $\Delta c_{dev} = 0 \dots 10$ мм [4, п. 6.3.4.15].

Толщину защитного слоя бетона фундаментов из сборного железобетона принимают не менее 45 мм [4, п. 11.4.3].

Рабочая арматура.

Диаметры продольных стержней, устанавливаемые по расчету в сечении, должны быть в вязаных каркасах изгибаемых элементов не более 32 мм, в остальных случаях – не более 40 мм. В колоннах с размером меньшей стороны сечения 250 мм и более диаметр продольной арматуры принимают не менее 16 мм [4, п. 11.4.9.1]. Диаметр арматуры в подошве плитной части отдельных фундаментов должен быть не менее 12 мм и не более 18 мм [19].

В изгибаемых конструктивных элементах количество стержней, доводимых до опоры, и максимально допустимые расстояния между ними должны быть [4, п. 11.4.4.4]:

- в балках шириной менее 150 мм – не менее одного стержня;
- в балках шириной более 150 мм – не менее двух стержней площадью сечения не менее 50 % расчетного сечения арматуры;
- в плитах – стержни площадью сечения не менее 30 % сечения арматуры, подобранной из расчета на 1 м ширины сечения в зоне действия наибольшего изгибающего момента, выдерживая расстояние между стержнями не более 400 мм.

Обрываемые в пролете стержни продольной арматуры заводят за точку теоретического обрыва на расстояния [4, п. 11.4.10.3]:

- в растянутой зоне – не менее $0,5h$; $20\varnothing$ и l_{bd} (где h – высота конструкции в точке теоретического обрыва, \varnothing – диаметр обрываемого стержня, l_{bd} – базовая расчетная длина анкеровки арматуры);
- в сжатой зоне – не менее $20\varnothing$ и не менее 250 мм.

В сжатых и растянутых железобетонных элементах необходимо предусматривать постановку стержней в углах сечений [13].

В одном элементе рекомендуется назначать не более двух разных диаметров рабочих стержней, разница между которыми должна составлять не менее 2 мм [13, с. 232].

Наибольшее содержание (в процентах от площади рабочего сечения) растянутой или сжатой арматуры в сечении вне зон расположения соединений внахлест не должно превышать 5 % в колоннах и 4 % в других видах железобетонных конструкций [4, п. 11.2.1.1]. Минимальная площадь сечения продольной арматуры в железобетонных элементах принимается согласно п. 11.2.1 СП 5.03.01-2020 [4].

Расстояние в свету между стержнями продольной арматуры должно обеспечивать совместную работу бетона и арматуры, качественную укладку и уплотнение бетонной смеси и быть не менее значений, показанных на рис. 1.16 [4, п. 11.4.4.2, рис. 11.14].

Максимальные расстояния между осями стержней продольной арматуры, определяемые эффективностью работы бетонного сечения, усиленного арматурой, должны быть:

- в изгибаемых элементах – не более 400 мм;
- в линейных внецентренно-сжатых элементах – не более 500 мм в плоскости изгиба и не менее 400 мм в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба [4, п. 11.4.4.3].

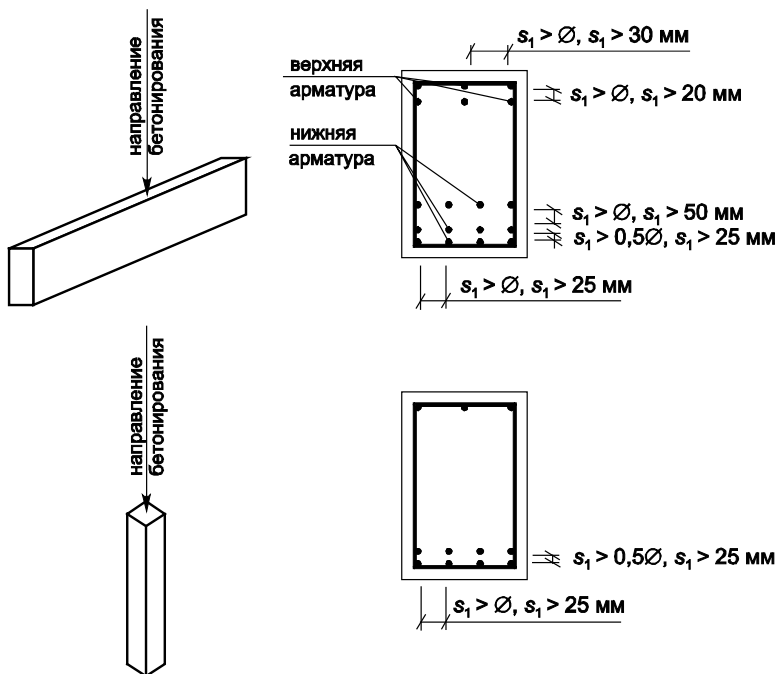


Рис. 1.16. Минимально допустимые расстояния между продольными стержнями арматуры в зависимости от положения конструкции при бетонировании горизонтальных и вертикальных элементов

Шаг рабочих арматурных стержней в сетках подошвы плитной части отдельных фундаментов принимается равным 100...200 мм [19].

Поперечная арматура.

Поперечную арматуру следует устанавливать исходя из расчета на восприятие усилий, а также с целью фиксации в проектном положении и предотвращения бокового выпучивания в любом направлении продольных стержней [4, п. 11.4.5.1].

Диаметры стержней поперечной арматуры принимают [4, табл. 15.2, п. 11.4.9.2; 13]:

- а) во внецентренно-сжатых линейных элементах:
 - в вязаных каркасах – не менее $0,25\varnothing$ рабочей арматуры, но не более 12 мм;

– в сварных каркасах – не менее диаметра, устанавливаемого из условия сварки с наибольшим назначенным по расчету диаметром продольной арматуры (табл. 1.2), но не более 14 мм;

б) в изгибаемых элементах:

– в вязаных каркасах – не менее 5 мм при высоте сечения до 800 мм включительно; не менее 8 мм – при высоте сечения более 800 мм;

– в сварных каркасах – не менее диаметра, устанавливаемого из условия сварки с наибольшим назначенным по расчету диаметром продольной арматуры (табл. 1.2), а также в соответствии с требованиями ТНПА по сварке.

Т а б л и ц а 1.2. Соотношение между диаметрами стержней при контактной точечной сварке

Диаметры продольных стержней, мм	3...10	12...16	20	25...32	40
Наименьшие диаметры поперечных стержней, мм	3	4	5	8	10

Руководствуясь опытом проектирования, диаметр поперечной арматуры в арматурных каркасах рекомендуется назначать не менее 6 мм [14, с. 46].

Минимальная и максимальная площадь сечения поперечной арматуры в железобетонных элементах принимается согласно п. 11.2.1 СП 5.03.01-2020 [4].

Расстояние между стержнями поперечной арматуры должно быть установлено с условием, чтобы обеспечивалось включение в работу арматуры при образовании и развитии наклонных трещин, а также закрепление продольной сжатой арматуры от выпучивания [4, п. 11.2.3.3].

Любая продольная арматура, установленная у поверхности железобетонной конструкции, должна охватываться поперечной арматурой, устанавливаемой с шагом не более 500 мм и не более удвоенной ширины грани элемента [4, п. 11.4.5.2].

Поперечная арматура может быть конструктивной (если поперечная сила по расчету может быть воспринята только бетоном) и рабочей (если поперечная сила не может быть воспринята только бетоном).

На участках, где поперечная сила по расчету может быть воспринята только бетоном, при рассмотрении вопроса об установке конструктивной поперечной арматуры необходимо руководствоваться следующим [4, п. 11.4.5.3]:

– в сплошных плитах, в часторебристых плитах высотой менее 300 мм, а также в балках (ребрах) высотой менее 150 мм поперечную арматуру допускается не устанавливать;

– в часторебристых плитах высотой 300 мм и более следует предусматривать установку конструктивной поперечной арматуры с шагом не более $0,75d$ (где d – рабочая высота сечения) и не более 500 мм;

– в балках (ребрах) высотой 150 мм и более следует предусматривать установку конструктивной поперечной арматуры с шагом не более $0,75d$ и не более 300 мм.

На участках, где поперечная сила по расчету не может быть воспринята только бетоном, устанавливают рабочую поперечную арматуру (по расчету) с выполнением следующих требований, определяющих шаг поперечных стержней [3, п. 10.3.13; 4, п. 11.4.5.4; 19]:

– для хомутов – не более $s_{l, \max} = 0,75d$ в продольном направлении (по российским нормам шаг поперечной арматуры назначается не более $0,5d$ и не более 300 мм); не более $s_{l, \max} = 0,75d \leq 600$ мм – в поперечном направлении;

– для отгибов – не более $s_{b, \max} = 0,6d(1 + \cos \alpha)$;

– по всей длине элемента из условия обеспечения работы продольной арматуры (при наименьшем ее диаметре), установленной по расчету в сжатой зоне сечения при $f_{yd} > 400$ Н/мм², – не более 400 мм и не более 12Ø и 15Ø рабочей арматуры в вязаных и сварных каркасах соответственно; при $f_{yd} \leq 400$ Н/мм² – не более 500 мм и не более 15Ø и 20Ø рабочей арматуры в вязаных и сварных каркасах соответственно.

На участках опирания изгибаемых железобетонных элементов должно устанавливаться не менее двух поперечных стержней диаметром не менее половины максимального диаметра рабочих стержней [13, с. 202].

В центрально-сжатых и внецентренно-сжатых линейных элементах поперечная арматура должна быть установлена с шагом [4, п. 11.4.5.6; 19]:

– на участках стыковки без сварки продольной рабочей арматуры – не более 10Ø рабочей арматуры;

– если площадь сечения сжатой продольной арматуры по расчету более 1,5 % – не более 10Ø рабочей арматуры и не более 300 мм;

– если все сечение сжато и общая площадь сечения продольной арматуры по расчету больше 3 % – не более 10Ø рабочей арматуры и не более 300 мм;

– по всей длине элемента из условия обеспечения работы продольной арматуры, установленной по расчету в сжатой зоне сечения при $f_{yd} > 400 \text{ Н/мм}^2$, – не более 12Ø и 15Ø рабочей арматуры в вязаных и сварных каркасах соответственно и не более 400 мм; при $f_{yd} \leq 400 \text{ Н/мм}^2$ – не более 15Ø и 20Ø рабочей арматуры в вязаных и сварных каркасах соответственно и не более 500 мм.

Во внецентренно-сжатых элементах конструктивное решение поперечной арматуры (хомутов, поперечных стержней, шпилек и т. д.) должно обеспечивать крепление стержней продольной арматуры (перегиб или сварка в вязаных или сварных каркасах соответственно) на расстоянии не более 400 мм по ширине грани сечения с шагом не более 500 мм по длине элемента [4, п. 11.4.5.7].

Поперечное армирование коротких консолей колонн выполняют горизонтальными и наклонными (под углом 45°) хомутами. Шаг хомутов должен быть не более: $0,25h$ (где h – высота консоли); 12Ø (где Ø – диаметр продольной растянутой арматуры консоли); 150 мм [4, п. 11.4.6].

Шаг поперечных стержней подколонников фундаментов назначают: при $f_{yd} \leq 400 \text{ Н/мм}^2$ – не более 15Ø и 20Ø рабочей арматуры в вязаных и сварных каркасах соответственно и не более 500 мм; при $f_{yd} > 400 \text{ Н/мм}^2$ – не более 12Ø и 15Ø рабочей арматуры в вязаных и сварных каркасах соответственно и не более 400 мм [19].

Монтажная арматура.

Диаметр монтажной арматуры принимается равным 10...12 мм, но не менее чем на 2 мм больше диаметра поперечных стержней [13, с. 234].

Конструирование арматурных сеток и каркасов.

При конструировании сварных арматурных сеток следует учитывать, что минимальная длина концов выступающих стержней должна составлять не менее 25 мм [13, с. 194]; при конструировании сварных арматурных каркасов – не менее 20 мм и не менее максимального диаметра свариваемых стержней [13, с. 195].

Для удобства укладки в форму или опалубку продольных рабочих арматурных стержней, не привариваемых к анкерующим деталям, в сетках и каркасах их концы должны отстоять от торца конструкции на расстояние: для сборных колонн длиной не более 18 м, сборных балок длиной не более 9 м, плит перекрытий и стеновых панелей пролетом не более 12 м – не менее 10 мм; для сборных колонн длиной более 18 м, а также опор и мачт любой длины – не менее 15 мм [4,

п. 11.4.4.1]. Торцы поперечных стержней сварных каркасов должны отстоять от торца конструкции на расстоянии не менее 5 мм [4, п. 11.4.4.1].

Вопросы для самоконтроля

1. Что такое предельное состояние?
2. Какие выделяют группы предельных состояний и какие расчеты по ним проводятся?
3. Какие выделяют виды нагрузок и воздействий?
4. Что такое характеристическая (нормативная) нагрузка?
5. Что такое репрезентативная (нормативная) нагрузка?
6. Как в расчетах используются коэффициенты сочетаний переменных нагрузок?
7. Что такое расчетная нагрузка?
8. Как в расчетах используется частный коэффициент безопасности по нагрузке?
9. Что такое бетон?
10. Какие бывают классы бетона по прочности на осевое сжатие?
11. Что означают числа в классах бетона по прочности на осевое сжатие?
12. Что такое арматура?
13. Какие бывают классы арматуры?
14. Что означают числа в классах арматуры?
15. Что такое нормативное (характеристическое) и расчетное сопротивление материала?
16. Как в расчетах используется частный коэффициент безопасности для бетона (арматуры)?
17. Какие существуют виды арматуры?
18. Что такое рабочая арматура?
19. Что такое конструктивная арматура?
20. Что такое монтажная арматура?
21. Какие бывают арматурные изделия?
22. Что такое арматурная сетка?
23. Что такое арматурный каркас?
24. Какие бывают проволочные изделия?
25. Что такое железобетон?
26. Для чего выполняется предварительное напряжение железобетонных конструкций?

27. Что такое каркасные здания и сооружения?
28. Из каких конструктивных элементов могут состоять каркасные здания?
29. Какие железобетонные конструкции и их элементы работают на изгиб, сжатие, растяжение?
30. Что такое плита?
31. Какие бывают виды железобетонных плит?
32. Как армируются железобетонные плиты?
33. Что такое балка?
34. Какие бывают виды железобетонных балок?
35. Как армируются железобетонные балки?
36. Что такое ферма?
37. Какие бывают виды железобетонных ферм?
38. Как армируются железобетонные фермы?
39. Что такое колонна?
40. Какие бывают виды железобетонных колонн?
41. Как армируются железобетонные колонны?
42. Что такое фундамент?
43. Какие бывают виды фундаментов?
44. Как армируются железобетонные фундаменты?
45. Что такое защитный слой бетона и в каких целях его необходимо предусматривать?

2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ РЕБРИСТОЙ ПЛИТЫ ПОКРЫТИЯ

Исходные данные.

Конструкция покрытия.

Покрытие состоит из следующих слоев и конструкций (рис. 2.1):

- трехслойный рубероидный ковер на мастике (собственный вес одного слоя $m_{р1} = 0,05 \text{ кН/м}^2$);
- цементно-песчаная стяжка (толщина $\delta = 30 \text{ мм}$, плотность $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$);
- пароизоляция (собственный вес $m_{п} = 0,1 \text{ кН/м}^2$);
- плита покрытия.

Шаг балок (номинальная длина плиты покрытия) $l = 6 \text{ м}$.



Рис. 2.1. Состав покрытия

Размеры плиты.

Возможны два варианта конструкции плит, в зависимости от которых будут производиться два варианта расчета.

Вариант 1.

Длина плиты – 5 970 мм; ширина плиты – 2 980 мм; ширина продольного ребра по низу – 65 мм; высота плиты (продольного ребра) – 300 мм; толщина полки – 50 мм; расстояние между поперечными ребрами – 980 мм; высота поперечных ребер – 150 мм; ширина поперечного ребра по низу – 50 мм. Конструкция плиты покрытия изображена на рис. 2.2.

Вариант 2.

Длина плиты – 5 970 мм; ширина плиты – 1 490 мм; ширина продольного ребра по низу – 65 мм; высота плиты (продольного ребра) –

300 мм; толщина полки – 50 мм; расстояние между поперечными ребрами – 980 мм; высота поперечных ребер – 150 мм; ширина поперечного ребра по низу – 50 мм. План раскладки таких плит покрытия показан в прил. Д, конструкция плиты покрытия изображена на рис. 2.3 и в прил. Е.

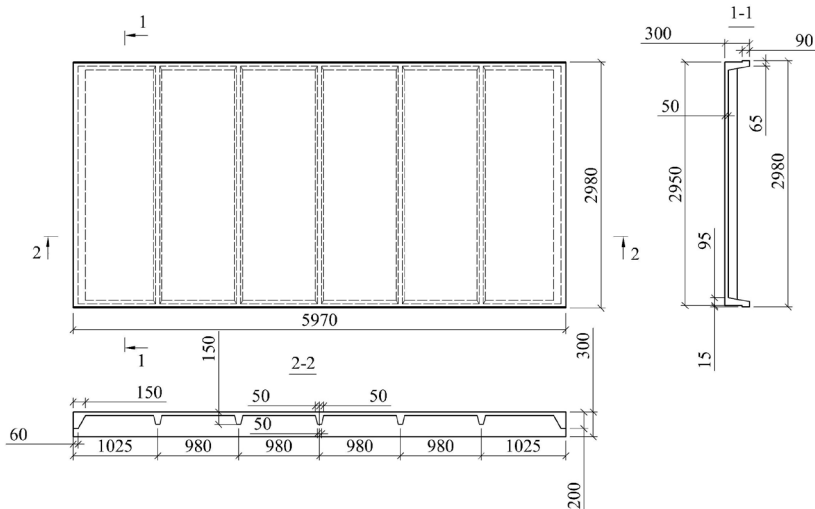


Рис. 2.2. Конструкция плиты покрытия размером 3×6 м

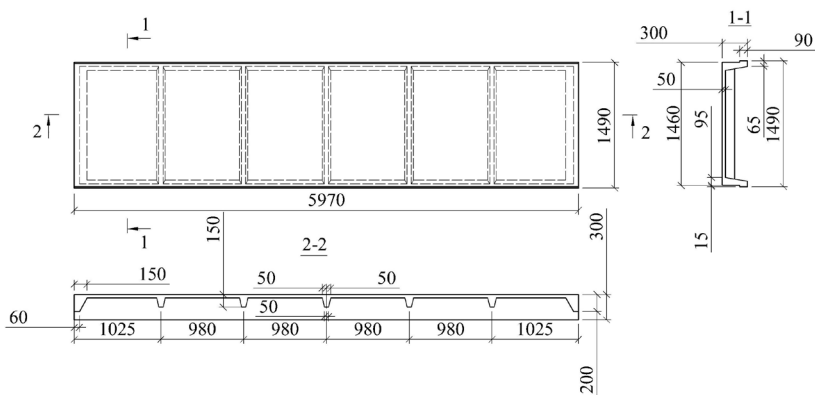


Рис. 2.3. Конструкция плиты покрытия размером 1,5×6 м

Материалы для плиты.

Плита выполнена из тяжелого бетона (объемный вес $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$) класса по прочности на осевое сжатие С30/37, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении. Марка бетонной смеси по удобоукладываемости – П1. Плита изготовлена на предприятии с сертифицированной системой контроля качества, включающей измерения толщины защитного слоя.

Расчетное сопротивление бетона класса С30/37 сжатию (расчетная прочность на сжатие)

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ МПа,}$$

где f_{ck} – нормативное сопротивление бетона сжатию (характеристическая прочность на сжатие);

γ_c – частный коэффициент безопасности для бетона.

Прочность бетона на осевое растяжение, установленная для проектирования конструкций, $f_{ctm} = 2,9 \text{ МПа}$ (прил. Б).

Модуль упругости бетона $E_{cm} = 37 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ (прил. В) для марки бетонной смеси по удобоукладываемости П2. Плита заводского изготовления, бетон подвергнут тепловой обработке, следовательно, значение приведенного модуля упругости следует умножить на коэффициент 0,9 (прил. В):

$$E_{cm} = 0,9 \cdot 37 \cdot 10^3 = 33,3 \cdot 10^3 \text{ МПа.}$$

Классы арматуры по прочности на растяжение:

- для рабочей арматуры в полке плиты – S500;
- для распределительной арматуры в полке плиты – S500;
- для рабочей продольной арматуры в продольных и поперечных ребрах плиты – S500;
- для поперечной арматуры в продольных и поперечных ребрах плиты – S240;
- для монтажной арматуры в продольных и поперечных ребрах плиты – S240.

Расчетное сопротивление арматуры класса S500 растяжению

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ МПа,}$$

где f_{yk} – нормативное (характеристическое) сопротивление арматуры растяжению;

γ_s – частный коэффициент безопасности для арматуры.

Модуль упругости ненапрягаемой арматуры $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа [4, п. 6.2.2.13].

Условия эксплуатации.

Класс среды по условиям эксплуатации конструкции – ХС4. Класс железобетонной конструкции – S2. Класс надежности – RC1. Категория использования покрытия – Н (неэксплуатируемая кровля, за исключением случаев проведения технического обслуживания и ремонтных работ) [6, табл. 6.9]. Район строительства – г. Горки. Высота местности над уровнем моря $A = 191$ м.

2.1. Расчет плиты покрытия по предельным состояниям несущей способности (первая группа)

Нагрузки на 1 м^2 плиты покрытия складываются из постоянной нагрузки (от собственного веса плиты и конструкции кровли) и переменной (снеговая нагрузка и функциональная нагрузка на кровлю).

Характеристическое (нормативное) значение снеговой нагрузки на грунт определяется в соответствии с районом строительства и высотой местности над уровнем моря по прил. А [7, рис. НП.1 (ВУ), табл. НП.1.1 (ВУ)]. Город Горки расположен в подрайоне 1в снегового района 1, значит, характеристическое (нормативное) значение снеговой нагрузки на грунт составит:

$$s_k = 1,35 + \frac{0,38(A - 140)}{100} = 1,35 + \frac{0,38 \cdot (191 - 140)}{100} = 1,54 \text{ кН/м}^2,$$

где A – высота местности над уровнем моря.

Снеговая нагрузка на покрытие определяется по формуле

$$s = \mu_i C_e C_t s_k,$$

где μ_i – коэффициент формы снеговых нагрузок: без учета заносов – μ_1 (для квазигоризонтальных покрытий $\mu_1 = 0,8$ [7, рис. 5.1, табл. 5.2]), с учетом заносов – μ_2 (в учебных целях не учитываем);

C_e – коэффициент окружающей среды; для обычных условий местности $C_e = 1,0$ [7, табл. НП.1.3 (ВУ)];

C_t – температурный коэффициент окружающей среды; в нашем случае $C_t = 1,0$ [7, табл. НП.1, п. 5.2(8)].

Снеговая нагрузка на покрытие без учета заносов составит:

$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,54 = 1,23 \text{ кН/м}^2.$$

2.1.1. Расчет полки плиты покрытия по прочности

Значения характеристических (нормативных) нагрузок и частных коэффициентов для расчета полки плиты по прочности сведены в табл. 2.1. Значения коэффициентов сочетаний переменных нагрузок ψ (ψ_0 , ψ_1 , ψ_2) для зданий [8, табл. НП.1, табл. А1.1(В)], частных коэффициентов по нагрузке γ_F [8, прил. А1, табл. НП.1], а также коэффициентов k_{FI} , применяемых к нагрузкам для дифференциации надежности [8, табл. В.3], принимаются по СН 2.01.01-2019 (см. п. 1.2).

Т а б л и ц а 2.1. Значения характеристических (нормативных) нагрузок и частных коэффициентов для расчета полки плиты по прочности

Наименование нагрузки	Характеристическая (нормативная) нагрузка	$\psi_{0,i}$	γ_F	k_{FI}
I. Постоянные нагрузки				
Трехслойный рубероидный ковер на мастике (вес одного слоя – 0,05 кН/м ²)	$g_p = 3 \cdot 0,05 = 0,15 \text{ кН/м}^2$	–	1,35	0,90
Цементно-песчаная стяжка (толщина – 30 мм, плотность – 1 800 кг/м ³)	$g_{ст} = 0,03 \cdot 18 = 0,54 \text{ кН/м}^2$	–	1,35	0,90
Пароизоляция	$g_{пар} = 0,1 \text{ кН/м}^2$	–	1,35	0,90
Собственный вес полки ребристой плиты (толщина – 50 мм, плотность – 2 500 кг/м ³)	$g_{пол} = 0,05 \cdot 25 = 1,25 \text{ кН/м}^2$	–	1,35	0,90
И т о г о...	$g_k = 2,04 \text{ кН/м}^2$			
II. Временные нагрузки				
Снеговая нагрузка на покрытие	$s = 1,23 \text{ кН/м}^2$	0,6	1,5	0,90
Функциональная нагрузка для покрытия категории использования Н [6, табл. НП 6.10]	$q_{\psi} = 0,50 \text{ кН/м}^2$	0	1,5	0,90
И т о г о...	$q_k = 1,73 \text{ кН/м}^2$			

Определим основные сочетания нагрузок на полку плиты (см. п. 1.2). В нашем случае они будут иметь следующий вид:
первое основное сочетание:

$$\begin{aligned}
 p_1 &= k_{FI} \gamma_{F,g} g_k + k_{FI} \gamma_{F,q} \Psi_{0,1} s + k_{FI} \gamma_{F,q} \Psi_{0,2} q_{\Phi} = \\
 &= 0,90 \cdot 1,35 \cdot 2,04 + 0,90 \cdot 1,50 \cdot 0,6 \cdot 1,23 + \\
 &\quad + 0,90 \cdot 1,50 \cdot 0 \cdot 0,50 = 3,47 \text{ кН/м}^2;
 \end{aligned}$$

второе основное сочетание:

$$\begin{aligned}
 p_2 &= k_{FI} \xi \gamma_{F,g} g_k + k_{FI} \gamma_{F,q} s + k_{FI} \gamma_{F,q} \Psi_{0,2} q_{\Phi} = \\
 &= 0,90 \cdot 0,85 \cdot 1,35 \cdot 2,04 + 0,90 \cdot 1,50 \cdot 1,23 + \\
 &\quad + 0,90 \cdot 1,50 \cdot 0 \cdot 0,50 = 3,77 \text{ кН/м}^2,
 \end{aligned}$$

где $\gamma_{F,g}$, $\gamma_{F,q}$ – частные коэффициенты безопасности для конкретных соответственно постоянных и переменных нагрузок;

$\xi = 0,85$ – коэффициент уменьшения для неблагоприятно действующей постоянной нагрузки [8, табл. НП.1, табл. А1.2(В)].

Наиболее благоприятным будет являться второе сочетание нагрузок. Для выполнения расчета принимаем полосу шириной $b = 1\,000$ мм. Нагрузка на 1 м длины полосы будет равна нагрузке, полученной при расчете второго основного сочетания p_2 , умноженной на ширину грузовой площади (ширину полосы b):

$$q = p_2 b = 3,77 \cdot 1 = 3,77 \text{ кН/м.}$$

Полка ребристой плиты покрытия опирается на продольные и поперечные ребра и представляет собой многопролетную конструкцию. Полка может рассчитываться как балочная плита при отношении длин между продольными и поперечными ребрами $l_2 / l_1 \geq 2$ (вариант 1) или как плита, опертая по контуру – $l_2 / l_1 < 2$ (вариант 2) [4, п. 5.5.11].

Вариант 1.

Определим расчетные (эффективные) пролеты полки плиты, опирающейся на продольные и поперечные ребра, в меньшем по длине направлении l_1 и большем по длине направлении l_2 . Расчетные (эффективные) пролеты определяются по формуле

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2,$$

где l_n – расстояние в свету между фактическими краями опор;

a_1 , a_2 – расстояние от расчетной точки опоры до внутренней грани фактической опоры (для обоих концов пролета) [4, п. 5.5.2.5].

$$a_i = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5h \\ 0,5t \end{array} \right\},$$

где h – высота рассчитываемого элемента;
 t – ширина опоры [4, п. 5.5.2.5].

Тогда

$$l_2 = (2,95 - 2 \cdot 0,095) + 2 \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \cdot 0,050 \\ 0,5 \cdot 0,095 \end{array} \right\} = 2,81 \text{ м};$$

$$\begin{aligned} \text{средний } l_{1,\text{cp}} &= (0,98 - 2 \cdot (0,050)) + \\ &+ 2 \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \cdot 0,050 \\ 0,5 \cdot (0,050 + 0,050) \end{array} \right\} = 0,93 \text{ м}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{крайний } l_{1,\text{кр}} &= (1,025 - 0,150 - 0,050) + \\ &+ \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \cdot 0,050 \\ 0,5 \cdot 0,150 \end{array} \right\} + \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \cdot 0,050 \\ 0,5 \cdot (0,050 + 0,050) \end{array} \right\} = 0,875 \text{ м}. \end{aligned}$$

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{2,81}{0,93} = 3,02 > 2,$$

значит, полку рассчитываем как балочную плиту с расчетными (эффективными) пролетами $l_{1,\text{cp}} = 0,93$ м, $l_{1,\text{кр}} = 0,875$ м.

Значения расчетных изгибающих моментов:

в первом пролете и на первой промежуточной опоре

$$M_{Ed,\text{кр}} = \frac{ql_{1,\text{кр}}^2}{11} = \frac{3,77 \cdot 0,875^2}{11} = 0,26 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

в средних пролетах и на средних опорах

$$M_{Ed,\text{cp}} = \frac{ql_{1,\text{cp}}^2}{16} = \frac{3,77 \cdot 0,93^2}{16} = 0,20 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Принимаем толщину защитного слоя бетона $c_{cov} = 25$ мм (см. п. 1.10) [4, п. 6.3.4]. Тогда рабочая (эффективная) высота сечения (расстояние от наиболее сжатой грани сечения до центра тяжести поперечного сечения рабочей продольной арматуры) будет равна (рис. 2.4):

$$d = h_f' - (c_{cov} + 0,5\emptyset) = 50 - (25 + 0,5 \cdot 5) = 22,5 \text{ мм},$$

где \emptyset – предполагаемый диаметр арматуры.

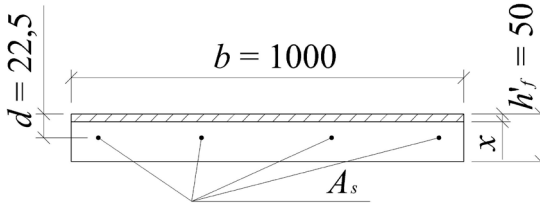


Рис. 2.4. Расчетное сечение полки плиты

При расчете изгибаемых элементов по прочности сечений, нормальных к продольной оси, следует соблюдать условие

$$\xi \leq \xi_{\text{lim}},$$

где ξ – относительная высота сжатой зоны;

ξ_{lim} – граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона, при которой предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению f_{yd} .

$$\xi = \frac{x}{d},$$

где x – высота сжатой зоны бетона (см. рис. 2.4).

Кроме высоты сжатой зоны x выделяют эффективную высоту условной сжатой зоны:

$$x_{\text{eff}} = \lambda x,$$

где λ – коэффициент, принимаемый для бетонов классов по прочности на сжатие не выше C50/60 равным 0,8, для бетонов классов по прочности на сжатие C55/67 и выше $\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50) / 400$ [4, п. 6.1.5.5].

Определяем относительный момент:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b d^2} = \frac{0,26 \cdot 10^6}{1 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 22,5^2} = 0,026,$$

где η – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, неблагоприятный способ ее приложения и др.; для бетонов классов по прочности на сжатие не выше C50/60 $\eta = 1,0$, для бетонов классов по прочности на сжатие C55/67 и выше $\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50) / 200$ [4, п. 6.1.5.5].

Определим относительную высоту сжатой зоны бетона:

$$\xi = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{\lambda} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,026}}{0,8} = 0,033.$$

Определяем относительную деформацию арматуры, при достижении напряжениями в ней расчетного сопротивления:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{2 \cdot 10^5} = 0,0022 = 2,2 \text{ ‰}.$$

Определим граничную относительную высоту сжатой зоны бетона:

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,2 + 3,5} = 0,614,$$

где ε_{cu2} – относительная деформация бетона, соответствующая предельной сжимаемости бетона (прил. Б).

Условие $\xi = 0,033 < \xi_{lim} = 0,614$ соблюдается. Имеем нормально армированное сечение.

Относительное плечо внутренней пары сил ($\eta_u = z / d$, где z – плечо внутренней пары сил) можно определить при наличии известного значения относительной высоты сжатой зоны по формуле

$$\eta_u = 1 - 0,5\lambda\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,033 = 0,987.$$

Требуемая площадь сечения рабочей арматуры

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} d \eta_u} = \frac{0,26 \cdot 10^6}{435 \cdot 22,5 \cdot 0,987} = 26,91 \text{ мм}^2.$$

Определяем фактический коэффициент (процент) продольного ар-

мирования ρ_l и минимально допустимый процент продольного армирования ρ_{\min} :

$$\rho_l = \frac{A_s}{db} 100 \% = \frac{26,91}{22,5 \cdot 1000} \cdot 100 \% = 0,112 \%;$$

$$\rho_{\min} = 26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 26 \cdot \frac{2,9}{500} = 0,151 \%.$$

Необходимо соблюдать следующее условие [4, табл. 11.1]:

$$0,13 \% \leq \rho_l \geq \rho_{\min}.$$

В нашем случае

$$0,13 \% > \rho_l = 0,112 \% < \rho_{\min} = 0,151 \%.$$

Условие не выполняется. Принимаем требуемую площадь сечения рабочей арматуры из условия $\rho_l \geq 0,151 \%$:

$$A_{s,req} = \frac{\rho_l db}{100 \%} = \frac{0,151 \% \cdot 22,5 \cdot 1000}{100 \%} = 33,98 \text{ мм}^2.$$

Принимаем по сортаменту (прил. Г) рабочие стержни $\text{Ø}4 \text{ S}500$, установленные с шагом 200 мм [13, прил. VII] и $A_s = 63 \text{ мм}^2$ на 1 м ширины сечения полки плиты. Распределительная арматура также принимается по сортаменту (из расчета не менее 10 % от площади сечения рабочей арматуры) – $\text{Ø}4 \text{ S}500$, устанавливается с шагом 200 мм [13, прил. VII].

После расчета по прочности и подбора арматуры выполняется конструирование сетки С-1, расположенной в полке плиты.

Вариант 2.

Определим расчетные (эффективные) пролеты полки плиты, опирающейся на продольные и поперечные ребра, в меньшем по длине направлении l_1 и большем по длине направлении l_2 (методика определения эффективных пролетов представлена в расчете по варианту 1):

$$l_2 = (1,46 - 2 \cdot 0,095) + 2 \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \cdot 0,050 \\ 0,5 \cdot 0,095 \end{array} \right\} = 1,32 \text{ м};$$

$$\text{средний } l_{1,cp} = (0,98 - 2 \cdot 0,050) +$$

$$+ 2 \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \cdot 0,050 \\ 0,5 \cdot (0,050 + 0,050) \end{array} \right\} = 0,93 \text{ м};$$

$$\begin{aligned} & \text{крайний } l_{1,\text{кр}} = (1,025 - 0,150 - 0,050) + \\ & + \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \cdot 0,050 \\ 0,5 \cdot 0,150 \end{array} \right\} + \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \cdot 0,050 \\ 0,5 \cdot (0,050 + 0,050) \end{array} \right\} = 0,875 \text{ м}. \end{aligned}$$

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{1,32}{0,93} = 1,42 < 2.$$

Значит, полку рассчитываем как плиту, опертую по контуру, с расчетными (эффективными) пролетами $l_{1,\text{ср}} = 0,93 \text{ м}$, $l_{1,\text{кр}} = 0,875 \text{ м}$.

Принимаем толщину защитного слоя бетона $c_{\text{cov}} = 25 \text{ мм}$ (см. п. 1.10) [4, п. 6.3.4]. Тогда рабочая (эффективная) высота сечения будет равна:

$$d = h_f - (c_{\text{cov}} + 0,5\emptyset) = 50 - (25 + 0,5 \cdot 5) = 22,5 \text{ мм},$$

где \emptyset – предполагаемый диаметр арматуры.

Усилие в плите определяем с учетом ее опирания на продольные и поперечные ребра по всему контуру и перераспределения усилий вследствие пластических деформаций:

$$\frac{ql_1^2}{12} (3l_2 - l_1) = (2M_1 + M_1 + M_1')l_2 + (2M_2 + M_{\text{II}} + M_{\text{II}}')l_1,$$

где M_1, M_2 – пролетные моменты;

$M_1, M_{\text{II}}, M_1', M_{\text{II}}'$ – опорные моменты (в рассматриваемом случае принимаются равными соответствующим пролетным моментам).

Изгибающие моменты плиты M зависят от площади арматуры A_s и определяются по формуле

$$M = f_{yd} A_s z,$$

где $z = 0,95d$ – плечо внутренней пары сил.

Соотношения между расчетными моментами в плитах, опертых по контуру, приведены в табл. 2.2 [10, табл. XI.2].

Т а б л и ц а 2.2. Соотношения между расчетными моментами

l_2 / l_1	M_2 / M_1
1...1,5	0,2...1
1,5...3	0,15...0,5

Так как в нашем случае $l_2 / l_1 = 1,42$, то $M_2 / M_1 = 0,9$. Тогда уравнение усилий примет вид:

$$\begin{aligned} \frac{ql_1^2}{12}(3l_2 - l_1) &= (2M_1 + M_I + M'_I)l_2 + (2M_2 + M_{II} + M'_{II})l_1 = \\ &= 4M_1l_2 + 4M_2l_1 = 4M_1l_2 + 4 \cdot 0,9M_1l_1 = M_1(4l_2 + 3,6l_1). \end{aligned}$$

Отсюда

$$M_1 = \frac{ql_1^2}{12(4l_2 + 3,6l_1)}(3l_2 - l_1).$$

Так как кроме этого

$$M_1 = \zeta f_{yd} A_s = 0,95 f_{yd} A_s d,$$

то

$$M_1 = \frac{ql_1^2}{12(4l_2 + 3,6l_1)}(3l_2 - l_1) = 0,95 f_{yd} A_s d.$$

Тогда требуемая площадь сечения рабочей арматуры будет равна:

$$\begin{aligned} A_{s,req} &= \frac{ql_1^2}{12(4l_2 + 3,6l_1)0,95 f_{yd} d}(3l_2 - l_1) = \\ &= \frac{3,77 \cdot 0,93^2 \cdot 10^6}{12 \cdot (4 \cdot 1,32 + 3,6 \cdot 0,93) \cdot 10^3 \cdot 0,95 \cdot 435 \cdot 22,5} (3 \cdot 1,32 - 0,93) \cdot 10^3 = \\ &= 10,3 \text{ мм}^2. \end{aligned}$$

Определяем фактический коэффициент (процент) продольного армирования ρ_l и минимально допустимый процент продольного армирования ρ_{\min} :

$$\rho_l = \frac{A_s}{db} 100 \% = \frac{10,3}{22,5 \cdot 1000} \cdot 100 \% = 0,046 \%;$$

$$\rho_{\min} = 26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} = 26 \cdot \frac{2,9}{500} = 0,151 \%.$$

Необходимо соблюдать следующее условие [4, табл. 11.1]:

$$0,13 \% \leq \rho_l \leq \rho_{\min}.$$

В нашем случае

$$0,13 \% > \rho_l = 0,046 \% < \rho_{\min} = 0,151 \%.$$

Условие не выполняется. Принимаем требуемую площадь сечения рабочей арматуры из условия $\rho_l \geq 0,151 \%$:

$$A_{s,req} = \frac{\rho_l db}{100 \%} = \frac{0,151 \% \cdot 22,5 \cdot 1000}{100 \%} = 33,98 \text{ мм}^2.$$

Принимаем по сортаменту (прил. Г) рабочие стержни в обоих направлениях $\varnothing 4$ S500, установленные с шагом 300 мм [13, прил. VII] и $A_s = 38 \text{ мм}^2$ на 1 м ширины сечения полки плиты.

После расчета по прочности и подбора арматуры выполняется конструирование сетки С-1, расположенной в полке плиты (прил. Е).

2.1.2. Расчет продольных ребер плиты покрытия по прочности

Дальнейший расчет проведем для варианта 2.

Продольное ребро плиты покрытия рассматриваем как свободно лежащую балку на двух опорах, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой.

Расчетная схема продольного ребра плиты приведена на рис. 2.5.

Расчетный (эффективный) пролет принимаем равным:

$$l_0 = l - 2 \frac{b}{2} + 2 \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5h \\ 0,5b \end{array} \right\} = 6000 - 2 \cdot \frac{200}{2} + 2 \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \cdot 300 \\ 0,5 \cdot 200 \end{array} \right\} = 6000 \text{ мм},$$

где l – шаг балок;
 h – высота плиты;
 b – предполагаемая ширина балок.

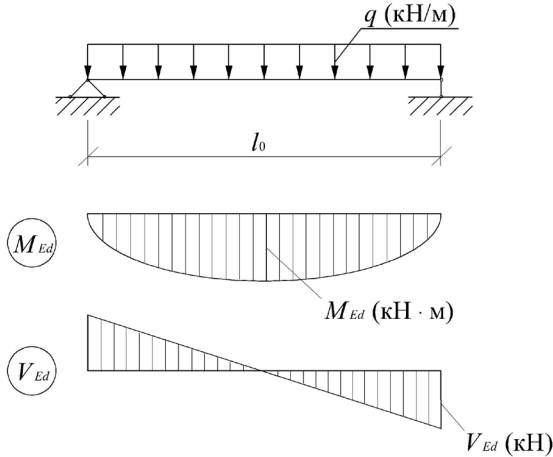


Рис. 2.5. Расчетная схема продольного ребра плиты

Определим характеристическую (нормативную) нагрузку от собственной массы плиты:

$$g_{пл} = V_{пл} \rho g / A_{пл},$$

где $V_{пл}$ – объем плиты;
 ρ – плотность бетона;
 g – ускорение свободного падения;
 $A_{пл}$ – площадь плиты в плане.

$$\begin{aligned} g_{пл} = & [(50 \cdot 1490 + 2 \cdot (1/2) \cdot (95 + 15 + 65) \cdot (300 - 50)) \cdot 5970 + \\ & + 2 \cdot (1/2) \cdot (150 + 60) \cdot (200 - 50) \cdot (1490 - 2 \cdot 65) + \\ & + 5 \cdot (1/2) \cdot (50 + 100) \cdot (150 - 50) \cdot (1490 - 2 \cdot 65)] \cdot 10^{-9} \times \\ & \times 2500 \cdot 9,81 / (5,970 \cdot 1,490) = 2210 \text{ Н/м}^2 = 2,21 \text{ кН/м}^2. \end{aligned}$$

Значения характеристических (нормативных) нагрузок и частных коэффициентов для расчета продольных ребер плиты по прочности сведены в табл. 2.3.

Т а б л и ц а 2.3. Значения характеристических (нормативных) нагрузок и частных коэффициентов для расчета продольных ребер плиты по прочности

Наименование нагрузки	Характеристическая (нормативная) нагрузка	$\Psi_{0,i}$	γ_F	k_{FI}
I. Постоянные нагрузки				
Трехслойный рубероидный ковер на мастике (см. табл. 2.1)	$g_p = 0,15 \text{ кН/м}^2$	–	1,35	0,90
Цементно-песчаная стяжка (см. табл. 2.1)	$g_{ст} = 0,54 \text{ кН/м}^2$	–	1,35	0,90
Пароизоляция (см. табл. 2.1)	$g_{пар} = 0,1 \text{ кН/м}^2$	–	1,35	0,90
Собственный вес ребристой плиты	$g_{пл} = 2,21 \text{ кН/м}^2$	–	1,35	0,90
И т о г о ...	$g_k = 3,00 \text{ кН/м}^2$			
II. Временные нагрузки				
Снеговая нагрузка на покрытие (см. табл. 2.1)	$s = 1,23 \text{ кН/м}^2$	0,6	1,5	0,90
Функциональная нагрузка для покрытия категории использования Н (см. табл. 2.1) [6, табл. НП 6.10]	$q_{\phi} = 0,50 \text{ кН/м}^2$	0	1,5	0,90
И т о г о ...	$q_k = 1,73 \text{ кН/м}^2$			

Определим основные сочетания нагрузок на плиту (см. п. 1.2). В нашем случае они будут иметь следующий вид:
первое основное сочетание:

$$\begin{aligned}
 p_1 &= k_{FI} \gamma_{F,g} g_k + k_{FI} \gamma_{F,q} \Psi_{0,1} s + k_{FI} \gamma_{F,q} \Psi_{0,2} q_{\phi} = \\
 &= 0,90 \cdot 1,35 \cdot 3,00 + 0,90 \cdot 1,50 \cdot 0,6 \cdot 1,23 + \\
 &\quad + 0,90 \cdot 1,50 \cdot 0 \cdot 0,50 = 4,64 \text{ кН/м}^2;
 \end{aligned}$$

второе основное сочетание:

$$\begin{aligned}
 p_2 &= k_{FI} \zeta \gamma_{F,g} g_k + k_{FI} \gamma_{F,q} s + k_{FI} \gamma_{F,q} \Psi_{0,2} q_{\phi} = \\
 &= 0,90 \cdot 0,85 \cdot 1,35 \cdot 3,00 + 0,90 \cdot 1,50 \cdot 1,23 + \\
 &\quad + 0,90 \cdot 1,50 \cdot 0 \cdot 0,50 = 4,76 \text{ кН/м}^2.
 \end{aligned}$$

Наиболее неблагоприятным будет являться второе сочетание нагрузок $p_2 = 4,76 \text{ кН/м}^2$. Нагрузка на 1 м длины продольных ребер будет равна нагрузке, полученной при расчете второго основного сочетания p_2 , умноженной на ширину плиты B :

$$q = p_2 B = 4,76 \cdot 1,490 = 7,1 \text{ кН/м.}$$

Значения расчетных усилий (изгибающего момента и поперечной силы соответственно):

$$M_{Ed} = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{7,1 \cdot 6,0^2}{8} = 31,9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$V_{Ed} = \frac{ql_0}{2} = \frac{7,1 \cdot 6,00}{2} = 21,3 \text{ кН}.$$

Чтобы рассчитать ребристую железобетонную плиту покрытия, приводим ее к тавровому сечению (рис. 2.6). Размеры таврового сечения: высота сечения $h = 300$ мм, ширина полки $b'_f = 1460$ мм, высота полки $h'_f = 50$ мм, ширина ребра $b_w = 130$ мм.

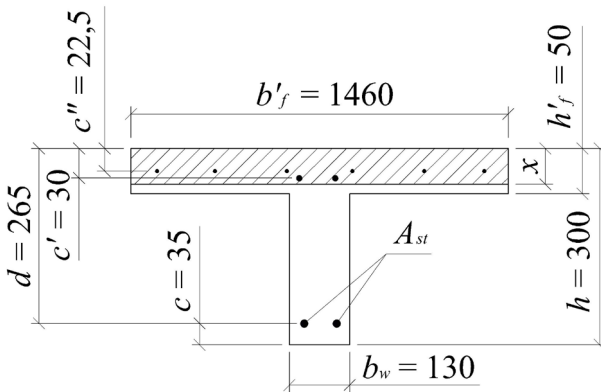


Рис. 2.6. Расчетное сечение продольных ребер плиты

При расчете изгибаемых элементов таврового сечения сначала определяется положение нейтральной оси, так как граница сжатой зоны может находиться и в полке, и в ребре, и возможны два случая расчета.

Устанавливаем расчетный случай для таврового сечения. Для этого проверяем условие

$$M_{Rdf} > M_{Ed},$$

где M_{Rdf} – момент, воспринимаемый полкой плиты;

M_{Ed} – момент, вызванный действием внешней нагрузки.

При соблюдении этого условия нейтральная ось проходит в полке

плиты, если условие не соблюдается, т. е. $M_{Rd,f} < M_{Ed}$, нейтральная ось проходит в ребре. Если нейтральная ось проходит в полке, сечение рассматривается как прямоугольное с шириной b'_f .

$$M_{Rd,f} = \eta f_{cd} b'_f h'_f \left(d - \frac{h'_f}{2} \right),$$

где η – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, неблагоприятный способ ее приложения и др.; для бетонов классов по прочности на сжатие не выше C50/60 $\eta = 1,0$, для бетонов классов по прочности на сжатие C55/67 и выше $\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50) / 200$ [4, п. 6.1.5.5];

d – рабочая (эффективная) высота сечения (расстояние от наиболее сжатой грани сечения до центра тяжести поперечного сечения рабочей продольной арматуры).

Принимаем толщину защитного слоя бетона $c_{cov} = 25$ мм (см. п. 1.10) [4, п. 6.3.4], тогда рабочая (эффективная) высота сечения будет равна (см. рис. 2.6):

$$d = h - c = h - (c_{cov} + 0,5\varnothing) = 300 - (25 + 0,5 \cdot 20) = 265 \text{ мм},$$

где \varnothing – предполагаемый диаметр рабочей продольной арматуры.

$$M_{Rd,f} = 1 \cdot 20,00 \cdot 10^3 \cdot 1,46 \cdot 0,05 \cdot \left(0,265 - \frac{0,05}{2} \right) = 350,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Так как

$$M_{Rd,f} = 350,4 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Ed} = 31,9 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

нейтральная ось проходит в пределах полки. Сечение рассматриваем как прямоугольное с шириной b'_f .

Определяем относительный момент:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b'_f d^2} = \frac{31,9 \cdot 10^6}{1 \cdot 20 \cdot 1460 \cdot 265^2} = 0,016.$$

Определим относительную высоту сжатой зоны бетона:

$$\xi = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{\lambda} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,016}}{0,8} = 0,020,$$

где λ – коэффициент, принимаемый для бетонов классов по прочности на сжатие не выше C50/60 равным 0,8, для бетонов классов по прочности на сжатие C55/67 и выше $\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50) / 400$ [4, п. 6.1.5.5].

Определяем относительную деформацию арматуры при достижении напряжениями в ней расчетного сопротивления:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{2 \cdot 10^5} = 0,0022 = 2,2 \text{ ‰}.$$

Определим граничную относительную высоту сжатой зоны бетона:

$$\xi_{\text{lim}} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,2 + 3,5} = 0,614,$$

где ε_{cu2} – относительная деформации бетона, соответствующая предельной сжимаемости бетона (прил. Б).

Условие $\xi = 0,020 < \xi = 0,614$ соблюдается, имеем нормально армированное сечение.

Относительное плечо внутренней пары сил ($\eta_u = z / d$, где z – плечо внутренней пары сил) можно определить при наличии известного значения относительной высоты сжатой зоны по формуле

$$\eta_u = 1 - 0,5\lambda\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,020 = 0,992.$$

Требуемая площадь сечения продольной рабочей арматуры

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} d \eta_u} = \frac{31,9 \cdot 10^6}{435 \cdot 265 \cdot 0,992} = 279 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту (прил. Г) принимаем 2Ø14 S500 с $A_{st} = 308 \text{ мм}^2$.

Определяем фактический коэффициент (процент) продольного армирования ρ_l и минимально допустимый процент продольного армирования ρ_{min} :

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{db_w} 100 \% = \frac{308}{265 \cdot 130} \cdot 100 \% = 0,89 \text{ ‰};$$

$$\rho_{\min} = 26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 26 \cdot \frac{2,9}{500} = 0,151 \%$$

Необходимо соблюдать условия [4, п. 11.2.1.1, табл. 11.1]:

$$0,13 \% \leq \rho_l \geq \rho_{\min};$$

$$\rho_l \leq \rho_{\max} = 4 \%$$

В нашем случае

$$0,13 \% < \rho_l = 0,89 \% > \rho_{\min} = 0,151 \%;$$

$$\rho_l = 0,89 \% < \rho_{\max} = 4 \%$$

Условия выполняются.

Проверим условие по поперечной силе:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,ct},$$

где $V_{Rd,ct}$ – максимальная расчетная поперечная сила, которая может быть воспринята железобетонным элементом без поперечной арматуры (расчетное сопротивление срезу).

Для проверки условия определим коэффициенты:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{265}} = 1,87 < 2;$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12.$$

Коэффициент продольного армирования для арматуры, учитываемой в расчете прочности наклонного сечения:

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{db_w} = \frac{308}{265 \cdot 130} = 0,0089 < 0,02.$$

Определяем

$$v_{\min} = 0,035 \sqrt{k^3 f_{ck}} = 0,035 \sqrt{1,87^3 \cdot 30} = 0,49.$$

Тогда расчетное сопротивление срезу составит:

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,ct} &= (C_{Rd,c} k \sqrt[3]{100\rho_l f_{ck}} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = \\
 &= (0,12 \cdot 1,87 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0089 \cdot 30} + 0,15 \cdot 0) \cdot 130 \cdot 265 = \\
 &= 23105 \text{ Н} = 23,1 \text{ кН} > V_{Rd,ct,min} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = \\
 &= (0,49 + 0,15 \cdot 0) \cdot 130 \cdot 265 = 16880 \text{ Н} = 16,88 \text{ кН},
 \end{aligned}$$

где $k_1 = 0,15$ [4, п. 8.2.1.2];

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2f_{cd}$ – среднее значение нормальных напряжений (осевое усилие N_{Ed} , отнесенное к площади бетонного сечения A_c); в нашем случае $N_{Ed} = 0$, следовательно, $\sigma_{cp} = 0$.

Таким образом,

$$V_{Ed} = 21,3 \text{ кН} < V_{Rd,ct} = 23,1 \text{ кН}.$$

Условие соблюдается, значит, поперечная арматура устанавливается конструктивно. По условию свариваемости с продольной арматурой (см. табл. 1.2) принимаем поперечные стержни $\text{Ø}6$ S240 с шагом (см. п. 1.10) [4, п. 11.4.5.3]

$$s = 180 \text{ мм} \leq \begin{cases} 0,75d = 0,75 \cdot 265 = 199 \text{ мм}, \\ s_{\max} = 300 \text{ мм}. \end{cases}$$

На участке опирания продольного ребра на балку устанавливаем два поперечных стержня $\text{Ø}8$ S240. Монтажные стержни принимаем $2\text{Ø}10$ S240 (см. п. 1.10).

После расчета по прочности и подбора арматуры выполняется конструирование каркаса К-1, расположенного в продольном ребре плиты (прил. Е).

2.1.3. Расчет поперечного ребра плиты покрытия по прочности

Поперечное ребро плиты покрытия рассматриваем как свободно лежащую балку на двух опорах, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой. Для примера проведем расчет третьего от края плиты поперечного ребра. Расчетная схема поперечного ребра плиты приведена на рис. 2.7.

Расчетный (эффективный) пролет принимаем равным расстоянию между осями продольных ребер (методика определения эффективных пролетов представлена в п. 2.1.1):

$$l_0 = (1,46 - 2 \cdot (0,065 - 0,015)) + 2 \cdot \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \cdot 0,150 \\ 0,5 \cdot (0,065 - 0,015) \end{array} \right\} = 1,41 \text{ м.}$$

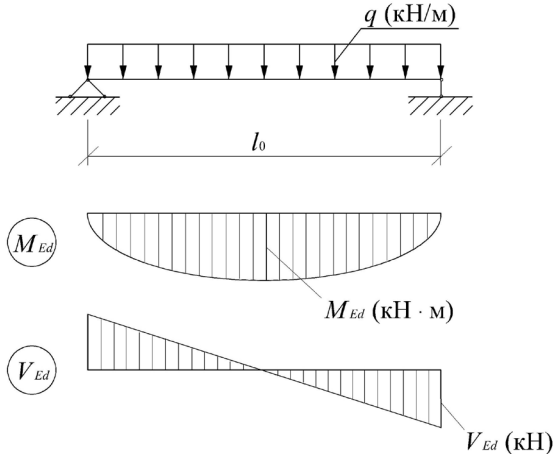


Рис. 2.7. Расчетная схема поперечного ребра плиты

Значения характеристических (нормативных) нагрузок и частных коэффициентов для расчета поперечного ребра плиты по прочности сведены в табл. 2.4. Нагрузка рассчитывается как погонная с грузовой полосы шириной $b_f = 0,98$ м, соответствующей расстоянию между осями поперечных ребер.

Т а б л и ц а 2.4. Значения характеристических (нормативных) нагрузок и частных коэффициентов для расчета поперечного ребра плиты по прочности

Наименование нагрузки	Характеристическая (нормативная) нагрузка	$\psi_{0,i}$	γ_F	k_{FI}
1	2	3	4	5
I. Постоянные нагрузки				
Трехслойный рубероидный ковер на мастике (см. табл. 2.1)	$g_p = 0,15 \cdot 0,98 = 0,147$ кН/м	–	1,35	0,90
Цементно-песчаная стяжка (см. табл. 2.1)	$g_{ст} = 0,54 \cdot 0,98 = 0,529$ кН/м	–	1,35	0,90
Пароизоляция (см. табл. 2.1)	$g_{пар} = 0,1 \cdot 0,98 = 0,098$ кН/м	–	1,35	0,90

1	2	3	4	5
Собственный вес полки плиты (см. табл. 2.1)	$g_{\text{пол}} = 1,25 \cdot 0,98 = 1,225 \text{ кН/м}$	–	1,35	0,90
Собственный вес поперечного ребра (форма поперечного сечения – трапеция, высота – 150 – 50 = 100 мм, верхнее основание – 100 мм, нижнее основание – 50 мм, плотность – 2 500 кг/м ³)	$g_{\text{п.р}} = 1/2 \cdot 0,1 \cdot (0,1 + 0,05) \cdot 25 = 0,187 \text{ кН/м}$	–	1,35	0,90
И т о г о...	$g_k = 2,186 \text{ кН/м}$			
II. Временные нагрузки				
Снеговая нагрузка на покрытие (см. табл. 2.1)	$s = 1,23 \cdot 0,98 = 1,205 \text{ кН/м}$	0,6	1,5	0,90
Функциональная нагрузка для покрытия категории использования Н (см. табл. 2.1) [6, табл. НП 6.10]	$q_{\phi} = 0,50 \cdot 0,98 = 0,490 \text{ кН/м}$	0	1,5	0,90
И т о г о...	$q_k = 1,695 \text{ кН/м}$			

Определим основные сочетания нагрузок на поперечное ребро плиты (см. п. 1.2). В нашем случае они будут иметь следующий вид:
первое основное сочетание:

$$p_1 = k_{FI} \gamma_{F,g} g_k + k_{FI} \gamma_{F,q} \Psi_{0,1} s + k_{FI} \gamma_{F,q} \Psi_{0,2} q_{\phi} = \\ = 0,90 \cdot 1,35 \cdot 2,186 + 0,90 \cdot 1,50 \cdot 0,6 \cdot 1,205 + \\ + 0,90 \cdot 1,50 \cdot 0 \cdot 0,490 = 3,63 \text{ кН/м};$$

второе основное сочетание:

$$p_2 = k_{FI} \xi \gamma_{F,g} g_k + k_{FI} \gamma_{F,q} s + k_{FI} \gamma_{F,q} \Psi_{0,2} q_{\phi} = \\ = 0,90 \cdot 0,85 \cdot 1,35 \cdot 2,186 + 0,90 \cdot 1,50 \cdot 1,205 + \\ + 0,90 \cdot 1,50 \cdot 0 \cdot 0,490 = 3,88 \text{ кН/м}.$$

Наиболее неблагоприятным будет являться второе сочетание нагрузок $q = p_2 = 3,88 \text{ кН/м}$.

Значения расчетных усилий в поперечном ребре:

$$M_{Ed} = \frac{q l_0^2}{8} = \frac{3,88 \cdot 1,41^2}{8} = 0,96 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$V_{Ed} = \frac{ql_0}{2} = \frac{3,88 \cdot 1,41}{2} = 2,74 \text{ кН.}$$

Сечение рассматриваем тавровое (рис. 2.8) со следующими размерами: высота сечения $h = 150$ мм, высота полки $h'_f = 50$ мм, ширина ребра $b_w = 50$ мм. Для определения эффективной ширины полки b'_f рассчитаем эффективную ширину свеса полки, которая в нашем случае с обеих сторон от ребра имеет одинаковое значение b_{fi} , исходя из условий [4, п. 5.5.2.3]:

$$\begin{aligned} \frac{b_f - 2 \cdot \frac{1}{2} b_w}{2} &= \frac{980 - 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 50}{2} = 465 \text{ мм} < b_{fi} = 0,2 \frac{b_f - 2 \cdot \frac{1}{2} b_w}{2} + 0,1l_0 = \\ &= 0,2 \frac{980 - 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 50}{2} + 0,1 \cdot 1410 = 234 \text{ мм} < 0,2l_0 = 0,2 \cdot 1410 = 282 \text{ мм.} \end{aligned}$$

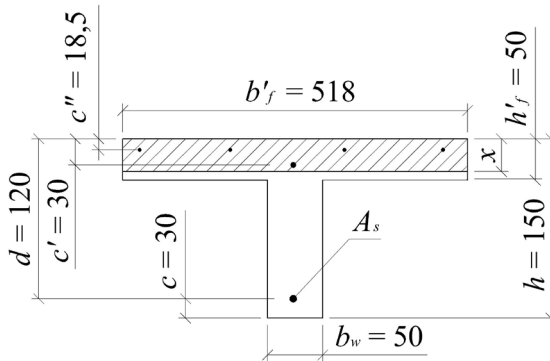


Рис. 2.8. Расчетное сечение поперечного ребра

Условия выполняются. Тогда

$$b'_f = 2b_{fi} + b_w = 2 \cdot 234 + 50 = 518 \text{ мм} < b_f = 980 \text{ мм.}$$

Принимаем толщину защитного слоя бетона $c_{cov} = 25$ мм (см. п. 1.10) [4, п. 6.3.4], тогда рабочая (эффективная) высота сечения будет равна:

$$d = h - c = h - (c_{cov} + 0,5\varnothing) = 150 - (25 + 0,5 \cdot 10) = 120 \text{ мм,}$$

где \emptyset – предполагаемый диаметр рабочей продольной арматуры.

Определяем изгибающий момент, который может быть воспринят полкой плиты, и проверяем, где проходит граница сжатой зоны:

$$M_{Rd,f} = \eta f_{cd} b'_f h'_f \left(d - \frac{h'_f}{2} \right) =$$

$$= 1 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot 0,518 \cdot 0,05 \cdot \left(0,120 - \frac{0,05}{2} \right) = 75,11 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Так как

$$M_{Rd,f} = 75,11 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Ed} = 0,96 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

нейтральная ось проходит в пределах полки. Сечение рассматриваем как прямоугольное с шириной b'_f .

Определяем относительный момент:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b'_f d^2} = \frac{0,96 \cdot 10^6}{1 \cdot 20 \cdot 518 \cdot 120^2} = 0,0064.$$

Определим относительную высоту сжатой зоны бетона:

$$\xi = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{\lambda} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0064}}{0,8} = 0,008.$$

Граничная относительная высота сжатой зоны бетона при классе бетона по прочности на сжатие C30/37 и классе арматуры S500 определена ранее: $\xi_{\text{lim}} = 0,614$ (см. п. 2.1.2).

Условие $\xi = 0,008 < \xi = 0,614$ соблюдается, имеем нормально армированное сечение.

Относительное плечо внутренней пары сил можно определить при наличии известного значения относительной высоты сжатой зоны по формуле

$$\eta_u = 1 - 0,5\lambda\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,008 = 0,997.$$

Требуемая площадь сечения продольной рабочей арматуры

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} d \eta_u} = \frac{0,96 \cdot 10^6}{435 \cdot 120 \cdot 0,997} = 18,4 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту (прил. Г) принимаем 1Ø6 S500 с $A_s = 28,3 \text{ мм}^2$.

Определяем фактический коэффициент (процент) продольного армирования ρ_l и минимально допустимый процент продольного армирования ρ_{\min} :

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{db_w} 100 \% = \frac{28,3}{120 \cdot 50} \cdot 100 \% = 0,47 \%;$$

$$\rho_{\min} = 26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 26 \cdot \frac{2,9}{500} = 0,151 \%.$$

Необходимо соблюдать условия [4, п. 11.2.1.1, табл. 11.1]:

$$0,13 \% \leq \rho_l \geq \rho_{\min};$$

$$\rho_l \leq \rho_{\max} = 4 \%.$$

В нашем случае

$$0,13 \% < \rho_l = 0,47 \% > \rho_{\min} = 0,151 \%;$$

$$\rho_l = 0,47 \% < \rho_{\max} = 4 \%.$$

Условия выполняются.

Проверим условие по поперечной силе для поперечного ребра без поперечной арматуры. Для этого определим коэффициенты:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{120}} = 2,29 > 2;$$

принимаем $k = 2$;

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12.$$

Коэффициент продольного армирования для арматуры, учитываемой в расчете прочности наклонного сечения:

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{db_w} = \frac{28,3}{120 \cdot 50} = 0,0047 < 0,02.$$

Определяем

$$v_{\min} = 0,035\sqrt{k^3 f_{ck}} = 0,035\sqrt{2^3 \cdot 30} = 0,54.$$

Тогда максимальная расчетная поперечная сила, которая может быть воспринята железобетонным элементом без поперечной арматуры (расчетное сопротивление срезу), составит:

$$\begin{aligned} V_{Rd,ct} &= (C_{Rd,c} k \sqrt[3]{100\rho_l f_{ck}} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = \\ &= (0,12 \cdot 2 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0047 \cdot 30} + 0,15 \cdot 0) \cdot 50 \cdot 120 = \\ &= 3479 \text{ Н} = 3,479 \text{ кН} > V_{Rd,ct,\min} = (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = \\ &= (0,54 + 0,15 \cdot 0) \cdot 50 \cdot 120 = 3240 \text{ Н} = 3,240 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Таким образом,

$$V_{Ed} = 2,74 \text{ кН} < V_{Rd,ct} = 3,479 \text{ кН}.$$

Условие соблюдается, значит, поперечная арматура устанавливается конструктивно. По условию свариваемости с продольной арматурой (см. табл. 1.2) принимаем поперечные стержни Ø6 S240 с шагом (см. п. 1.10) [4, п. 11.4.5.3]

$$s = 90 \text{ мм} \leq \begin{cases} 0,75d = 0,75 \cdot 120 = 90 \text{ мм}, \\ s_{\max} = 300 \text{ мм}. \end{cases}$$

Монтажные стержни принимаем 1Ø6 S240 (см. п. 1.10).

После расчета по прочности и подбора арматуры выполняется конструирование каркаса К-2, расположенного в поперечном ребре плиты (прил. Е).

2.2. Расчет плиты покрытия по предельным состояниям эксплуатационной пригодности (вторая группа)

2.2.1. Расчет продольных ребер по образованию нормальных трещин

Определим основные сочетания нагрузок на плиту для расчета продольных ребер по предельным состояниям эксплуатационной пригодности (вторая группа) (см. п. 1.2) с учетом значений характеристических (нормативных) нагрузок на плиту, определенных ранее

(см. табл. 2.3), и коэффициентов сочетаний переменных нагрузок ψ (ψ_0 , ψ_1 , ψ_2) для зданий, которые принимаются по СН 2.01.01-2019 [8, табл. НП.1, табл. А1.1(В)]. В нашем случае они будут иметь следующий вид:

характеристическое (нормативное, редкое) сочетание:

$$p_1 = g_k + s + \psi_{0,2}q_{\phi} = 3,00 + 1,23 + 0 \cdot 0,50 = 4,23 \text{ кН/м}^2;$$

частое сочетание:

$$p_2 = g_k + \psi_{1,1}s + \psi_{2,2}q_{\phi} = 3,00 + 0,5 \cdot 1,23 + 0 \cdot 0,50 = 3,61 \text{ кН/м}^2;$$

практически постоянное сочетание:

$$p_3 = g_k + \psi_{2,1}s + \psi_{2,2}q_{\phi} = 3,00 + 0 \cdot 1,23 + 0 \cdot 0,50 = 3,00 \text{ кН/м}^2.$$

Приводим нагрузку на продольные ребра к погонной для характеристического (нормативного, редкого), частого и практически постоянного сочетаний нагрузок соответственно:

$$q_{n1} = p_1 B = 4,23 \cdot 1,490 = 6,30 \text{ кН/м};$$

$$q_{n2} = p_2 B = 3,61 \cdot 1,490 = 5,38 \text{ кН/м};$$

$$q_{n3} = p_3 B = 3,00 \cdot 1,490 = 4,47 \text{ кН/м}.$$

Значения изгибающих моментов для характеристического (нормативного, редкого), частого и практически постоянного сочетаний нагрузок соответственно:

$$M_{Ed,n1} = \frac{q_{n1}l_0^2}{8} = \frac{6,30 \cdot 6,00^2}{8} = 28,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{Ed,n2} = \frac{q_{n2}l_0^2}{8} = \frac{5,38 \cdot 6,00^2}{8} = 24,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{Ed,n3} = \frac{q_{n3}l_0^2}{8} = \frac{4,47 \cdot 6,00^2}{8} = 20,1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определим геометрические характеристики приведенного сечения (рис. 2.9): высота сечения $h = 300$ мм, ширина полки $b'_f = 1\,460$ мм,

высота полки $h'_f = 50$ мм, ширина ребра $b_w = 130$ мм, $c = 35$ мм, $c' = 30$ мм, $c'' = 22,5$ мм.

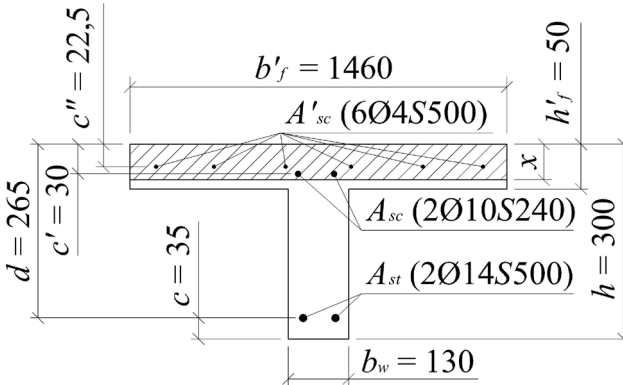


Рис. 2.9. Расчетное сечение продольных ребер

В расчетном сечении продольного ребра расположены растянутые стержни 2Ø14 S500 ($A_{st} = 308$ мм²), сжатые монтажные стержни 2Ø10 S240 ($A_{sc} = 157$ мм²), продольные стержни сетки полки 4Ø4 S500 ($A'_{sc} = 76$ мм²).

Определяем коэффициент приведения арматуры к бетону:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{2,0 \cdot 10^5}{33,3 \cdot 10^3} = 6,01.$$

Площадь приведенного сечения

$$\begin{aligned} A &= b_w h + (b'_f - b_w) h'_f + \alpha_l (A_{st} + A_{sc} + A'_{sc}) = \\ &= 130 \cdot 300 + (1460 - 130) \cdot 50 + 6,01 \cdot (308 + 157 + 76) = 10,9 \cdot 10^4 \text{ мм}^2. \end{aligned}$$

Статический момент приведенного сечения относительно оси, проходящей по растянутой грани приведенного сечения:

$$\begin{aligned} S &= \frac{b_w h^2}{2} + h'_f (b'_f - b_w) \left(h - \frac{h'_f}{2} \right) + \\ &+ \alpha_l (A_{st} c + A_{sc} (h - c') + A'_{sc} (h - c'')) = \frac{130 \cdot 300^2}{2} + 50 \cdot (1460 - 130) \times \end{aligned}$$

$$\times \left(300 - \frac{50}{2} \right) + 6,01 \cdot (308 \cdot 35 + 157 \cdot (300 - 30) + 76 \cdot (300 - 22,5)) = \\ = 2,5 \cdot 10^7 \text{ мм}^3.$$

Расстояние от растянутой грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y = \frac{S}{A} = \frac{2,5 \cdot 10^7}{10,9 \cdot 10^4} = 229,4 \text{ мм.}$$

Момент инерции приведенного сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения:

$$I = \frac{b_w h^3}{12} + b_w h \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{(b'_f - b_w) h'^3_f}{12} + h'_f (b'_f - b_w) \left(h - \frac{h'_f}{2} - y \right)^2 + \\ + \alpha_l (A_{st} (y - c)^2 + A_{sc} (h - c' - y)^2 + A'_{sc} (h - c'' - y)^2) = \frac{130 \cdot 300^3}{12} + \\ + 130 \cdot 300 \cdot \left(229,4 - \frac{300}{2} \right)^2 + \frac{(1460 - 130) \cdot 50^3}{12} + \\ + 50 \cdot (1460 - 130) \cdot \left(300 - \frac{50}{2} - 229,4 \right)^2 + 6,01 \cdot (308 \cdot (229,4 - 35)^2 + \\ + 157 \cdot (300 - 30 - 229,4)^2 + 76 \cdot (300 - 22,5 - 229,4)^2) = 7,6 \cdot 10^8 \text{ мм}^4.$$

Упругий момент сопротивления приведенного сечения по растянутой зоне

$$W = \frac{I}{y} = \frac{7,6 \cdot 10^8}{229,4} = 3,31 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Упругопластический момент сопротивления железобетонного сечения по растянутой зоне

$$W_{pl} = \gamma W = 1,75 \cdot 3,31 \cdot 10^6 = 5,79 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Момент внутренних усилий в сечении перед образованием трещин

$$M_{cr} = f_{cm} W_{pl} = 2,9 \cdot 10^3 \cdot 0,00579 = 16,8 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Так как $M_{Ed,n} = 28,3 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{cr} = 16,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$, трещины образуются и необходимо проверить их ширину раскрытия.

2.2.2. Расчет продольных ребер по ширине раскрытия нормальных трещин

Расчет по ширине раскрытия трещин железобетонных конструкций, выполненных без предварительного напряжения, следует производить на основе практически постоянного сочетания нагрузок исходя из условия

$$w_k \leq w_{\text{lim}},$$

где w_k – расчетная ширина раскрытия трещин;

w_{lim} – предельно допустимая ширина раскрытия трещин, принимаемая для класса ХС4 равной 0,3 мм при практически постоянном сочетании нагрузок [4, табл. 4.1, 4.2].

Определим высоту сжатой зоны x_{II} для сечения с трещиной при использовании двухлинейной диаграммы деформирования из условия равенства статических моментов сжатой и растянутой зон сечения относительно нейтральной оси и при отсутствии рабочей арматуры в сжатой зоне:

$$\frac{b'_f x_{\text{II}}^2}{2} = \alpha_e A_{st} (d - x_{\text{II}}).$$

Решив это квадратное уравнение, получим:

$$\begin{aligned} x_{\text{II}} &= \frac{\sqrt{\alpha_e A_{st} (2b'_f d + \alpha_l A_{st})} - \alpha_e A_{st}}{b'_f} = \\ &= \frac{\sqrt{6,01 \cdot 308 \cdot (2 \cdot 250 \cdot 1460 + 6,01 \cdot 308)} - 6,01 \cdot 308}{1460} = 24 \text{ мм}. \end{aligned}$$

Определим эффективную площадь растянутой зоны сечения, т. е. некоторой ограниченной области сечения бетона, контактирующего с арматурными стержнями:

$$A_{c,eff} = b_w h_{c,eff}.$$

$$h_{c,eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5(h-d) = 2,5 \cdot (300 - 265) = 87,5 \\ (h-x_{II}) / 3 = (300 - 24) / 3 = 92 \\ h / 2 = 300 / 2 = 150 \end{array} \right\} = 87,5 \text{ мм.}$$

$$A_{c,eff} = b_w h_{c,eff} = 130 \cdot 87,5 = 1,14 \cdot 10^4 \text{ мм}^2.$$

Определим значение эффективного коэффициента армирования:

$$\rho_{eff} = \frac{A_{st}}{A_{c,eff}} = \frac{308}{1,14 \cdot 10^4} = 0,027,$$

где A_{st} – площадь сечения арматуры, заключенной внутри эффективной площади растянутой зоны сечения $A_{c,eff}$.

Максимальное расстояние между трещинами, нормальными к продольной оси, определим по формуле

$$s_{r,max} = k_{3cr} c_{cov} + k_{1cr} k_{2cr} k_{4cr} \frac{\emptyset}{\rho_{eff}} =$$

$$= 3,4 \cdot 25 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot \frac{14}{0,027} = 173 \text{ мм,}$$

где k_{1cr} – коэффициент, учитывающий условия сцепления арматуры с бетоном (для стержней периодического профиля $k_{1cr} = 0,8$, для гладких стержней $k_{1cr} = 1,6$);

k_{2cr} – коэффициент, учитывающий распределение относительных деформаций по высоте сечения элемента и принимаемый равным при изгибе 0,5;

$$k_{3cr} = 3,4;$$

$$k_{4cr} = 0,425;$$

\emptyset – диаметр стержня, мм; при применении в одном сечении арматурных стержней различных диаметров в расчете следует принимать эквивалентный диаметр $\emptyset_{eq} = \frac{n_1 \emptyset_1^2 + n_2 \emptyset_2^2}{n_1 \emptyset_1 + n_2 \emptyset_2}$ (n_i – количество стержней конкретного диаметра) [4, п. 9.2.3.3].

Плечо внутренней пары сил в сечении с трещиной для второй стадии напряженно-деформированного состояния [12, с. 317]:

$$z = 0,90d \text{ при } \rho_l \leq 0,5 \% ;$$

$$z = 0,85d \text{ при } 0,5 \% \leq \rho_l \leq 1,0 \% ;$$

$$z = 0,80d \text{ при } \rho_l \geq 1,0 \% .$$

Так как в нашем случае $\rho_l = 0,89 \%$, то $z = 0,85d$.

Напряжения в растянутой арматуре, рассчитанные для сечения с трещиной, от усилий, вызванных расчетным сочетанием воздействий:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed,n3}}{zA_{st}} = \frac{M_{Ed,n3}}{0,85dA_{st}} = \frac{20,1 \cdot 10^6}{0,85 \cdot 265 \cdot 308} = 289,7 \text{ МПа.}$$

Определяем разность между средней относительной деформацией арматуры ε_{sm} и средней относительной деформацией бетона на участке между трещинами ε_{cm} :

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} =$$

$$= \frac{289,7 - 0,6 \cdot \frac{2,9}{0,027} (1 + 6,01 \cdot 0,027)}{2,0 \cdot 10^5} =$$

$$= 0,0011 > 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \cdot \frac{289,7}{2,0 \cdot 10^5} = 0,0009,$$

где k_t – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки; при кратковременном действии нагрузки принимается равным 0,6, при длительном действии нагрузки – 0,4 [4, п. 9.2.3.2];

$f_{ct,eff}$ – средняя эффективная прочность бетона на растяжение к моменту образования первой трещины; $f_{ct,eff} = f_{cm}$ [4, п. 9.2.2.3].

Тогда расчетная ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси, будет равна:

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 173 \cdot 0,0011 = 0,19 \text{ мм.}$$

Проверяем условие по ширине раскрытия нормальных трещин:

$$w_k = 0,19 \text{ мм} < w_{lim} = 0,3 \text{ мм.}$$

Значит, проверка по ширине раскрытия трещин выполняется.

2.2.3. Расчет продольных ребер по деформациям

Расчет железобетонных конструкций по деформациям следует производить из условия

$$a_k \leq a_{\text{lim}},$$

где a_k – прогиб (перемещение) железобетонной конструкции от действия внешней нагрузки, мм;

a_{lim} – предельно допустимый прогиб (перемещение), мм.

Расчет продольных ребер по деформациям произведем по критерию внешнего вида, на основе практически постоянного сочетания нагрузок.

Определим момент инерции сечения с трещиной:

$$\begin{aligned} I_{\text{II}} &= \frac{b'_f x_{\text{II}}^3}{12} + b'_f x_{\text{II}} \left(\frac{x_{\text{II}}}{2} \right)^2 + \alpha_e A_{sr} (d - x_{\text{II}})^2 = \\ &= \frac{b'_f x_{\text{II}}^3}{3} + \alpha_e A_{sr} (d - x_{\text{II}})^2 = \\ &= \frac{1460 \cdot 24^3}{3} + 6,01 \cdot 308 \cdot (265 - 24)^2 = 1,14 \cdot 10^8 \text{ мм}^4. \end{aligned}$$

Изгибная жесткость элемента

$$B(50, t_0) = \frac{E_{c,eff} I_{\text{II}}}{1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{\text{II}}}{I_1} \right)},$$

где $E_{c,eff}$ – эффективный модуль упругости бетона; при действии кратковременной нагрузки принимается $E_{c,eff} = E_{cm}$;

β – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки; при действии кратковременных нагрузок принимаемый равным 1,0, при действии длительно действующих и многократно повторяющихся нагрузок – 0,5;

σ_{sr} – напряжения в растянутой арматуре, рассчитанные для сечения с трещиной, от усилий, при которых образуются трещины;

σ_s – напряжения в растянутой арматуре, рассчитанные для сечения с трещиной, от усилий, вызванных расчетным сочетанием воздействий;

$I_1 = I$ – момент инерции сечения без трещины, определяемый с учетом коэффициента приведения арматуры к бетону; при отсутствии трещин в элементе также принимается $I_{II} = I_1$.

Вместо отношения σ_{sr} / σ_r при изгибе допускается применять отношение $M_{cr} / M_{Ed,n}$ [4, п. 9.3.3.1], следовательно,

$$\begin{aligned} B(50, t_0) &= \frac{E_{cm} I_{II}}{1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed,n3}} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_1} \right)} = \\ &= \frac{33,3 \cdot 10^3 \cdot 1,14 \cdot 10^8}{1 - 1,0 \cdot \left(\frac{16,8}{20,1} \right)^2 \cdot \left(1 - \frac{1,14 \cdot 10^8}{7,6 \cdot 10^8} \right)} = 93,46 \cdot 10^{11} \text{ Н} \cdot \text{мм}^2. \end{aligned}$$

Для железобетонных элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у верхней и нижней граней, и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения, допускается определять прогиб при изгибе по упрощенной формуле [4, п. 9.3.2.2]:

$$a_k = \alpha_k \frac{M_{Ed,n} l_0^2}{B(50, t_0)} = \frac{5}{48} \cdot \frac{20,1 \cdot 6,0^2}{9346} = 0,0081 \text{ м} = 8,1 \text{ мм},$$

где $\alpha_k = \frac{5}{48}$ – коэффициент, учитывающий способ приложения нагрузки и схему опирания элемента [12, табл. 11.1].

Предельно допустимый прогиб составляет [4, табл. 4.3]:

$$a_{lim} = \frac{1}{250} l_0 = \frac{1}{250} \cdot 6,0 = 0,024 \text{ м} = 24,0 \text{ мм}.$$

Проверяем условие по предельно допустимому прогибу:

$$a_k = 8,1 \text{ мм} < a_{lim} = 24,0 \text{ мм}.$$

Максимальный прогиб в середине пролета продольного ребра не превышает предельно допустимый, значит, условие выполняется.

3. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ БАЛКИ ПОКРЫТИЯ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

3.1. Расчет балки по предельным состояниям несущей способности (первая группа)

Исходные данные.

Конструкция, размеры балки, материалы.

Балка покрытия прямоугольного сечения. Номинальная длина балки $L = 9$ м, фактическая длина – 8 950 мм. Расстояние между балками вдоль здания в осях (шаг балок) $l = 6$ м.

Балка сборная заводского изготовления в рабочем положении. Бетон тяжелый класса по прочности на сжатие С30/37, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении. Марка бетонной смеси по удобоукладываемости – П2. Балка изготовлена на предприятии с сертифицированной системой контроля качества, включающей измерения толщины защитного слоя.

Расчетное сопротивление бетона класса С30/37 сжатию (расчетная прочность на сжатие)

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ МПа,}$$

где f_{ck} – нормативное сопротивление бетона сжатию (характеристическая прочность на сжатие);

γ_c – частный коэффициент безопасности для бетона.

Прочность бетона на осевое растяжение, установленная для проектирования конструкций, $f_{ctm} = 2,9$ МПа (прил. Б). Нормативное сопротивление бетона растяжению (характеристическая прочность бетона на растяжение) $f_{ctk 0,05} = 2,0$ МПа (прил. Б). Расчетное сопротивление бетона растяжению (расчетную прочность бетона на растяжение) определяем следующим образом:

$$f_{ctd} = \frac{k_t f_{ctk 0,05}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 2,0}{1,5} = 0,9 \text{ МПа,}$$

где $k_t = 0,7$ – коэффициент, учитывающий влияние на прочность на растяжение бетона нормального веса длительности действия нагрузки, неблагоприятного способа ее приложе-

ния, повышенной хрупкости высокопрочного бетона и т. п. [4, п. 6.1.2.12].

Модуль упругости бетона $E_{cm} = 37 \cdot 10^3$ МПа (прил. В) для марки бетонной смеси по удобоукладываемости П2. Плита заводского изготовления, бетон подвергнут тепловой обработке, следовательно, значение приведенного модуля упругости следует умножить на коэффициент 0,9 (прил. В):

$$E_{cm} = 0,9 \cdot 37 \cdot 10^3 = 33,3 \cdot 10^3 \text{ МПа.}$$

Классы арматуры по прочности на растяжение:

- для рабочей продольной арматуры – S500;
- для рабочей поперечной арматуры – S240;
- для конструктивной и монтажной арматуры – S240.

Расчетное сопротивление арматуры класса S500 растяжению

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ МПа,}$$

где f_{yk} – нормативное (характеристическое) сопротивление арматуры растяжению;

γ_s – частный коэффициент безопасности для арматуры.

Расчетное сопротивление арматуры класса S240 для поперечного армирования [4, п. 8.2.2.2]

$$f_{ywd} = 0,8f_{yk} = 0,8 \cdot 240 = 192 \text{ МПа.}$$

Модуль упругости ненапрягаемой арматуры $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа [4, п. 6.2.2.13].

Условия эксплуатации.

Класс среды по условиям эксплуатации конструкции – ХС3. Класс железобетонной конструкции – S3. Класс надежности – RC1. Категория использования покрытия – Н (неэксплуатируемая кровля, за исключением случаев проведения технического обслуживания и ремонтных работ) [6, табл. 6.9]. Район строительства – г. Горки. Высота местности над уровнем моря $A = 191$ м.

3.1.1. Расчет нагрузок и усилий, действующих на балку

Нагрузки на 1 м длины балки складываются из постоянной нагрузки (от собственного веса конструкции кровли, плит покрытия и соб-

ственного веса балки) и переменной (снеговая нагрузка и функциональная нагрузка на кровлю). Расчет характеристических (нормативных) значений снеговой нагрузки на 1 м^2 покрытия представлен в п. 2.1, значения функциональной нагрузки на покрытие, а также постоянных нагрузок от конструкции кровли и собственного веса плиты – в табл. 2.3.

Для определения нагрузки от собственного веса балки и проведения дальнейших расчетов необходимо назначить размеры поперечного сечения балки.

Высота балки назначается в следующих пределах [13, с. 307]:

$$h = \left(\frac{1}{15} \dots \frac{1}{8} \right) L = \left(\frac{1}{15} \dots \frac{1}{8} \right) \cdot 9000 = 600 \dots 1125 \text{ мм},$$

где L – номинальная длина балки.

Высоту сечения балок назначают кратной 50 мм при высоте не более 600 мм и кратной 100 мм при высоте более 600 мм. Принимаем высоту сечения балки $h = 600$ мм.

Ширина балки назначается в следующих пределах [13, с. 307]:

$$b = (0,3 \dots 0,5)h = (0,3 \dots 0,5) \cdot 600 = 180 \dots 300 \text{ мм}.$$

Ширину сечения балок назначают равной 180, 200, 220, 250 мм и далее кратной 50 мм. Принимаем ширину сечения балки $b = 250$ мм.

Определяем характеристическую (нормативную) нагрузку от собственного веса 1 м длины балки:

$$g_6 = hb\rho = 0,60 \cdot 0,25 \cdot 25 = 3,75 \text{ кН/м},$$

где $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$ – объемный вес бетона.

Значения характеристических (нормативных) нагрузок и частных коэффициентов для расчета балки по прочности сведены в табл. 3.1. Нагрузка рассчитывается как погонная с грузовой полосы шириной $l = 6$ м, соответствующей расстоянию между осями балок (шаг балок). Значения коэффициентов сочетаний переменных нагрузок ψ (ψ_0, ψ_1, ψ_2) для зданий [8, табл. НП.1, табл. А1.1(В)], частных коэффициентов по нагрузке γ_F [8, прил. А1, табл. НП.1], а также коэффициентов k_{FI} , применяемых к нагрузкам для дифференциации надежности [8, табл. В.3], принимаются по СН 2.01.01-2019 (см. п. 1.2).

Т а б л и ц а 3.1. Значения характеристических (нормативных) нагрузок и частных коэффициентов для расчета балки по прочности

Наименование нагрузки	Характеристическая (нормативная) нагрузка	$\Psi_{0,i}$	γ_F	k_{FI}
I. Постоянные нагрузки				
Собственный вес кровли и плит покрытия (см. табл. 2.3)	$g_{\text{покр}} = 3,00 \cdot 6 = 18,00 \text{ кН/м}$	–	1,35	0,90
Собственный вес балки	$g_b = 3,75 \text{ кН/м}$	–	1,35	0,90
И т о г о...	$g_k = 21,75 \text{ кН/м}$			
II. Временные нагрузки				
Снеговая нагрузка на покрытие (см. п. 2.1)	$s = 1,23 \cdot 6 = 7,38 \text{ кН/м}$	0,6	1,5	0,90
Функциональная нагрузка для покрытия категории использования Н (см. табл. 2.3) [6, табл. НП 6.10]	$q_{\Phi} = 0,50 \cdot 6 = 3,00 \text{ кН/м}$	0	1,5	0,90
И т о г о...	$q_k = 10,38 \text{ кН/м}$			

Определим основные сочетания нагрузок на балку (см. п. 1.2). В нашем случае они будут иметь следующий вид:

первое основное сочетание:

$$\begin{aligned}
 p_1 &= k_{FI} \gamma_{F,g} g_k + k_{FI} \gamma_{F,q} \Psi_{0,1} s + k_{FI} \gamma_{F,q} \Psi_{0,2} q_{\Phi} = \\
 &= 0,90 \cdot 1,35 \cdot 21,75 + 0,90 \cdot 1,50 \cdot 0,6 \cdot 7,38 + \\
 &\quad + 0,90 \cdot 1,50 \cdot 0 \cdot 3,00 = 32,40 \text{ кН/м};
 \end{aligned}$$

второе основное сочетание:

$$\begin{aligned}
 p_2 &= k_{FI} \xi \gamma_{F,g} g_k + k_{FI} \gamma_{F,q} s + k_{FI} \gamma_{F,q} \Psi_{0,2} q_{\Phi} = \\
 &= 0,90 \cdot 0,85 \cdot 1,35 \cdot 21,75 + 0,90 \cdot 1,50 \cdot 7,38 + \\
 &\quad + 0,90 \cdot 1,50 \cdot 0 \cdot 3,00 = 32,43 \text{ кН/м},
 \end{aligned}$$

где $\gamma_{F,g}$, $\gamma_{F,q}$ – частные коэффициенты безопасности для конкретных соответственно постоянных и переменных нагрузок;

$\xi = 0,85$ – коэффициент уменьшения для неблагоприятно действующей постоянной нагрузки [8, табл. НП.1, табл. А1.2(В)].

Наиболее неблагоприятным будет являться второе сочетание нагрузок: $q = p_2 = 32,43 \text{ кН/м}$.

Расчетная схема балки приведена на рис. 3.1.

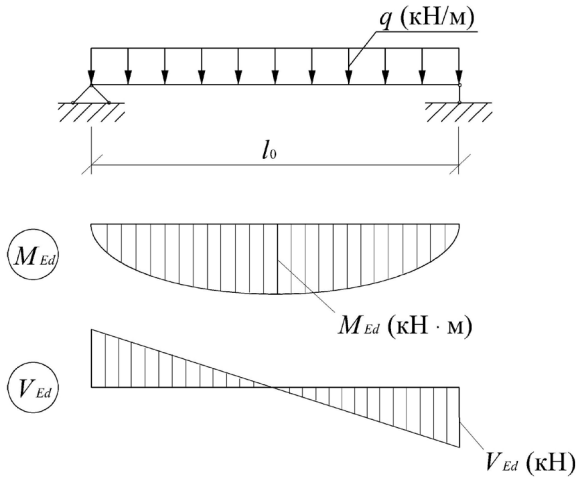


Рис. 3.1. Расчетная схема балки

Расчетный (эффективный) пролет принимаем равным:

$$\begin{aligned}
 l_0 &= L - \left(b_1 + \frac{b_2}{2} \right) + \min \left\{ \frac{0,5h}{0,5b_1} \right\} + \min \left\{ \frac{0,5h}{0,5b_2} \right\} = \\
 &= 9\,000 - \left(300 + \frac{600}{2} \right) + \min \left\{ \frac{0,5 \cdot 600}{0,5 \cdot 300} \right\} + \min \left\{ \frac{0,5 \cdot 600}{0,5 \cdot 600} \right\} = 8\,850 \text{ мм},
 \end{aligned}$$

где b_1 , b_2 – предполагаемая ширина (в плоскости поперечной рамы здания) оголовков колонн соответственно крайнего ряда и среднего ряда.

Значения расчетных усилий (изгибающего момента и поперечной силы соответственно):

$$M_{Ed} = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{32,43 \cdot 8,85^2}{8} = 317,5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$V_{Ed} = \frac{ql_0}{2} = \frac{32,43 \cdot 8,85}{2} = 143,5 \text{ кН}.$$

3.1.2. Расчет прочности балки по сечениям, нормальным к продольной оси. Расчет рабочей продольной арматуры

Предварительно назначаем величину $c = 50 \dots 70$ мм – расстояние от наиболее растянутой грани сечения балки до центра тяжести растянутой арматуры, и определяем рабочую (эффективную) высоту сечения:

$$d = h - c = 600 - 70 = 530 \text{ мм.}$$

При расчете изгибаемых элементов по прочности сечений, нормальных к продольной оси, следует соблюдать условие

$$\xi \leq \xi_{\text{lim}},$$

где ξ – относительная высота сжатой зоны;

ξ_{lim} – граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона, при которой предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению f_{yd} .

$$\xi = \frac{x}{d},$$

где x – высота сжатой зоны бетона.

Если $\xi > \xi_{\text{lim}}$, увеличивают размеры сечения, повышают класс бетона или усиливают сжатую зону сечения арматурой A_{sc} .

Кроме высоты сжатой зоны x выделяют эффективную высоту условной сжатой зоны:

$$x_{\text{eff}} = \lambda x,$$

где λ – коэффициент, принимаемый для бетонов классов по прочности на сжатие не выше C50/60 равным 0,8, для бетонов классов по прочности на сжатие C55/67 и выше $\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50) / 400$ [4, п. 6.1.5.5].

Определяем относительный момент:

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{\eta f_{cd} b d^2} = \frac{317,5 \cdot 10^6}{1 \cdot 20 \cdot 250 \cdot 530^2} = 0,226,$$

где η – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки, неблагоприятный способ ее приложения и др.; для бетонов классов по прочности на сжатие не выше С50/60 $\eta = 1,0$, для бетонов классов по прочности на сжатие С55/67 и выше $\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50) / 200$ [4, п. 6.1.5.5].

Относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{\lambda} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,226}}{0,8} = 0,327.$$

Определяем относительную деформацию арматуры при достижении напряжениями в ней расчетного сопротивления:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{2 \cdot 10^5} = 0,0022 = 2,2 \text{ ‰}.$$

Определим граничную относительную высоту сжатой зоны бетона:

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,2 + 3,5} = 0,614,$$

где ε_{cu2} – относительная деформация бетона, соответствующая предельной сжимаемости бетона (прил. Б).

Условие $\xi = 0,327 < \xi_{lim} = 0,614$ соблюдается. Имеем нормально армированное сечение, несущая способность сжатой зоны бетона достаточна, и установка сжатой арматуры не требуется.

Относительное плечо внутренней пары сил ($\eta_u = z / d$, где z – плечо внутренней пары сил) можно определить при наличии известного значения относительной высоты сжатой зоны по формуле

$$\eta_u = 1 - 0,5\lambda\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 0,327 = 0,869.$$

Требуемая площадь сечения продольной рабочей арматуры

$$A_{s,req} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} d \eta_u} = \frac{317,5 \cdot 10^6}{435 \cdot 530 \cdot 0,869} = 1584 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту (прил. Г) принимаем 2Ø25 + 2Ø20 S500 с $A_s = A_{s1} + A_{s2} = 982 + 628 = 1610 \text{ мм}^2$ и располагаем рабочие стержни в два ряда с учетом требований норм (см. п. 1.10 и рис. 3.2).

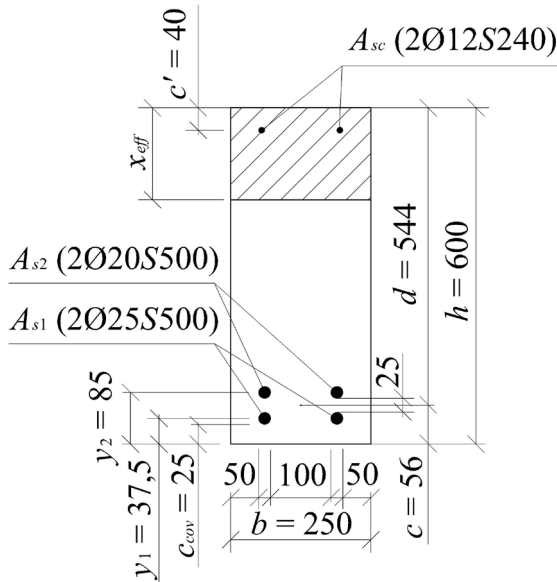


Рис. 3.2. Расчетное сечение балки

Определяем расстояние от растянутых волокон до центра тяжести арматуры:

$$c = \frac{A_{s1}y_1 + A_{s2}y_2}{A_{s1} + A_{s2}} = \frac{982 \cdot 37,5 + 628 \cdot 85}{1610} = 56 \text{ мм.}$$

Тогда рабочая (эффективная) высота сечения будет равна:

$$d = h - c = 600 - 56 = 544 \text{ мм.}$$

Определяем фактический коэффициент (процент) продольного армирования ρ_l и минимально допустимый процент продольного армирования ρ_{\min} :

$$\rho_l = \frac{A_s}{db} 100 \% = \frac{1610}{544 \cdot 250} \cdot 100 \% = 1,18 \%;$$

$$\rho_{\min} = 26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} = 26 \cdot \frac{2,9}{500} = 0,151 \%.$$

Необходимо соблюдать условия [4, п. 11.2.1.1, табл. 11.1]:

$$0,13 \% \leq \rho_l \leq \rho_{\min};$$

$$\rho_l \leq \rho_{\max} = 4 \%.$$

В нашем случае

$$0,13 \% < \rho_l = 1,18 \% > \rho_{\min} = 0,151 \%;$$

$$\rho_l = 1,18 \% < \rho_{\max} = 4 \%.$$

Условия выполняются.

После назначения сечения арматуры выполняем проверку расчета, т. е. определяем несущую способность сечения M_{Rd} и сравниваем ее с действующим изгибающим моментом M_{Ed} .

Для этого определим эффективную высоту условной сжатой зоны бетона:

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} A_s}{\eta f_{cd} b} = \frac{435 \cdot 1610}{1 \cdot 20 \cdot 250} = 140 \text{ мм.}$$

$$M_{Rd} = \eta f_{cd} b x_{eff} (d - 0,5 x_{eff}) = 1 \cdot 20 \cdot 250 \cdot 140 \cdot (544 - 0,5 \cdot 140) = 331,8 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 331,8 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Проверяем условие прочности:

$$M_{Rd} = 331,8 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Ed} = 317,5 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Условие соблюдается, арматура подобрана и расположена в сечении верно.

3.1.3. Подбор поперечной арматуры балки

Проверим условие по поперечной силе при отсутствии поперечной арматуры:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,ct},$$

где $V_{Rd,ct}$ – максимальная расчетная поперечная сила, которая может быть воспринята железобетонным элементом без поперечной арматуры (расчетное сопротивление срезу).

Для проверки условия определим коэффициенты:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{544}} = 1,61 < 2;$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12.$$

Коэффициент продольного армирования для арматуры, учитываемой в расчете прочности наклонного сечения (в связи с тем, что в дальнейшем верхние стержни 2Ø20 S500 с площадью поперечного сечения A_{s2} будут оборваны для экономии стали, а до опоры будут доведены только нижние стержни 2Ø25 S500 с площадью поперечного сечения A_{s1} , учитываем только последние, т. е. $A_{st} = A_{s1}$):

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{db} = \frac{982}{544 \cdot 250} = 0,007 < 0,02.$$

Определяем

$$v_{\min} = 0,035 \sqrt{k^3 f_{ck}} = 0,035 \sqrt{1,61^3 \cdot 30} = 0,39.$$

Тогда расчетное сопротивление срезу составит:

$$\begin{aligned} V_{Rd,ct} &= (C_{Rd,c} k \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}} + k_1 \sigma_{cp}) bd = \\ &= (0,12 \cdot 1,61 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,007 \cdot 30} + 0,15 \cdot 0) \cdot 250 \cdot 544 = \\ &= 72\,491 \text{ Н} = 72,49 \text{ кН} > V_{Rd,ct,\min} = (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) bd = \\ &= (0,39 + 0,15 \cdot 0) \cdot 250 \cdot 544 = 53\,040 \text{ Н} = 53,04 \text{ кН}, \end{aligned}$$

где $k_1 = 0,15$ [4, п. 8.2.1.2];

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd}$ – среднее значение нормальных напряжений (осевое усилие N_{Ed} , отнесенное к площади бетонного сечения A_c); в нашем случае $N_{Ed} = 0$, следовательно, $\sigma_{cp} = 0$.

Таким образом,

$$V_{Ed} = 143,5 \text{ кН} > V_{Rd,ct} = 72,49 \text{ кН}.$$

Условие не выполняется, значит, поперечную арматуру необходимо устанавливать по расчету, следовательно, она будет являться рабочей.

Определим коэффициент снижения прочности для бетона с учетом образования наклонных трещин:

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250} \right) = 0,528.$$

Плечо внутренней пары сил допускается принимать равным [4, рис. 8.18]:

$$z = 0,90d = 0,90 \cdot 544 = 489,6 \text{ мм.}$$

Сумма котангенса и тангенса угла наклона θ между сжатой бетонной полосой (подкосом) и продольной рабочей арматурой (угол наклона наклонной трещины по отношению к продольной оси балки) составляет:

$$\omega = \text{ctg } \theta + \text{tg } \theta = \frac{bzvf_{cd}}{V_{Ed}} = \frac{250 \cdot 489,6 \cdot 0,528 \cdot 20}{143,5 \cdot 10^3} = 9,0.$$

Зная, что $\text{tg } \theta = 1/\text{ctg } \theta$, с учетом предыдущего выражения получим:

$$\omega = \text{ctg } \theta + \frac{1}{\text{ctg } \theta}.$$

Решив это квадратное уравнение, определим максимально возможное значение $\text{ctg } \theta$:

$$\text{ctg } \theta = \frac{\omega + \sqrt{\omega^2 - 4}}{2} = \frac{9 + \sqrt{9^2 - 4}}{2} = 8,9.$$

При этом максимально возможное значение $\text{ctg } \theta$ допускается принимать равным 2,5, минимальное – более 1,0. В нашем случае

$$1,0 < \text{ctg } \theta = 8,9 > 2,5,$$

следовательно, принимаем $\text{ctg } \theta = 2,5$.

Требуемое количество поперечной арматуры определим из соотношения площади сечения поперечной арматуры A_{sw} и шага поперечных стержней s :

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{zf_{ywd} \text{ctg } \theta} = \frac{143,5 \cdot 10^3}{489,6 \cdot 192 \cdot 2,5} = 0,61 \text{ мм}^2/\text{мм.}$$

Предварительно принимаем поперечную арматуру 2Ø10 S240 с площадью поперечного сечения $A_{sw} = 157 \text{ мм}^2$.

Тогда требуемый шаг поперечных стержней составит:

$$s_{req} = \frac{A_{sw}}{\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)} = \frac{157}{0,61} = 257,4 \text{ мм.}$$

Принимаем шаг поперечных стержней с учетом требуемого значения и других условий (см. п. 1.10) [4, п. 11.4.5.2, п. 11.4.5.4]:

$$s = 250 \text{ мм} \leq \begin{cases} 0,75d = 0,75 \cdot 544 = 408 \text{ мм,} \\ 2b = 2 \cdot 250 = 500 \text{ мм,} \\ s_{\max} = 500 \text{ мм.} \end{cases}$$

Определяем коэффициент поперечного армирования ρ_{sw} и проверяем условие по соблюдению минимально допустимого коэффициента армирования $\rho_{sw,\min}$ [4, п. 11.2.1.5]:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{sb} = \frac{157}{250 \cdot 250} = 0,0025 > \rho_{sw,\min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{30}}{240} = 0,0018.$$

Условие выполняется.

Определяем расчетную поперечную силу, которую может воспринять сжатый подкос при расчете наклонного сечения:

$$\begin{aligned} V_{Rd,\max} &= \frac{bzvf_{cd}}{\text{ctg } \theta + \text{tg } \theta} = \frac{bzvf_{cd}}{\text{ctg } \theta + \frac{1}{\text{ctg } \theta}} = \frac{250 \cdot 489,6 \cdot 0,528 \cdot 20}{2,5 + \frac{1}{2,5}} = \\ &= 445\,704 \text{ Н} = 445,7 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Проверяем условие [4, п. 8.2.2.2]:

$$\frac{A_{sw} f_{ywd}}{bs} = \frac{157 \cdot 192}{250 \cdot 250} = 0,48 \text{ МПа} < 0,5vf_{cd} = 0,5 \cdot 0,528 \cdot 20 = 5,28 \text{ МПа.}$$

Условие выполняется. Тогда расчетная поперечная сила, которую может воспринять элемент с поперечным армированием (расчетное сопротивление срезу):

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \operatorname{ctg} \theta = \frac{157}{250} \cdot 489,6 \cdot 192 \cdot 2,5 =$$

$$= 147\,585 \text{ Н} = 147,6 \text{ кН} < V_{Rd,max} = 445,7 \text{ кН.}$$

Условие выполняется.

Проверяем предельное состояние несущей способности балки при действии поперечных сил:

$$V_{Ed} = 143,5 \text{ кН} < V_{Rd,sy} = 147,6 \text{ кН.}$$

Условие выполняется.

Окончательно принимаем поперечное армирование балки в виде 2Ø10 S240 с шагом $s = 250$ мм. В каждом каркасе на участках опирания балки на колонны устанавливаем по два поперечных стержня Ø14 S240. Монтажную арматуру принимаем 2Ø12 S240 (см. п. 1.10).

3.2. Расчет балки по предельным состояниям эксплуатационной пригодности (вторая группа)

3.2.1. Расчет балки по образованию нормальных трещин

Определим основные сочетания нагрузок на балку для расчета по предельным состояниям эксплуатационной пригодности (вторая группа) (см. п. 1.2) с учетом значений характеристических (нормативных) нагрузок на балку, определенных ранее (см. табл. 3.1), и коэффициентов сочетаний переменных нагрузок ψ (ψ_0, ψ_1, ψ_2) для зданий, которые принимаются по СН 2.01.01-2019 [8, табл. НП.1, табл. А1.1(В)]. В нашем случае они будут иметь следующий вид:

характеристическое (нормативное, редкое) сочетание:

$$p_1 = g_k + s + \psi_{0,2} q_{\phi} = 21,75 + 7,38 + 0 \cdot 3,00 = 29,13 \text{ кН/м;}$$

частое сочетание:

$$p_2 = g_k + \psi_{1,1} s + \psi_{2,2} q_{\phi} = 21,75 + 0,5 \cdot 7,38 + 0 \cdot 3,00 = 25,44 \text{ кН/м;}$$

практически постоянное сочетание:

$$p_3 = g_k + \psi_{2,1} s + \psi_{2,2} q_{\phi} = 21,75 + 0 \cdot 7,38 + 0 \cdot 3,00 = 21,75 \text{ кН/м.}$$

Значения изгибающих моментов для характеристического (нормативного, редкого), частого и практически постоянного сочетаний нагрузок соответственно:

$$M_{Ed,n1} = \frac{p_1 l_0^2}{8} = \frac{29,13 \cdot 8,85^2}{8} = 285,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{Ed,n2} = \frac{p_2 l_0^2}{8} = \frac{25,44 \cdot 8,85^2}{8} = 249,1 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{Ed,n3} = \frac{p_3 l_0^2}{8} = \frac{21,75 \cdot 8,85^2}{8} = 212,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

В расчетном сечении балки расположены растянутые стержни $2\text{Ø}25 + 2\text{Ø}20 \text{ S}500$ с $A_{st} = 1\,610 \text{ мм}^2$, сжатые монтажные стержни $2\text{Ø}12 \text{ S}240$ с $A_{sc} = 226 \text{ мм}^2$ (рис. 3.3).

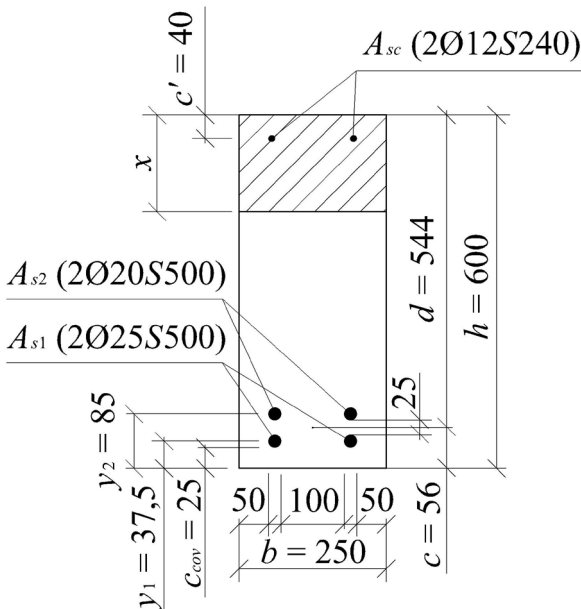


Рис. 3.3. Расчетное сечение балки

Определяем значение коэффициента приведения арматуры к бетону:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{2,0 \cdot 10^5}{33,3 \cdot 10^3} = 6,01.$$

Площадь приведенного сечения балки

$$\begin{aligned} A &= bh + \alpha_e (A_{st} + A_{sc}) = \\ &= 250 \cdot 600 + 6,01 \cdot (1610 + 226) = 16,1 \cdot 10^4 \text{ мм}^2. \end{aligned}$$

Статический момент приведенного сечения относительно оси, проходящей по растянутой грани приведенного сечения:

$$\begin{aligned} S &= \frac{bh^2}{2} + \alpha_e (A_{st}c + A_{sc}(h - c')) = \\ &= \frac{250 \cdot 600^2}{2} + 6,01 \cdot (1610 \cdot 56 + 226 \cdot (600 - 40)) = 4,6 \cdot 10^7 \text{ мм}^3. \end{aligned}$$

Расстояние от растянутой грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y = \frac{S}{A} = \frac{4,6 \cdot 10^7}{16,1 \cdot 10^4} = 285,7 \text{ мм}.$$

Момент инерции приведенного сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения:

$$\begin{aligned} I &= \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - y \right)^2 + \alpha_e (A_{st}(y - c)^2 + A_{sc}(h - c' - y)^2) = \\ &= \frac{250 \cdot 600^3}{12} + 250 \cdot 600 \cdot \left(\frac{600}{2} - 285,7 \right)^2 + 6,01 \cdot (1610 \cdot (285,7 - 56)^2 + \\ &\quad + 226 \cdot (600 - 40 - 285,7)^2) = 5,0 \cdot 10^9 \text{ мм}^4. \end{aligned}$$

Упругий момент сопротивления приведенного сечения по растянутой зоне

$$W = \frac{I}{y} = \frac{5,0 \cdot 10^9}{285,7} = 17,5 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Упругопластический момент сопротивления железобетонного сечения по растянутой зоне

$$W_{pl} = \gamma W = 1,75 \cdot 17,5 \cdot 10^6 = 30,6 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Момент внутренних усилий в сечении перед образованием трещин

$$M_{cr} = f_{ctm} W_{pl} = 2,9 \cdot 10^3 \cdot 0,0306 = 88,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Так как $M_{Ed,n} = 285,2 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{cr} = 88,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$, трещины образуются и необходимо проверить их ширину раскрытия.

3.2.2. Расчет балки по ширине раскрытия нормальных трещин

Расчет по ширине раскрытия трещин железобетонных конструкций, выполненных без предварительного напряжения, следует производить на основе практически постоянного сочетания нагрузок исходя из условия

$$w_k \leq w_{lim},$$

где w_k – расчетная ширина раскрытия трещин;

w_{lim} – предельно допустимая ширина раскрытия трещин, принимаемая для класса ХС3 равной 0,3 мм при практически постоянном сочетании нагрузок [4, табл. 4.1, 4.2].

Определим высоту сжатой зоны x_{II} для сечения с трещиной при использовании двухлинейной диаграммы деформирования из условия равенства статических моментов сжатой и растянутой зон сечения относительно нейтральной оси и при отсутствии рабочей арматуры в сжатой зоне:

$$\frac{bx_{II}^2}{2} = \alpha_e A_{st} (d - x_{II}).$$

Тогда

$$\begin{aligned} x_{II} &= \frac{\sqrt{\alpha_e A_{st} (2bd + \alpha_e A_{st})} - \alpha_e A_{st}}{b} = \\ &= \frac{\sqrt{6,01 \cdot 1610 \cdot (2 \cdot 250 \cdot 544 + 6,01 \cdot 1610)} - 6,01 \cdot 1610}{250} = 170 \text{ мм}. \end{aligned}$$

Определим эффективную площадь растянутой зоны сечения, т. е. некоторой ограниченной области сечения бетона, контактирующего с арматурными стержнями:

$$A_{c,eff} = bh_{c,eff}.$$

$$h_{c,eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,5(h-d) = 2,5 \cdot (600 - 544) = 140 \\ (h - x_{II})/3 = (600 - 170)/3 = 143 \\ h/2 = 600/2 = 300 \end{array} \right\} = 140 \text{ мм.}$$

$$A_{c,eff} = bh_{c,eff} = 250 \cdot 140 = 3,5 \cdot 10^4 \text{ мм}^2.$$

Определим значение эффективного коэффициента армирования:

$$\rho_{eff} = \frac{A_{st}}{A_{c,eff}} = \frac{1610}{3,5 \cdot 10^4} = 0,046,$$

где A_{st} – площадь сечения арматуры, заключенной внутри эффективной площади растянутой зоны сечения $A_{c,eff}$.

Так как в нашем случае в сечении балки применяются арматурные стержни различных диаметров, определим эквивалентный диаметр:

$$\varnothing_{eq} = \frac{n_1 \varnothing_1^2 + n_2 \varnothing_2^2}{n_1 \varnothing_1 + n_2 \varnothing_2} = \frac{2 \cdot 25^2 + 2 \cdot 20^2}{2 \cdot 25 + 2 \cdot 20} = 22,8 \text{ мм,}$$

где n – количество стержней конкретного диаметра.

Максимальное расстояние между трещинами, нормальными к продольной оси, определим по формуле

$$\begin{aligned} s_{r,max} &= k_{3cr} c_{cov} + k_{1cr} k_{2cr} k_{4cr} \frac{\varnothing}{\rho_{eff}} = \\ &= 3,4 \cdot 25 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot \frac{22,8}{0,046} = 169 \text{ мм,} \end{aligned}$$

где k_{1cr} – коэффициент, учитывающий условия сцепления арматуры с бетоном (для стержней периодического профиля $k_{1cr} = 0,8$, для гладких стержней $k_{1cr} = 1,6$);

k_{2cr} – коэффициент, учитывающий распределение относительных деформаций по высоте сечения элемента и принимаемый равным при изгибе 0,5;

$$k_{3cr} = 3,4;$$

$$k_{4cr} = 0,425;$$

\emptyset – диаметр стержня, мм; при применении в одном сечении арматурных стержней различных диаметров в расчете следует принимать эквивалентный диаметр \emptyset_{eq} [4, п. 9.2.3.3].

Плечо внутренней пары сил в сечении с трещиной для второй стадии напряженно-деформированного состояния [12, с. 317]:

$$z = 0,90d \text{ при } \rho_l \leq 0,5 \% ;$$

$$z = 0,85d \text{ при } 0,5 \% \leq \rho_l \leq 1,0 \% ;$$

$$z = 0,80d \text{ при } \rho_l \geq 1,0 \% .$$

Так как в нашем случае $\rho_l = 1,18 \%$, то $z = 0,80d$.

Напряжения в растянутой арматуре, рассчитанные для сечения с трещиной, от усилий, вызванных расчетным сочетанием воздействий:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed,n3}}{zA_{st}} = \frac{M_{Ed,n3}}{0,80dA_{st}} = \frac{212,9 \cdot 10^6}{0,80 \cdot 544 \cdot 1610} = 303,9 \text{ МПа.}$$

Определяем разность между средней относительной деформацией арматуры ε_{sm} и средней относительной деформацией бетона на участке между трещинами ε_{cm} :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} = \\ &= \frac{303,9 - 0,6 \cdot \frac{2,9}{0,046} (1 + 6,01 \cdot 0,046)}{2,0 \cdot 10^5} = \\ &= 0,0013 > 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \cdot \frac{303,9}{2,0 \cdot 10^5} = 0,0009, \end{aligned}$$

где k_t – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки; при кратковременном действии нагрузки принимается равным 0,6, при длительном действии нагрузки – 0,4 [4, п. 9.2.3.2];

$f_{ct,eff}$ – средняя эффективная прочность бетона на растяжение к моменту образования первой трещины; $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ [4, п. 9.2.2.3].

Тогда расчетная ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси, будет равна:

$$w_k = s_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 169 \cdot 0,0013 = 0,22 \text{ мм.}$$

Проверяем условие по ширине раскрытия нормальных трещин:

$$w_k = 0,22 \text{ мм} < w_{\text{lim}} = 0,3 \text{ мм.}$$

Значит, проверка по ширине раскрытия трещин выполняется.

3.2.3. Расчет балки по деформациям

Расчет железобетонных конструкций по деформациям следует производить из условия

$$a_k \leq a_{\text{lim}},$$

где a_k – прогиб (перемещение) железобетонной конструкции от действия внешней нагрузки, мм;

a_{lim} – предельно допустимый прогиб (перемещение), мм.

Расчет балки по деформациям произведем по критерию внешнего вида, на основе практически постоянного сочетания нагрузок.

Определим момент инерции сечения с трещиной:

$$\begin{aligned} I_{\text{II}} &= \frac{bx_{\text{II}}^3}{12} + bx_{\text{II}} \left(\frac{x_{\text{II}}}{2} \right)^2 + \alpha_t A_s (d - x_{\text{II}})^2 = \\ &= \frac{bx_{\text{II}}^3}{3} + \alpha_t A_s (d - x_{\text{II}})^2 = \\ &= \frac{250 \cdot 170^3}{3} + 6,01 \cdot 1610 \cdot (544 - 170)^2 = 1,76 \cdot 10^9 \text{ мм}^4. \end{aligned}$$

Изгибная жесткость элемента

$$B(50, t_0) = \frac{E_{c,\text{eff}} I_{\text{II}}}{1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{\text{II}}}{I_1} \right)},$$

где $E_{c,\text{eff}}$ – эффективный модуль упругости бетона; при действии кратковременной нагрузки принимается $E_{c,\text{eff}} = E_{cm}$;

β – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки; при действии кратковременных нагрузок принимаемый рав-

ным 1,0, при действии длительно действующих и многократно повторяющихся нагрузок – 0,5;

σ_{sr} – напряжения в растянутой арматуре, рассчитанные для сечения с трещиной, от усилий, при которых образуются трещины;

σ_s – напряжения в растянутой арматуре, рассчитанные для сечения с трещиной, от усилий, вызванных расчетным сочетанием воздействий;

$I_1 = I$ – момент инерции сечения без трещины, определяемый с учетом коэффициента приведения арматуры к бетону; при отсутствии трещин в элементе также принимается $I_{II} = I_1$.

Вместо отношения σ_{sr} / σ_s при изгибе допускается применять отношение $M_{cr} / M_{Ed,n}$ [4, п. 9.3.3.1], следовательно,

$$B(50, t_0) = \frac{E_{cm} I_{II}}{1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed,n3}} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_1} \right)}$$

$$= \frac{33,3 \cdot 10^3 \cdot 1,76 \cdot 10^9}{1 - 1,0 \cdot \left(\frac{88,7}{212,9} \right)^2 \cdot \left(1 - \frac{1,76 \cdot 10^9}{5,0 \cdot 10^9} \right)} = 66,04 \cdot 10^{12} \text{ Н} \cdot \text{мм}^2.$$

Для железобетонных элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у верхней и нижней граней, и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения, допускается определять прогиб при изгибе по упрощенной формуле [4, п. 9.3.2.2]:

$$a_k = \alpha_k \frac{M_{Ed,n} l_0^2}{B(50, t_0)} = \frac{5}{48} \cdot \frac{212,9 \cdot 8,85^2}{66,04 \cdot 10^3} = 0,0263 \text{ м} = 26,3 \text{ мм},$$

где $\alpha_k = \frac{5}{48}$ – коэффициент, учитывающий способ приложения нагрузки и схему опирания элемента [12, табл. 11.1].

Предельно допустимый прогиб составляет [4, табл. 4.3]:

$$a_{lim} = \frac{1}{250} l_0 = \frac{1}{250} \cdot 8,85 = 0,0354 \text{ м} = 35,4 \text{ мм}.$$

Проверяем условие по предельно допустимому прогибу:

$$a_k = 26,3 \text{ мм} < a_{\text{lim}} = 35,4 \text{ мм}.$$

Максимальный прогиб в середине пролета балки не превышает предельно допустимый, значит, условие выполняется.

3.3. Расчет балки на экономию стали. Построение эпюры материалов

По эпюре изгибающих моментов (см. рис. 3.1) видно, что максимальный изгибающий момент действует по середине балки, ближе к участкам опирания действующий изгибающий момент уменьшается вплоть до нулевого значения. Расчеты по подбору арматуры были проведены для нормального сечения в месте действия максимального изгибающего момента. На основании этих расчетов было принято четыре рабочих продольных стержня. Однако можно определить участки балки, на которых несущая способность нормальных сечений будет обеспечена и при меньшем количестве рабочих продольных стержней, т. е. некоторые стержни можно оборвать, не доводя их до опорной части балки, без потери прочности балки. Такие стержни называются обрываемой арматурой, а точки, в которых их можно оборвать, – точками теоретического обрыва. В то же время часть стержней останется необорванными, и они будут доводиться до опорных частей балки. Такие стержни называются оставшейся арматурой. Все эти расчеты проводятся параллельно с построением эпюры материалов – графика, отражающего изменение несущей способности нормальных сечений балки по ее длине (прил. Ж).

Так как в нашем случае принято четыре рабочих продольных стержня, то оборвать мы можем только два верхних из них. Определим эффективную высоту условной сжатой зоны для сечения балки только с оставшейся арматурой (рис. 3.4):

$$x_{\text{eff},o} = \frac{f_{yd} A_{s1}}{\eta f_{cd} b} = \frac{435 \cdot 982}{1 \cdot 20 \cdot 250} = 85,4 \text{ мм}.$$

Рабочая (эффективная) высота такого сечения равна:

$$d_o = h - y_1 = h - c = 600 - 37,5 = 562,5 \text{ мм}.$$

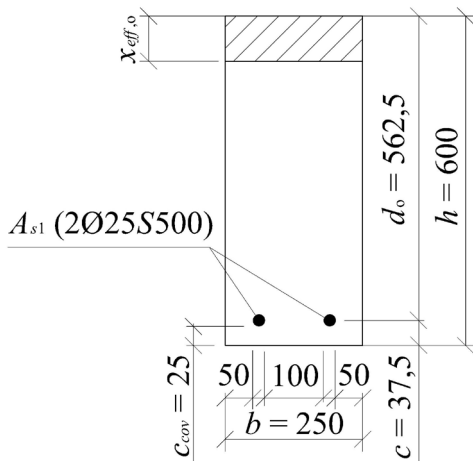


Рис. 3.4. Расчетное сечение балки с оставшейся арматурой

Тогда несущая способность такого сечения составит:

$$M_{Rd}^o = \eta f_{cd} b x_{eff,o} (d_o - 0,5 x_{eff,o}) = 1 \cdot 20 \cdot 250 \cdot 85,4 \cdot (562,5 - 0,5 \cdot 85,4) = 222,0 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 222,0 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Положение точки теоретического обрыва можно определить графически в процессе построения эпюры материалов (прил. Ж) или аналитически, определив ее координату относительно опоры балки по формуле

$$z = \frac{l_0}{2} - \sqrt{\left(\frac{l_0}{2}\right)^2 - \frac{2M_{Rd}^o}{q}} = \frac{8,85}{2} - \sqrt{\left(\frac{8,85}{2}\right)^2 - \frac{2 \cdot 222,0}{32,43}} = 2,00 \text{ м}.$$

В соответствии с требованиями норм, связанными с обеспечением несущей способности балки по наклонным сечениям от действия изгибающего момента, обрываемые стержни необходимо заводить за точки теоретического обрыва на соответствующие длины анкеровки l_{bd} .

Определим расчетное значение предельного напряжения сцепления для стержней периодического профиля:

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,9 = 2,0 \text{ МПа},$$

где η_1 – коэффициент, учитывающий влияние условий сцепления и положение стержней при бетонировании; в нашем случае $\eta_1 = 1,0$;

η_2 – коэффициент, учитывающий влияние диаметра стержня арматуры; для $\varnothing \leq 32$ мм $\eta_2 = 1,0$, для $\varnothing > 32$ мм $\eta_2 = (132 - \varnothing) / 100$ [4, п. 11.2.5];

f_{ctd} – расчетное сопротивление бетона растяжению (для бетонов с $f_{ck} \geq 60$ МПа при расчете по данной формуле расчетное сопротивление f_{ctd} принимают как для бетонов с $f_{ck} = 60$ МПа).

Требуемая базовая длина анкеровки для анкеровки усилия в прямом стержне при допущении постоянного напряжения сцепления

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} = \frac{20 \cdot 435}{4 \cdot 2,0} = 1088 \text{ мм},$$

где \varnothing – диаметр обрываемого и анкеруемого стержня;

σ_{sd} – расчетное напряжение стержня в месте (сечении), от которого измеряется длина анкеровки (в учебных целях примем $\sigma_{sd} = f_{yd}$).

Расчетная длина анкеровки

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} = \\ = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1088 = 762 \text{ мм},$$

где α_1 – коэффициент, учитывающий влияние формы стержней при достаточном защитном слое бетона;

α_2 – коэффициент, учитывающий влияние минимальной толщины защитного слоя бетона;

α_3 – коэффициент, учитывающий влияние поперечной арматуры;

α_4 – коэффициент, учитывающий влияние одного или нескольких приваренных поперечных стержней вдоль расчетной длины анкеровки;

α_5 – коэффициент, учитывающий влияние поперечного давления в плоскости раскалывания вдоль расчетной длины анкеровки [4, п. 11.2.7].

Определим минимальную длину анкеровки при растяжении [4, п. 11.2.7]:

$$l_{b,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3l_{b,rqd} = 0,3 \cdot 1088 = 326 \\ 10\varnothing = 10 \cdot 20 = 200 \\ 100 \end{array} \right\} = 326 \text{ мм.}$$

Проверяем условия [4, п. 11.2.7, п. 11.4.10.3]:

$$l_{bd} = 762 \text{ мм} > l_{b,\min} = 326 \text{ мм};$$

$$l_{bd} = 762 \text{ мм} > 0,5h = 0,5 \cdot 600 = 300 \text{ мм};$$

$$l_{bd} = 762 \text{ мм} > 20\varnothing = 20 \cdot 20 = 400 \text{ мм.}$$

Все условия соблюдаются. Принимаем $l_{bd} = 770 \text{ мм}$.

Тогда длина оборванных стержней составит:

$$l_{об} = l_0 - 2z + 2l_{bd} = 8850 - 2 \cdot 2000 + 2 \cdot 770 = 6390 \text{ мм.}$$

После расчета по прочности и подбора арматуры выполняется конструирование каркаса К-3, расположенного в балке (прил. И).

4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОЛОННЫ

Исходные данные.

Конструкция, размеры колонны, материалы.

В учебных целях расчет производим для колонны среднего ряда как центрально-сжатого элемента (рис. 4.1). Высота колонны выше уровня земли $H = 7$ м. Расстояние между разбивочными осями здания $L = 9$ м. Расстояние между балками вдоль здания в осях (шаг балок) $l = 6$ м. Высота балки $h = 0,6$ м, ширина балки $b = 0,25$ м.

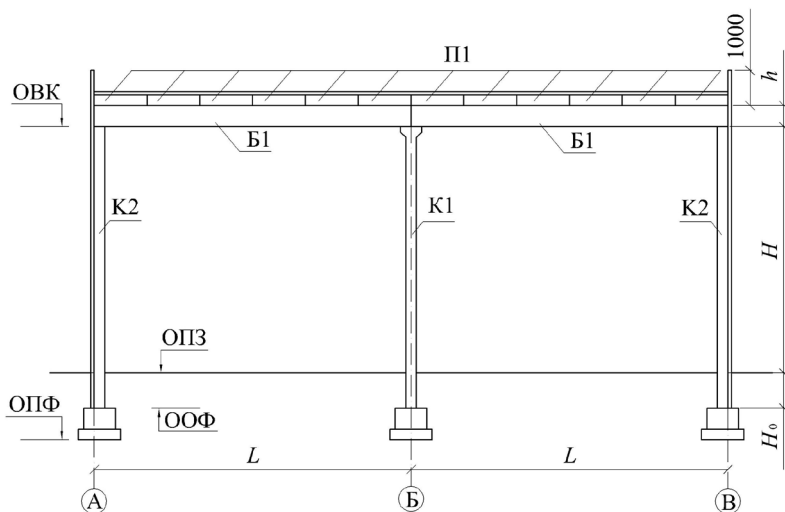


Рис. 4.1. Поперечный каркас (рама) производственного здания:
ОВК – отметка верха колонны; ОПЗ – отметка поверхности земли;
ООФ – отметка обреза фундамента; ОПФ – отметка подошвы фундамента

Бетон колонны принимаем тяжелый класса по прочности на сжатие С20/25, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении. Марка бетонной смеси по удобоукладываемости – П2. Колонна изготовлена на предприятии с сертифицированной системой контроля качества, включающей измерения толщины защитного слоя.

Расчетное сопротивление бетона класса С20/25 сжатию (расчетная прочность на сжатие)

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20}{1,5} = 13,3 \text{ МПа.}$$

Расчетное сопротивление бетона растяжению (расчетную прочность бетона на растяжение) определяем следующим образом:

$$f_{ctd} = \frac{k_{tt} f_{ctk0,05}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 1,5}{1,5} = 0,7 \text{ МПа,}$$

где $k_{tt} = 0,7$ – коэффициент, учитывающий влияние на прочность на растяжение бетона нормального веса длительности действия нагрузки, неблагоприятного способа ее приложения, повышенной хрупкости высокопрочного бетона и т. п. [4, п. 6.1.2.12].

Классы арматуры по прочности на растяжение:

- для рабочей продольной арматуры – S500;
- для конструктивной и монтажной арматуры – S240.

Расчетное сопротивление арматуры класса S500 растяжению

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ МПа.}$$

Условия эксплуатации.

Класс среды по условиям эксплуатации конструкции – XC1. Класс железобетонной конструкции – S3. Класс надежности – RC1. Район строительства – г. Горки.

4.1. Расчет нагрузок и усилий, действующих на колонну

Нагрузки на колонну складываются из постоянной нагрузки (от собственного веса конструкции кровли, плит покрытия, балок и собственного веса колонны) и переменной (снеговая нагрузка и функциональная нагрузка на кровлю). Все характеристические (нормативные) значения нагрузок, кроме нагрузки от собственного веса колонны, определены ранее (см. табл. 2.3, табл. 3.1).

Для определения нагрузки от собственного веса колонны и проведения дальнейших расчетов необходимо назначить размеры поперечного сечения колонны и определить ее высоту.

Принимаем прямоугольное поперечное сечение колонны (рис. 4.2). Поперечные размеры колонны назначают кратными 50 мм в пределах

от 250 до 500 мм и кратными 100 мм при размерах более 500 мм [13, с. 266]. Кроме того, поперечные размеры колонны не должны быть меньше ширины балки. Примем размер сечения колонны в направлении продольного каркаса здания $b_{col} = 300$ мм, в направлении поперечного каркаса здания $h_{col} = 300$ мм. Тогда площадь сечения колонны составит:

$$A_{col} = b_{col} h_{col} = 300 \cdot 300 = 90\,000 \text{ мм}^2.$$

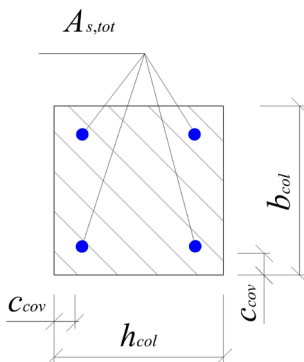


Рис. 4.2. Расчетное сечение колонны

Определяем радиусы инерции сечения колонны соответственно в плоскости поперечной рамы и плоскости, перпендикулярной поперечной раме:

$$i_h = \frac{h_{col}}{\sqrt{12}} = \frac{300}{\sqrt{12}} = 87 \text{ мм};$$

$$i_b = \frac{b_{col}}{\sqrt{12}} = \frac{300}{\sqrt{12}} = 87 \text{ мм}.$$

Примем расстояние от отметки +0,000 (ОПЗ) до обреза фундамента (ООФ) равным $H_0 = 0,15$ м (принимается с учетом назначения и конструктивных особенностей проектируемого здания, а также других условий строительства объекта). Тогда геометрическая длина колонны выше ООФ составит:

$$H_c = H + H_0 = 7 + 0,15 = 7,15 \text{ м}.$$

Определяем расчетные длины колонны соответственно в плоскости поперечной рамы и в плоскости, перпендикулярной поперечной раме [4, табл. 8.3]:

$$l_{o,h} = 1,2H_c = 1,2 \cdot 7150 = 8580 \text{ мм};$$

$$l_{o,b} = 0,8H_c = 0,8 \cdot 7150 = 5720 \text{ мм}.$$

Размеры сечений колонн, являющихся элементами зданий, следует принимать такими, чтобы их гибкость λ в любом направлении не превышала 120 [4, п. 11.4.2]. Проверяем условия:

$$\lambda_h = \frac{l_{o,h}}{i_h} = \frac{8580}{87} = 99 < 120;$$

$$\lambda_b = \frac{l_{o,b}}{i_b} = \frac{5720}{87} = 66 < 120.$$

Условия выполняются.

Определяем характеристическую (нормативную) нагрузку от собственного веса колонны:

$$G_{\text{кол}} = b_{\text{кол}} h_{\text{кол}} H_c \rho = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 7,15 \cdot 25 = 16,09 \text{ кН},$$

где $\rho = 25 \text{ кН/м}^3$ – объемный вес бетона.

При расчете железобетонной колонны среднего ряда и фундамента под нее сбор нагрузок производится с грузовой площади прямоугольной формы, границы которой находятся от колонны на расстоянии половины пролета и половины шага балок в каждую сторону от нее. В нашем случае в соответствии с принятой компоновкой несущих элементов покрытия (прил. Д) грузовая площадь, с которой нагрузки от покрытия передаются на колонну, будет равна:

$$A_{\text{гр}} = 2 \frac{l}{2} \cdot 2 \frac{L}{2} = 2 \cdot \frac{6}{2} \cdot 2 \cdot \frac{9}{2} = 54 \text{ м}^2.$$

Значения характеристических (нормативных) нагрузок и частных коэффициентов для расчета колонны сведены в табл. 4.1. Нагрузка преобразована в виде продольного усилия с учетом грузовой площади $A_{\text{гр}}$. Значения коэффициентов сочетаний переменных нагрузок ψ (ψ_0 , ψ_1 , ψ_2) для зданий [8, табл. НП.1, табл. А1.1(В)], частных ко-

коэффициентов по нагрузке γ_F [8, прил. А1, табл. НП.1], а также коэффициентов k_{FI} , применяемых к нагрузкам для дифференциации надежности [8, табл. В.3] принимаются по СН 2.01.01-2019 (см. п. 1.2).

Т а б л и ц а 4.1. Значения характеристических (нормативных) нагрузок и частных коэффициентов для расчета колонны

Наименование нагрузки	Характеристическая (нормативная) нагрузка	$\Psi_{0,i}$	γ_F	k_{FI}
I. Постоянные нагрузки				
Собственный вес кровли и плит покрытия (см. табл. 2.3)	$G_{\text{покр}} = 3,00 \cdot 54 = 162,00 \text{ кН}$	–	1,35	0,90
Собственный вес балок (шаг балок – 6000 мм) (см. табл. 3.1)	$G_6 = 3,75 \cdot 54 / 6,00 = 33,75 \text{ кН}$	–	1,35	0,90
Собственный вес колонны	$G_{\text{кол}} = 16,09 \text{ кН}$	–	1,35	0,90
И т о г о...	$G_k = 211,84 \text{ кН}$			
II. Временные нагрузки				
Снеговая нагрузка на покрытие (см. табл. 2.3)	$Q_s = 1,23 \cdot 54 = 66,42 \text{ кН}$	0,6	1,5	0,90
Функциональная нагрузка для покрытия категории использования Н (см. табл. 2.3) [6, табл. НП 6.10]	$Q_\phi = 0,50 \cdot 54 = 27,00 \text{ кН}$	0	1,5	0,90
И т о г о...	$Q_k = 93,42 \text{ кН}$			

Определим основные сочетания нагрузок на колонну (см. п. 1.2). В нашем случае они будут иметь следующий вид:
первое основное сочетание:

$$N_1 = k_{FI} \gamma_{F,G} G_k + k_{FI} \gamma_{F,Q} \Psi_{0,1} Q_s + k_{FI} \gamma_{F,Q} \Psi_{0,2} Q_\phi =$$

$$= 0,90 \cdot 1,35 \cdot 211,84 + 0,90 \cdot 1,50 \cdot 0,6 \cdot 66,42 +$$

$$+ 0,90 \cdot 1,50 \cdot 0 \cdot 27,00 = 311,19 \text{ кН};$$

второе основное сочетание:

$$N_2 = k_{FI} \xi \gamma_{F,G} G_k + k_{FI} \gamma_{F,Q} Q_s + k_{FI} \gamma_{F,Q} \Psi_{0,2} Q_\phi =$$

$$= 0,90 \cdot 0,85 \cdot 1,35 \cdot 211,84 + 0,90 \cdot 1,50 \cdot 66,42 +$$

$$+ 0,90 \cdot 1,50 \cdot 0 \cdot 27,00 = 308,44 \text{ кН},$$

где $\gamma_{F,G}$, $\gamma_{F,Q}$ – частные коэффициенты безопасности для конкретных соответственно постоянных и переменных нагрузок;

$\xi = 0,85$ – коэффициент уменьшения для неблагоприятно действующей постоянной нагрузки [8, табл. НП.1, табл. А1.2(В)].

Для дальнейших расчетов колонны выбираем первое сочетание нагрузок ($N_{Ed} = N_1 = 311,19$ кН) как наиболее неблагоприятное.

4.2. Расчет колонны по предельным состояниям несущей способности (первая группа)

Определяем относительное продольное усилие:

$$\bar{n} = \frac{N_{Ed}}{A_{col} f_{cd}} = \frac{311,19 \cdot 10^3}{90000 \cdot 13,3} = 0,26.$$

Предельно допустимая гибкость

$$\lambda_{lim,a} = \frac{20 a_N b_N c_N}{\sqrt{\bar{n}}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{0,26}} = 21,$$

где a_N , b_N , c_N – допускается принимать соответственно 0,7, 1,1 и 0,7 [4, п. 8.1.6.10].

Так как максимальная гибкость $\lambda = 99 > \lambda_{lim,a} = 21$, необходимо учитывать влияние продольного изгиба [4, п. 8.1.6.10].

Определяем минимальный эксцентриситет [3, п. 8.1.1.5]:

$$e_0 = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_{col}}{30} = \frac{300}{30} = 10 \\ e_{0,min} = 20 \end{array} \right\} = 20 \text{ мм.}$$

Определяем дополнительный эксцентриситет вследствие влияния геометрических несовершенств, который в нашем случае допускается принимать по следующей формуле [4, п. 5.4.6]:

$$e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{8580}{400} = 21 \text{ мм.}$$

Суммарный эксцентриситет

$$e_{tot} = e_0 + e_i = 20 + 21 = 41 \text{ мм.}$$

Определяем коэффициент продольного изгиба:

$$\begin{aligned}\varphi &= 1,14\left(1 - \frac{2e_{tot}}{h_{col}}\right) - 0,02 \frac{l_0}{h_{col}} = 1,14 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 41}{300}\right) - 0,02 \cdot \frac{8\,580}{300} = \\ &= 0,26 < 1 - \frac{2e_{tot}}{h_{col}} = 1 - \frac{2 \cdot 41}{300} = 0,73.\end{aligned}$$

Принимаем $\varphi = 0,26$.

Требуемая площадь сечения продольной рабочей арматуры колонны определяется из условия прочности центрально-сжатых железобетонных элементов:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = \varphi(f_{cd} A_{col} + A_{s,tot} f_{yd}),$$

где N_{Rd} – несущая способность;

$A_{s,tot}$ – суммарная площадь сечения всей продольной арматуры.

Отсюда требуемая площадь сечения рабочей продольной арматуры

$$A_{s,tot,req} = \frac{\frac{N_{Ed}}{\varphi} - f_{cd} A_{col}}{f_{yd}} = \frac{\frac{311,19 \cdot 10^3}{0,26} - 13,3 \cdot 90000}{435} = -0,27 \text{ мм}^2.$$

Так как значение требуемой площади сечения рабочей арматуры получилось отрицательное, то принимаем минимально возможное количество и диаметр арматуры, в данном случае это 4Ø16 S500 с $A_{s,tot} = 804 \text{ мм}^2$.

Определяем фактический коэффициент (процент) продольного армирования:

$$\rho_l = \frac{A_{s,tot}}{b_{col} h_{col}} 100 \% = \frac{804}{300 \cdot 300} \cdot 100 \% = 0,89 \ %.$$

Для определения минимально допустимого процента продольного армирования ρ_{min} сначала рассчитаем значение ρ_λ :

$$\rho_\lambda = \frac{27 + \frac{l_0}{i}}{440} = \frac{27 + \frac{8\,580}{87}}{440} = 0,29 \ %.$$

Причем должно выполняться условие [4, табл. 11.1]

$$0,10 \% \leq \rho_\lambda \leq 0,25 \ %.$$

В нашем случае

$$0,1 \% < \rho_\lambda = 0,29 \% > 0,25 \%,$$

условие не выполняется. Принимаем $\rho_\lambda = 0,25 \%$.

Определяем минимально допустимый процент армирования:

$$\rho_{\min} = 2 \frac{5N_{Ed}}{f_{yd} b_{col} h_{col}} = 2 \cdot \frac{5 \cdot 311,19 \cdot 10^3}{435 \cdot 300 \cdot 300} = 0,08 \%$$

Так как $\rho_{\min} = 0,08 \% < \rho_\lambda = 0,25 \%$, принимаем $\rho_{\min} = 0,25 \%$.

Проверяем условия [4, п. 11.2.1.1, п. 11.2.1.2]:

$$\rho_l = 0,89 \% > \rho_{\min} = 0,25 \%;$$

$$\rho_l = 0,89 \% < \rho_{\max} = 5 \%$$

Условия выполняются.

Колонну армируем сварным пространственным каркасом, состоящим из двух плоских каркасов, расположенных перпендикулярно поперечной раме здания и соединенных поперечными стержнями, расположенными вдоль поперечной рамы. Поперечную арматуру принимаем по условию свариваемости с продольной арматурой (см. табл. 1.2) из стержней Ø8 S240. Шаг поперечных стержней назначаем по конструктивным соображениям исходя из условий (см. п. 1.10) [4, п. 11.4.5.6]:

$$s \leq \begin{cases} 15\text{Ø} = 15 \cdot 16 = 240 \text{ мм}, \\ s_{\max} = 400 \text{ мм}, \end{cases}$$

где Ø – диаметр продольной арматуры.

Принимаем шаг поперечных стержней $s = 240$ мм.

Толщину защитного слоя бетона принимаем $c_{cov} = 30$ мм (см. п. 1.10) [4, п. 6.3.4].

Для надежной анкеровки продольной арматуры колонны она должна быть заведена в стакан фундамента на расстояние, соответствующее длине анкеровки l_{bd} .

Для расчета l_{bd} определим расчетное значение предельного напряжения сцепления для стержней периодического профиля:

$$f_{bd} = 2,25\eta_1\eta_2 f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 = 1,6 \text{ МПа},$$

где η_1 – коэффициент, учитывающий влияние условий сцепления и положение стержней при бетонировании; в нашем случае $\eta_1 = 1,0$;

η_2 – коэффициент, учитывающий влияние диаметра стержня арматуры; для $\varnothing \leq 32$ мм $\eta_2 = 1,0$, для $\varnothing > 32$ мм $\eta_2 = (132 - \varnothing) / 100$ [4, п. 11.2.5];

f_{ctd} – расчетное сопротивление бетона растяжению (для бетонов с $f_{ck} \geq 60$ МПа при расчете по данной формуле расчетное сопротивление f_{ctd} принимают как для бетонов с $f_{ck} = 60$ МПа).

Требуемая базовая длина анкеровки для анкеровки усилия в прямом стержне при допущении постоянного напряжения сцепления

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} = \frac{16}{4} \cdot \frac{435}{1,6} = 1088 \text{ мм},$$

где \varnothing – диаметр анкеруемого стержня;

σ_{sd} – расчетное напряжение стержня в месте (сечении), от которого измеряется длина анкеровки (в учебных целях примем $\sigma_{sd} = f_{yd}$).

Расчетная длина анкеровки

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1088 = 762 \text{ мм},$$

где $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_5$ – коэффициенты, принимаемые при сжатии равными 1,0;

α_4 – коэффициент, принимаемый при сжатии равным 0,7 [4, табл. 11.2].

Определим минимальную длину анкеровки при сжатии [4, п. 11.2.7]:

$$l_{b,\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,6l_{b,rqd} = 0,6 \cdot 1088 = 653 \\ 10\varnothing = 10 \cdot 16 = 160 \\ 100 \end{array} \right\} = 653 \text{ мм}.$$

Проверяем условия [4, п. 11.2.7; 19]:

$$l_{bd} = 762 \text{ мм} > l_{b,\min} = 653 \text{ мм};$$

$$l_{bd} = 762 \text{ мм} > h_{col} = 300 \text{ мм}.$$

Условия соблюдаются. Принимаем $l_{bd} = 770$ мм. Тогда общая высота колонны составит:

$$H_{col} = H_c + l_{bd} + z_o = 7150 + 770 + 10 = 7930 \text{ мм},$$

где z_o – конструктивный зазор (см. п. 1.10) [4, п. 11.4.4.1].

Длина колонны принимается кратной 50 мм. Принимаем $H_{col} = 7950$ мм.

После всех расчетов и подбора арматуры выполняется конструирование арматурных каркасов К-4, расположенных в колонне (прил. К).

5. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ОТДЕЛЬНОГО ФУНДАМЕНТА ПОД КОЛОННУ

Исходные данные.

Конструкция, материалы.

Фундамент прямоугольный в плане, ступенчатой формы поперечного сечения, отдельный под колонну среднего ряда (размеры сечения колонны $b_{col} \times h_{col} = 300 \times 300$ мм). Схема фундамента – на рис. 5.1.

Бетон фундамента принимаем тяжелый класса по прочности на сжатие С25/30, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении. Марка бетонной смеси по удобоукладываемости – П2. Фундамент изготовлен на предприятии с сертифицированной системой контроля качества, включающей измерения толщины защитного слоя.

Расчетное сопротивление бетона класса С25/30 сжатию (расчетная прочность на сжатие)

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ МПа.}$$

Прочность бетона на осевое растяжение, установленная для проектирования конструкций, $f_{ctm} = 2,6$ МПа (прил. Б).

Расчетное сопротивление бетона растяжению (расчетную прочность бетона на растяжение) определяем следующим образом:

$$f_{ctd} = \frac{k_{tt} f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot 1,8}{1,5} = 0,8 \text{ МПа.}$$

Классы арматуры по прочности на растяжение:

- для рабочей арматуры в подошве плитной части – S500;
- для конструктивной и монтажной арматуры – S240.

Расчетное сопротивление арматуры класса S500 растяжению

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ МПа.}$$

Условия эксплуатации.

Класс среды по условиям эксплуатации конструкции – ХС2. Класс железобетонной конструкции – S2. Класс надежности – RC1. Район строительства – г. Горки. Расчетное сопротивление грунта $R = 0,3 \text{ МПа} = 300 \text{ кН/м}^2$.

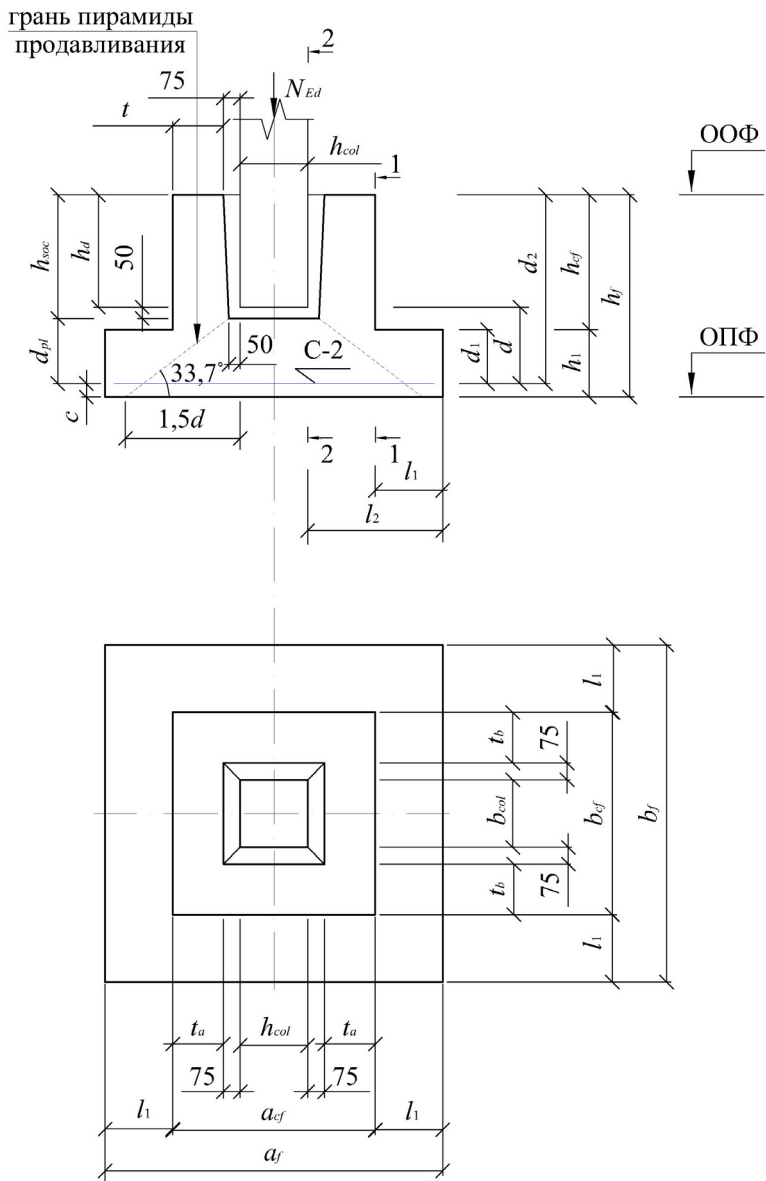


Рис. 5.1. Расчетная схема фундамента

5.1. Определение размеров подошвы фундамента и подколонника

Нагрузки на фундамент складываются из постоянной нагрузки (от собственного веса конструкции кровли, плит покрытия, балок, колонны, фундамента и веса грунта на ступенях фундамента) и переменной (снеговая нагрузка и функциональная нагрузка на кровлю). Все характеристические (нормативные) значения нагрузок, кроме нагрузки от собственного веса фундамента и веса грунта на ступенях фундамента, определены ранее (см. табл. 4.1).

Значения характеристических (нормативных) нагрузок и частных коэффициентов для расчета геотехнического сочетания нагрузок на фундамент без учета нагрузки от собственного веса фундамента и веса грунта на ступенях фундамента сведены в табл. 5.1. Значения коэффициентов сочетаний переменных нагрузок ψ (ψ_0 , ψ_1 , ψ_2) для зданий [8, табл. НП.1, табл. А1.1(В)] и частных коэффициентов по нагрузке γ_F [8, прил. А1, табл. НП.1] принимаются по СН 2.01.01-2019 (см. п. 1.2).

Таблица 5.1. Значения характеристических (нормативных) нагрузок и частных коэффициентов для расчета геотехнического сочетания нагрузок на фундамент (без учета нагрузки от собственного веса фундамента и веса грунта на ступенях фундамента)

Наименование нагрузки	Характеристическая (нормативная) нагрузка	$\psi_{0,i}$	γ_F
I. Постоянные нагрузки			
Собственный вес кровли, плит покрытия, балок и колонны (см. табл. 4.1)	$G_{\text{выш}} = 211,84 \text{ кН}$	–	1,00
И т о г о...	$G_k = 211,84 \text{ кН}$		
II. Временные нагрузки			
Снеговая нагрузка на покрытие (см. табл. 4.1)	$Q_s = 66,42 \text{ кН}$	–	1,3
Функциональная нагрузка для покрытия категории использования Н (см. табл. 4.1) [6, табл. НП 6.10]	$Q_{\phi} = 27,00 \text{ кН}$	0	1,3
И т о г о...	$Q_k = 93,42 \text{ кН}$		

Определяем геотехническое сочетание нагрузок на фундамент без учета нагрузки от собственного веса фундамента и веса грунта на ступенях фундамента (см. п. 1.2). В нашем случае оно будет иметь следующий вид:

$$\begin{aligned}
 N_{Ed, \text{выш}} &= \gamma_{F,G} G_k + \gamma_{F,Q} Q_s + \gamma_{F,Q} \psi_{0,2} Q_{\phi} = \\
 &= 1,00 \cdot 211,84 + 1,30 \cdot 66,42 + 1,30 \cdot 0 \cdot 27,00 = 298,19 \text{ кН}.
 \end{aligned}$$

Назначаем размеры подколонника. Минимальная толщина стенки стакана по верху $t_{\min} = 200$ мм [13, рис. 22.2]. Величина зазора между стенкой стакана и гранью колонны принимается равной 75 мм. Тогда минимальные размеры подколонника фундамента составят:

$$a_{cf,\min} = h_{col} + 2(t_{\min} + 75) = 300 + 2 \cdot (200 + 75) = 850 \text{ мм};$$

$$b_{cf,\min} = b_{col} + 2(t_{\min} + 75) = 300 + 2 \cdot (200 + 75) = 850 \text{ мм}.$$

Принимаем $a_{cf} = 900$ мм, $b_{cf} = 900$ мм, кратно 300 мм [16, с. 24]. Тогда толщина стенки стакана

$$t_a = \frac{a_{cf} - h_{col} - 2 \cdot 75}{2} = \frac{900 - 300 - 2 \cdot 75}{2} = 225 \text{ мм};$$

$$t_b = \frac{b_{cf} - b_{col} - 2 \cdot 75}{2} = \frac{900 - 300 - 2 \cdot 75}{2} = 225 \text{ мм}.$$

Глубина заделки колонны в фундаменте (см. п. 4.2)

$$h_d = H_{col} - H_c = 7\,950 - 7\,150 = 800 \text{ мм}.$$

Зазор между дном стакана фундамента и нижней гранью колонны принимается равным 50 мм [13, с. 350]. Тогда глубина стакана

$$h_{soc} = h_d + 50 = 800 + 50 = 850 \text{ мм}.$$

Минимальная толщина дна стакана – 200 мм (см. рис. 4.1) [13, с. 350], тогда минимальная высота фундамента под колонну

$$h_{f,\min} = h_{soc} + 200 = 850 + 200 = 1\,050 \text{ мм}.$$

Принимаем предварительно $h_f = 1\,100$ мм, кратно 100 мм [19, с. 56].

Так как расчет ведется для фундамента внутреннего ряда, то глубину его заложения будем назначать без учета глубины промерзания грунта [9, п. 5.2.5]. Следовательно, глубина заложения фундамента (см. п. 4.1) составит:

$$H_f = h_f + H_0 = 1\,100 + 150 = 1\,250 \text{ мм}.$$

Расчетная площадь подошвы фундамента

$$A_f = \frac{N_{Ed,выш}}{R - \rho_m H_f \gamma_F} = \frac{298,19}{300 - 20 \cdot 1,25 \cdot 1,0} = 1,08 \text{ м}^2,$$

где ρ_m – средний удельный вес фундамента и грунта на его ступенях; в учебных целях допускается принимать $\rho_m = 20 \text{ кН/м}^3$ [19, с. 57].

Так как подколонник принят квадратным в плане ($a_{cf} = b_{cf} = 900 \text{ мм}$), то подошва фундамента также будет квадратной в плане, а расчетное значение ее стороны будет равно:

$$a_f = b_f = \sqrt{A_f} = \sqrt{1,08} = 1,04 \text{ м}.$$

В соответствии с необходимостью учета угла наклона боковых граней пирамиды продавливания, конструктивных требований к размерам подколонника (см. п. 4.1), стандартных размеров подошвы фундамента, которые в плане должны быть кратными 300 мм [19, с. 65], принимаем $a_f = b_f = 1\,500 \text{ мм}$.

Тогда площадь подошвы фундамента составит:

$$A_f = a_f b_f = 1,5 \cdot 1,5 = 2,25 \text{ м}^2.$$

Расчетное давление на грунт под подошвой фундамента

$$p = \frac{N_{Ed,выш}}{A_f} + \rho_m H_f \gamma_F = \frac{298,19}{2,25} + 20 \cdot 1,25 \cdot 1,0 = \\ = 158 \text{ кН/м}^2 < R = 300 \text{ кН/м}^2.$$

Проверка несущей способности основания и принятых размеров подошвы фундамента выполняется.

Проверим принятую высоту фундамента. Расстояние от края колонны до края фундамента

$$l_2 = \frac{a_f - h_{col}}{2} = \frac{1\,500 - 300}{2} = 600 \text{ мм}.$$

Толщина защитного слоя бетона в подошве фундамента принимается для сборных фундаментов не менее 45 мм (см. п. 1.10) [4, п. 6.3.4, п. 11.4.3], принимаем $c_{cov} = 45 \text{ мм}$.

Определяем минимальную рабочую (эффективную) высоту фундамента из условия прочности на продавливание:

$$d_{\min} = 1,2 \frac{l_2}{1,5 + 0,5 \frac{f_{\text{снд}}}{p}} = 1,2 \cdot \frac{600}{1,5 + 0,5 \cdot \frac{0,8}{0,158}} = 179 \text{ мм.}$$

Принятая ранее высота фундамента

$$h_f = 1100 \text{ мм} > d_{\min} + c_{\text{cov}} + \frac{\emptyset}{2} = 179 + 45 + \frac{12}{2} = 230 \text{ мм,}$$

где \emptyset – предполагаемый диаметр рабочей арматуры в подошве фундамента.

Условие выполняется, окончательно принимаем $h_f = 1100$ мм.

Определим высоту плитной части фундамента. Вылет консоли плитной части фундамента составляет:

$$l_1 = \frac{a_f - a_{\text{cf}}}{2} = \frac{1500 - 900}{2} = 300 \text{ мм.}$$

Минимальная рабочая (эффективная) высота плитной части фундамента

$$d_{1,\min} = 1,2 \frac{l_1}{1,5 + 0,5 \frac{f_{\text{снд}}}{p}} = 1,2 \cdot \frac{300}{1,5 + 0,5 \cdot \frac{0,8}{0,158}} = 89 \text{ мм.}$$

Тогда общая высота плитной части фундамента составит:

$$h_{\text{пл},\min} = d_{1,\min} + c_{\text{cov}} + \frac{\emptyset}{2} = 89 + 45 + \frac{12}{2} = 140 \text{ мм.}$$

Количество ступеней фундамента принимают в зависимости от высоты плитной части:

- при $h_{\text{пл}} \leq 450$ мм – одна ступень;
- при $450 \text{ мм} < h_{\text{пл}} < 900$ мм – две ступени;
- при $h_{\text{пл}} \geq 900$ мм – три ступени [13, с. 349; 19, с. 56].

Высота ступеней принимается не менее 300 мм и кратной 150 мм, размеры в плане подошвы и ступеней принимаются кратными 300 мм [13, с. 349; 19, с. 56].

Таким образом, принимаем высоту плитной части фундамента $h_{\text{пл}} = 300 \text{ мм} > h_{\text{пл},\min} = 140 \text{ мм}$ с одной ступенью высотой $h_1 = 300 \text{ мм}$.

Тогда высота подколонника составит:

$$h_{cf} = h_f - h_{pl} = 1\,100 - 300 = 800 \text{ мм.}$$

Все принятые размеры фундамента представлены в прил. Л.

5.2. Подбор рабочей арматуры подошвы фундамента

Подбор арматуры и проверку несущей способности фундамента произведем по основным сочетаниям нагрузок. Значения характеристических (нормативных) нагрузок и частных коэффициентов сведены в табл. 5.2. Нагрузка от собственного веса вышележащих конструкций рассчитывается как распределенная по площади подошвы фундамента $A_f = 2,25 \text{ м}^2$ (см. п. 5.1). Значения коэффициентов сочетаний переменных нагрузок ψ (ψ_0, ψ_1, ψ_2) для зданий [8, табл. НП.1, табл. А1.1(В)] и частных коэффициентов по нагрузке γ_F [8, прил. А1, табл. НП.1], а также коэффициентов k_{FI} , применяемых к нагрузкам для дифференциации надежности [8, табл. В.3], принимаются по СН 2.01.01-2019 (см. п. 1.2).

Т а б л и ц а 5.2. Значения характеристических (нормативных) нагрузок и частных коэффициентов для подбора арматуры и проверки несущей способности фундамента

Наименование нагрузки	Характеристическая (нормативная) нагрузка	$\psi_{0,i}$	γ_F	k_{FI}
I. Постоянные нагрузки				
Собственный вес кровли, плит покрытия, балок и колонны (см. табл. 5.1)	$g_{\text{выш}} = 211,84 / 2,25 = 94,15 \text{ кН/м}^2$	–	1,35	0,90
Средний удельный вес фундамента и грунта на его ступенях, равный 20 кН/м^3 (глубина заложения фундамента – $1,25 \text{ м}$) (см. п. 5.1)	$g_{\text{ф.г}} = 20 \cdot 1,25 = 25,00 \text{ кН/м}^2$	–	1,35	0,90
И т о г о...	$g_k = 119,15 \text{ кН/м}^2$			
II. Временные нагрузки				
Снеговая нагрузка на покрытие (см. табл. 2.1)	$s = 1,23 \text{ кН/м}^2$	0,6	1,5	0,90
Функциональная нагрузка для покрытия категории использования Н (см. табл. 2.1) [6, табл. НП 6.10]	$q_{\text{ф}} = 0,50 \text{ кН/м}^2$	0	1,5	0,90
И т о г о...	$q_k = 1,73 \text{ кН/м}^2$			

Определим основные сочетания нагрузок на фундамент (см. п. 1.2).
В нашем случае они будут иметь следующий вид:

первое основное сочетание:

$$p_1 = k_{FI} \gamma_{F,g} g_k + k_{FI} \gamma_{F,q} \Psi_{0,1} s + k_{FI} \gamma_{F,q} \Psi_{0,2} q_{\phi} = 0,90 \cdot 1,35 \cdot 119,15 + \\ + 0,90 \cdot 1,50 \cdot 0,6 \cdot 1,23 + 0,90 \cdot 1,50 \cdot 0 \cdot 0,50 = 145,76 \text{ кН/м}^2;$$

второе основное сочетание:

$$p_2 = k_{FI} \xi \gamma_{F,g} g_k + k_{FI} \gamma_{F,q} s + k_{FI} \gamma_{F,q} \Psi_{0,2} q_{\phi} = 0,90 \cdot 0,85 \cdot 1,35 \cdot 119,15 + \\ + 0,90 \cdot 1,50 \cdot 1,23 + 0,90 \cdot 1,50 \cdot 0 \cdot 0,50 = 124,71 \text{ кН/м}^2.$$

Таким образом, давление на грунт под подошвой фундамента будет соответствовать значению наиболее неблагоприятного из сочетаний нагрузок: $p = p_1 = 145,76 \text{ кН/м}^2$.

Под действием реактивного давления грунта ступени фундамента работают на изгиб как консоли, защемленные в теле фундамента. Изгибающие моменты определяют в сечениях по граням уступов фундамента (рис. 5.2).

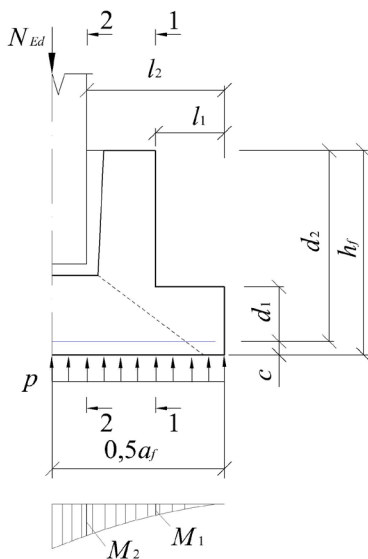


Рис. 5.2. Схема к расчету ступеней фундамента

Площадь сечения рабочей арматуры подошвы фундамента определяем по сечениям 1–1, 2–2.

Рассмотрим **сечение 1–1**, проходящее по грани второй снизу ступени (подколонника). Вылет консоли $l_1 = 300$ мм (см. п. 5.1), рабочая (эффективная) высота сечения

$$d_1 = h_1 - c_{cov} - \frac{\emptyset}{2} = 300 - 45 - \frac{12}{2} = 249 \text{ мм},$$

где \emptyset – предполагаемый диаметр рабочей арматуры в подошве фундамента.

Действующий изгибающий момент

$$M_1 = \frac{pb_f l_1^2}{2} = \frac{145,76 \cdot 1,5 \cdot 0,300^2}{2} = 9,84 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Требуемая площадь сечения рабочей арматуры

$$A_{s1,req} = \frac{M_1}{\eta_u f_{yd} d_1} = \frac{9,84 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 435 \cdot 249} = 101 \text{ мм}^2.$$

где η_u – относительное плечо внутренней пары сил, которое допускается принимать равным 0,9 [16, с. 32].

Определяем фактический коэффициент (процент) продольного армирования:

$$\rho_{l,1} = \frac{A_{s1}}{d_1 b_f} 100 \% = \frac{101}{249 \cdot 1500} \cdot 100 \% = 0,027 \ %.$$

Минимально допустимый процент продольного армирования

$$\rho_{\min} = 26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 26 \cdot \frac{2,6}{500} = 0,135 \ %.$$

Необходимо соблюдать следующее условие [4, табл. 11.1]:

$$0,13 \% \leq \rho_l \geq \rho_{\min}.$$

В нашем случае

$$0,13 \% > \rho_{l,1} = 0,027 \% < \rho_{\min} = 0,135 \ %.$$

Условие не выполняется. Принимаем требуемую площадь сечения рабочей арматуры из условия $\rho_{l,1} \geq 0,135 \%$:

$$A_{s1,req} = \frac{\rho_{l,1} d_1 b_f}{100 \%} = \frac{0,135 \% \cdot 249 \cdot 1500}{100 \%} = 504 \text{ мм}^2.$$

Рассмотрим **сечение 2–2**, проходящее по грани колонны. Вылет консоли $l_2 = 600 \text{ мм}$ (см. п. 5.1), рабочая (эффективная) высота сечения

$$d_2 = h_f - c_{cov} - \frac{\emptyset}{2} = 1100 - 45 - \frac{12}{2} = 1049 \text{ мм}.$$

Действующий изгибающий момент

$$M_2 = \frac{p b_f l_2^2}{2} = \frac{145,76 \cdot 1,5 \cdot 0,6^2}{2} = 39,36 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Требуемая площадь сечения рабочей арматуры

$$A_{s2,req} = \frac{M_2}{\eta_u f_{yd} d_2} = \frac{39,36 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 435 \cdot 1049} = 96 \text{ мм}^2.$$

Фактический коэффициент (процент) продольного армирования

$$\rho_{l,2} = \frac{A_{s2}}{d_2 b_{cf}} 100 \% = \frac{96}{1049 \cdot 900} \cdot 100 \% = 0,010 \%$$

Проверяем условие [4, табл. 11.1]

$$0,13 \% > \rho_{l,2} = 0,010 \% < \rho_{\min} = 0,135 \%$$

Условие не выполняется. Принимаем требуемую площадь сечения рабочей арматуры из условия $\rho_{l,2} \geq 0,135 \%$:

$$A_{s2,req} = \frac{\rho_{l,2} d_2 b_{cf}}{100 \%} = \frac{0,135 \% \cdot 1049 \cdot 900}{100 \%} = 1275 \text{ мм}^2.$$

Принимаем армирование по сечению 2–2 с максимальной требуемой площадью сечения арматуры $A_{s2,req} = 1275 \text{ мм}^2$ по всей ширине подошвы фундамента.

Принимаем сетку из 15Ø12 S500 в каждом направлении с общей площадью $A_{s,a} = A_{s,b} = 1\ 696\ \text{мм}^2$ и шагом $s = 100\ \text{мм}$ [13, прил. VII; 14].

После проведенных расчетов и подбора арматуры выполняется конструирование фундамента и арматурной сетки С-2, расположенной в подошве фундамента (прил. Л).

5.3. Проверка ступеней фундамента на действие поперечной силы

Проверим прочность дна стакана фундамента без поперечного армирования на продавливание (местный срез) по пирамиде продавливания, показанной на рис. 5.3, из условия

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c},$$

где v_{Ed} – действующая погонная поперечная сила по длине критического периметра, вызванная нагрузкой местного действия;

$v_{Rd,c}$ – максимальная расчетная погонная поперечная сила, которая может восприниматься железобетонным элементом без поперечной арматуры (расчетное сопротивление местному срезу).

Определяем рабочую (эффективную) высоту плитной части фундамента под колонной для арматуры, расположенной вдоль ширины подошвы фундамента a_f и b_f соответственно (см. рис. 5.1):

$$\begin{aligned} d_a &= d_{pl,a} + 50 = (h_f - h_{soc} - c_{cov} - \emptyset / 2) + 50 = \\ &= (1\ 100 - 850 - 45 - 12 / 2) + 50 = 249\ \text{мм}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d_b &= d_{pl,b} + 50 = (h_f - h_{soc} - c_{cov} - \emptyset - \emptyset / 2) + 50 = \\ &= (1\ 100 - 850 - 45 - 12 - 12 / 2) + 50 = 237\ \text{мм}, \end{aligned}$$

где $d_{pl,a}$, $d_{pl,b}$ – рабочая (эффективная) высота дна стакана для арматуры, расположенной вдоль ширины подошвы фундамента a_f и b_f соответственно.

Средняя рабочая (эффективная) высота сечения составит:

$$d = 0,5(d_a + d_b) = 0,5 \cdot (249 + 237) = 243\ \text{мм}.$$

Рассчитаем размеры основания пирамиды продавливания:

$$a_0 = h_{col} + 3d = 300 + 3 \cdot 243 = 1\ 029\ \text{мм} < a_f = 1\ 500\ \text{мм};$$

$$b_0 = b_{col} + 3d = 300 + 3 \cdot 243 = 1\ 029\ \text{мм} < b_f = 1\ 500\ \text{мм}.$$

Значит, проверку прочности на продавливание производить необходимо.

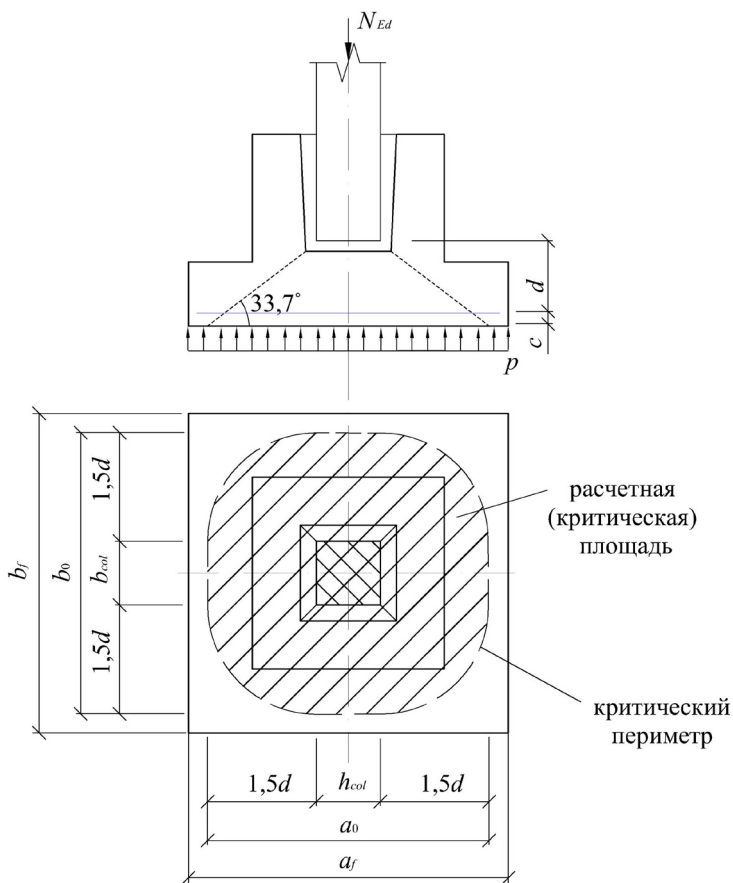


Рис. 5.3. Схема к расчету фундамента на продавливание

Площадь сечения арматуры в пределах полосы шириной a_0 и b_0 соответственно равна:

$$A_{sa} = \frac{A_{s,ед} a_0}{s} = \frac{113,1 \cdot 1029}{100} = 1164 \text{ мм}^2;$$

$$A_{sb} = \frac{A_{s,ед} b_0}{s} = \frac{113,1 \cdot 1029}{100} = 1164 \text{ мм}^2,$$

где $A_{s,ед}$ – площадь сечения одного стержня принятого диаметра.

Определяем коэффициенты продольного армирования подошвы фундамента в обоих направлениях для полос шириной a_0 и b_0 соответственно:

$$\rho_a = \frac{A_{sa}}{a_0 d_a} = \frac{1164}{1029 \cdot 249} = 0,0045;$$

$$\rho_b = \frac{A_{sb}}{b_0 d_b} = \frac{1164}{1029 \cdot 237} = 0,0048.$$

Тогда расчетный коэффициент армирования, учитываемый в расчете на продавливание:

$$\rho_l = \sqrt{\rho_a \rho_b} = \sqrt{0,0045 \cdot 0,0048} = 0,0046 < 0,02.$$

Определяем коэффициенты:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{243}} = 1,91 < 2;$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,24}{\gamma_c} = \frac{0,24}{1,5} = 0,16.$$

Тогда

$$v_{\min} = 0,035 \sqrt{k^3 f_{ck}} = 0,035 \sqrt{1,91^3 \cdot 20} = 0,41.$$

Определяем максимальную расчетную погонную поперечную силу, которая может восприниматься железобетонным элементом без поперечной арматуры:

$$\begin{aligned} v_{Rd,c} &= \left(C_{Rd,c} k \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}} + k_1 \sigma_{cp} \right) d = \\ &= \left(0,16 \cdot 1,91 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0046 \cdot 20} + 0,1 \cdot 0 \right) \cdot 243 = \\ &= 155,6 \text{ Н/мм} > v_{Rd,c,\min} = \left(v_{\min} + k_1 \sigma_{cp} \right) d = \\ &= \left(0,41 + 0,1 \cdot 0 \right) \cdot 243 = 99,6 \text{ Н/мм}, \end{aligned}$$

где $k_1 = 0,1$ [4, п. 8.4.3.8];

σ_{cp} – среднее значение нормальных напряжений в бетоне для расчетных сечений от продольных (горизонтальных) усилий в направлении сторон основания фундамента шириной a_f и b_f ; в нашем случае горизонтальные усилия отсутствуют, следовательно, $\sigma_{cp} = 0$.

Определяем критическую площадь (см. рис. 5.3):

$$\begin{aligned} A_{crit} &= \pi(1,5d)^2 + 2h_{col} \cdot 1,5d + 2b_{col} \cdot 1,5d + h_{col}b_{col} = \\ &= \pi(1,5d)^2 + 3d(h_{col} + b_{col}) + h_{col}b_{col} = \\ &= 3,14 \cdot (1,5 \cdot 243)^2 + 3 \cdot 243 \cdot (300 + 300) + 300 \cdot 300 = \\ &= 0,94 \cdot 10^6 \text{ мм}^2 = 0,94 \text{ м}^2. \end{aligned}$$

Тогда результирующая поперечная сила (продавливающая сила) действующая по длине критического периметра составит:

$$V_{Ed} = (A_f - A_{crit})p = (2,25 - 0,94) \cdot 145,76 = 190,9 \text{ кН}.$$

Определяем длину критического периметра (см. рис. 5.3):

$$\begin{aligned} u &= 2h_{col} + 2b_{col} + 2\pi \cdot 1,5d = \\ &= 2 \cdot 300 + 2 \cdot 300 + 2 \cdot 3,14 \cdot 1,5 \cdot 243 = 3 \text{ 489 мм} = 3,489 \text{ м}. \end{aligned}$$

Тогда действующая погонная поперечная сила по длине критического периметра, вызванная нагрузкой местного действия, будет равна:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u} = \frac{1,0 \cdot 190,9}{3,489} = 54,7 \text{ кН/м} = 54,7 \text{ Н/мм},$$

где β – коэффициент, учитывающий влияние внецентренного приложения нагрузки (в нашем случае при наличии только случайного эксцентриситета $\beta = 1,0$) [4, п. 8.4.3.8].

Проверяем условие прочности дна стакана фундамента на продавливание:

$$v_{Ed} = 54,7 \text{ Н/мм} < v_{Rd,c} = 155,6 \text{ Н/мм}.$$

Условие выполняется, прочность фундамента на продавливание по дну стакана обеспечена.

6. ТРЕБОВАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ ЧЕРТЕЖЕЙ ПО ПРОВЕДЕННЫМ РАСЧЕТАМ

После всех расчетов выполняются чертежи, на которых изображаются (прил. Д, Е, И, К, Л, М):

1. План раскладки плит покрытия в масштабе 1:100 (1:200).
2. Поперечный каркас (рама) здания в масштабе 1:100 (1:200).
3. Рабочие чертежи плиты покрытия (конструкция и армирование плиты, рабочие чертежи арматурных каркасов и сетки) в масштабе 1:20; 1:25 (1:40).
4. Рабочие чертежи балки (конструкция и армирование балки, рабочие чертежи арматурных каркасов) в масштабе 1:20; 1:25 (1:40).
5. Рабочие чертежи колонны (конструкция и армирование колонны, рабочие чертежи арматурных каркасов) в масштабе 1:20; 1:25 (1:40).
6. Рабочие чертежи отдельного фундамента под колонну (конструкция и армирование фундамента, рабочие чертежи арматурной сетки) в масштабе 1:20; 1:25 (1:40).
7. Спецификации арматуры на плиту покрытия, балку, колонну, фундамент.

Чертежи выполняются в соответствии с требованиями ГОСТ 21.501-2018 и других технических нормативных правовых актов [22].

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Арматура напрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия : СТБ 1706-2006* – Введ. 01.04.07, 01.01.10. – Минск : Госстандарт, 2015. – 12 с.
2. Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия : СТБ 1704-2012. – Введ. 01.01.13. – Минск : Госстандарт, 2013. – 16 с.
3. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения : СП 63.13330.2018. – Введ. 20.06.19. – М., 2018. – 143 с.
4. Бетонные и железобетонные конструкции : СП 5.03.01-2020. – Введ. 16.11.20. – Минск : РУП «Стройтехнорм», 2020. – 236 с.
5. Воздействия на конструкции. Общие сведения. Ветровые воздействия : СН 2.01.05-2019. – Минск : РУП «Стройтехнорм», 2020. – 119 с.
6. Воздействия на конструкции. Общие сведения. Объемный вес, собственный вес, функциональные нагрузки для зданий : СН 2.01.02-2019. – Минск : РУП «Стройтехнорм», 2020. – 33 с.
7. Воздействия на конструкции. Общие сведения. Снеговые нагрузки : СН 2.01.04-2019. – Минск : РУП «Стройтехнорм», 2020. – 36 с.
8. Основы проектирования строительных конструкций : СН 2.01.01-2019. – Минск : РУП «Стройтехнорм», 2020. – 83 с.
9. Фундаменты плитные. Правила проектирования : ТКП 45-5.01-67-2007. – Введ. 01.01.07. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2008. – 136 с.
10. Байков, В. Н. Железобетонные конструкции: общий курс / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. – 4-е изд., перераб. – М. : Стройиздат, 1985. – 728 с.
11. Байков, В. Н. Строительные конструкции / В. Н. Байков, С. Г. Стронгин. – 2-е изд., перераб. – М. : Стройиздат, 1989. – 364 с.
12. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования / Н. П. Блещик [и др.] ; под ред. Т. М. Пецольда, В. В. Тура. – Брест : БГТУ, 2003. – 380 с.
13. Инженерные конструкции / Р. И. Берген [и др.] ; под ред. Р. И. Бергена. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Высш. шк., 1989. – 415 с.
14. Латыш, В. В. Расчет и конструирование железобетонной предварительно напряженной двускатной балки покрытия по ТКП EN 1992-1-1-2009 / В. В. Латыш, Н. А. Рак. – Минск : БНТУ, 2017. – 74 с.
15. Орловский, Б. Я. Гражданские и сельскохозяйственные здания и сооружения / Б. Я. Орловский, А. Н. Белкин, В. Э. Степанова. – М. : Агропромиздат, 1988. – 240 с.
16. Рак, Н. А. Расчет и конструирование железобетонного фундамента одноэтажного промышленного здания по ТКП EN 1992-1-1-2009 / Н. А. Рак, В. В. Гринёв, А. Н. Ловыгин. – Минск : БНТУ, 2017. – 44 с.
17. Рак, Н. А. Расчет и конструирование сборной железобетонной колонны одноэтажного промышленного здания по ТКП EN 1992-1-1-2009 / Н. А. Рак, А. Е. Шилов, А. А. Хотько. – Минск : БНТУ, 2017. – 81 с.
18. Рак, Н. А. Расчет каркаса одноэтажного промышленного здания по ТКП EN 1992-1-1-2009 / Н. А. Рак, С. Б. Щербак. – Минск : БНТУ, 2017. – 57 с.
19. Расчет и конструирование строительных конструкций многоэтажного каркасно-го здания / А. Н. Ловыгин [и др.]. – Минск : БНТУ, 2014. – 89 с.
20. Талецкий, В. В. Проектирование железобетонных конструкций многоэтажного здания / В. В. Талецкий. – Гомель : БелГУТ, 2009. – Ч. 1 : Элементы каркаса и междуэтажного перекрытия из сборного железобетона. – 80 с.
21. Яковлев, С. К. Расчет железобетонных конструкций по Еврокоду EN 1992 : в 2 ч. / С. К. Яковлев, Я. И. Мысляева. – М. : МГСУ, 2015. – Ч. 1 : Изгибаемые и сжатые железобетонные элементы без предварительного напряжения. Определение снеговых, ветровых и крановых нагрузок. Сочетание воздействий. – 204 с.
22. Система проектной документации для строительства. Правила выполнения рабочей документации архитектурных и конструктивных решений : ГОСТ 21.501-2018. – Введ. 01.01.20. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2019. – 52 с.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение А

Характеристические (нормативные) значения нагрузки на грунт в зависимости от высоты над уровнем моря А, м

Номер снегового района	Под- район	Города и поселки городского типа	Снеговая нагрузка, кПа
1	1а	Березовка, Большая Берестовица, Вилейка, Волковыск, Вороново, Гродно, Дятлово, Зельва, Красносельский, Лида, Мосты, Островец, Ошмяны, Россь, Скидель, Слоним, Сморгонь, Щучин	$s_k = 1,35$
	1б	Брест, Высокое, Жабинка, Каменец, Свислочь (Брестская обл.)	$s_k = 1,35 + \frac{2,20 \cdot (A - 155)}{100}$
	1в	Бельнич, Бобруйск, Буда-Кошелево, Быхов, Василевичи, Глуск, Гомель, Горки, Давид-Городок, Дзержинск, Дрибин, Ельск, Житковичи, Жлобин, Калинковичи, Кировск, Кличев, Корма, Красная Слобода, Кричев, Лельчицы, Лунинец, Любань, Марьина Горка, Могилев, Микашевичи, Мозырь, Мстиславль, Наровля, Октябрьский, Осиповичи, Петриков, Пинск, Речица, Рогачев, Светлогорск, Свислочь (Минская обл.), Славгород, Слуцк, Старобин, Старые Дороги, Столбцы, Столин, Туров, Узда, Хойники, Чаусы, Чериков, Шклов	$s_k = 1,35 + \frac{0,38 \cdot (A - 140)}{100}$
2	2а	Барань, Богусевск, Боровуха, Верхнедвинск, Витебск, Городок, Дисна, Дубровно, Лиозно, Миоры, Новополоцк, Орша, Полоцк, Россоны, Ушачи, Шумилино	$s_k = 1,45 + \frac{0,60 \cdot (A - 125)}{100}$
	2б	Березино, Бешенковичи, Болбасово, Борисов, Браслав, Глубокое, Докшицы, Коханово, Круглое, Крупки, Лепель, Мядель, Нарочь, Новолукомль, Поставы, Сенно, Толочин, Чашники, Червень, Шарковщина	$s_k = 1,45 + \frac{0,60 \cdot (A - 150)}{100}$
2	2в	Барановичи, Белоозерск, Береза, Березино, Воложин, Ганцевичи, Городея, Дрогичин, Заславль, Иваново, Ивацевичи, Ивенец, Ивье, Клецк, Кобрин, Копыль, Кореличи, Коссово, Логойск, Ляховичи, Малорита, Мачулищи, Минск, Молодечно, Несвиж, Новогрудок, Плесеницы, Пружаны, Радошковичи, Смилевичи, Смолевичи, Телеханы, Фаниполь	$s_k = 1,45 + \frac{0,60 \cdot (A - 210)}{100}$, $s_k \geq 1,00$
3	3	Брагин, Ветка, Добруш, Климовичи, Костюковичи, Краснополье, Лоев, Тереховка, Хотимск, Чечерск	$s_k = 1,55$

Прочностные и деформационные характеристики конструкционных бетонов нормального веса

Характеристики	Значения характеристик для классов бетона по прочности на сжатие													
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105
f_{ck} , МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_c^{G_{cube}}$, МПа	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} , МПа	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} , МПа	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk,0,05}$, МПа	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk,0,95}$, МПа	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,8
ε_{c1} , ‰	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8
ε_{cu1} , ‰	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8
ε_{c2} , ‰	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
ε_{cu2} , ‰	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4

Примечания: f_{ck} – нормативное сопротивление (характеристическая прочность) бетона осевому сжатию;
 $f_c^{G_{cube}}$ – гарантированная (кубиковая) прочность бетона на осевое сжатие;
 f_{cm} – средняя прочность бетона на осевое сжатие;
 f_{ctm} – средняя прочность бетона на осевое растяжение, установленная для проектирования конструкций;
 $f_{ctk,0,05}$ – нормативное сопротивление (характеристическая прочность) бетона на осевое растяжение, соответствующая 5%-ному квантилю статистического распределения прочности;
 $f_{ctk,0,95}$ – 95%-ный квантиль статистического распределения прочности бетона на осевое растяжение;
 ε_{c1} – относительная деформация бетона, соответствующая прочности бетона на сжатие f_c ;
 ε_{c2} – относительная деформация бетона, соответствующая расчетной прочности бетона на сжатие αf_{cd} ;
 ε_{cu} , ε_{cu2} – относительные деформации бетона, соответствующие предельной сжимаемости бетона;
для мелкозернистых бетонов, приготовленных с применением песков, имеющих модуль крупности $M_k = 2,0$ и менее (группа Б), значения прочностных характеристик f_{ctm} умножают на поправочный коэффициент $k_t = 0,65 + 6 \cdot 10^{-3} f_c^{G_{cube}}$.

Модуль упругости бетона (за исключением модифицированного самоуплотняющегося бетона)

Марка бетонной смеси по удобоукладываемости	Модуль упругости бетона E_{cm} , ГПа, для классов по прочности на сжатие													
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105
V3 (Ж3), V4 (Ж4), (СЖ1) – (СЖ3)	–	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	49	50	52
V1 (Ж1), V2 (Ж2)	31	35	37	38	40	41	42	43	44	45	46	47	49	51
S1 (П1), S2 (П2)	27	31	32	35	37	38	39	40	41	42	43	45	46	48
S3 (П3) – S5 (П5)	24	28	29	32	33	35	37	38	39	–	–	–	–	–

Примечания:

1. Перед скобками указаны классы бетонной смеси по консистенции согласно СТБ EN 206; в скобках – соответствующие марки по удобоукладываемости бетонной смеси по СТБ 1035.

2. Приведенные значения модуля упругости действительны для бетонов естественного твердения. Для бетонов, подвергнутых тепловой обработке, приведенные значения умножают на коэффициент 0,9.

3. Приведенные значения модуля упругости действительны для бетонов, изготавливаемых с применением гравия и гранитного щебня с крупностью зерен до 40 мм. Для мелкозернистых бетонов приведенные значения модуля упругости умножают на коэффициент 0,85. Для легких бетонов с соответствующей характеристической прочностью при сжатии f_{ck} умножают на коэффициент η_E , определяемый по формуле, приведенной в таблице 6.2. СП 5.03.01-2020.

4. Для бетонов и мелкозернистых бетонов, подвергающихся попеременному замораживанию и оттаиванию, значения E_{cm} , указанные в настоящей таблице, умножают на поправочный коэффициент, принимаемый равным при эксплуатации конструкции в водонасыщенном состоянии при температуре:

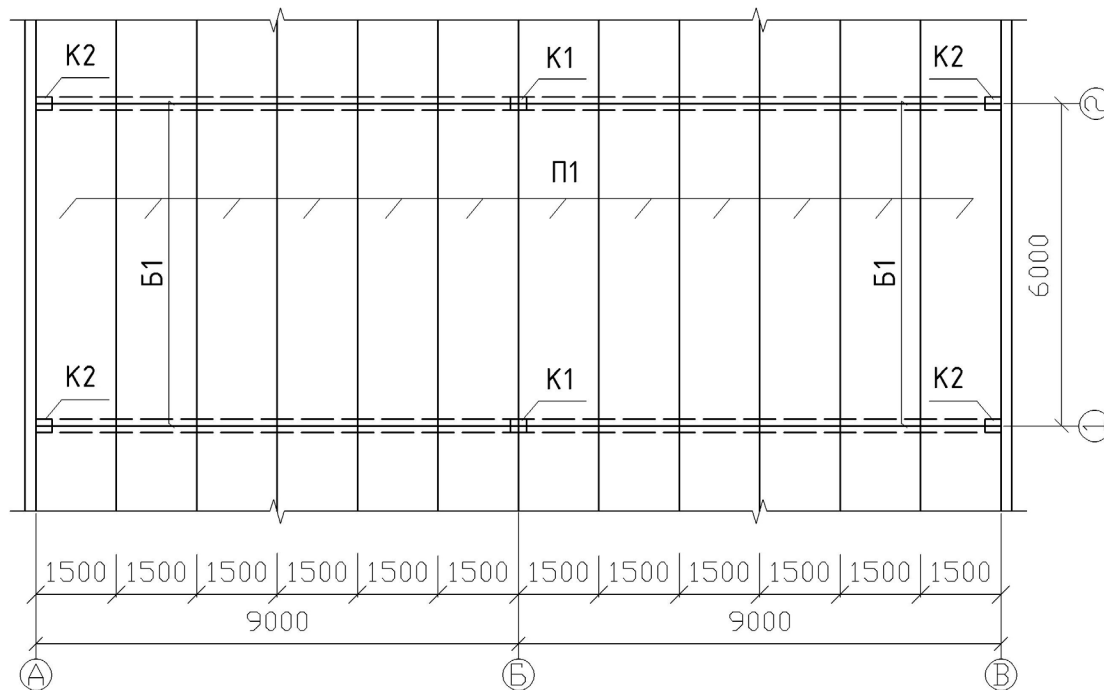
- от минус 40 °С до минус 20 °С – 0,85;
- от минус 20 °С до минус 5 °С – 0,90;
- от минус 5 °С и выше – 0,95.

Сортамент арматурных стержней и проволоки

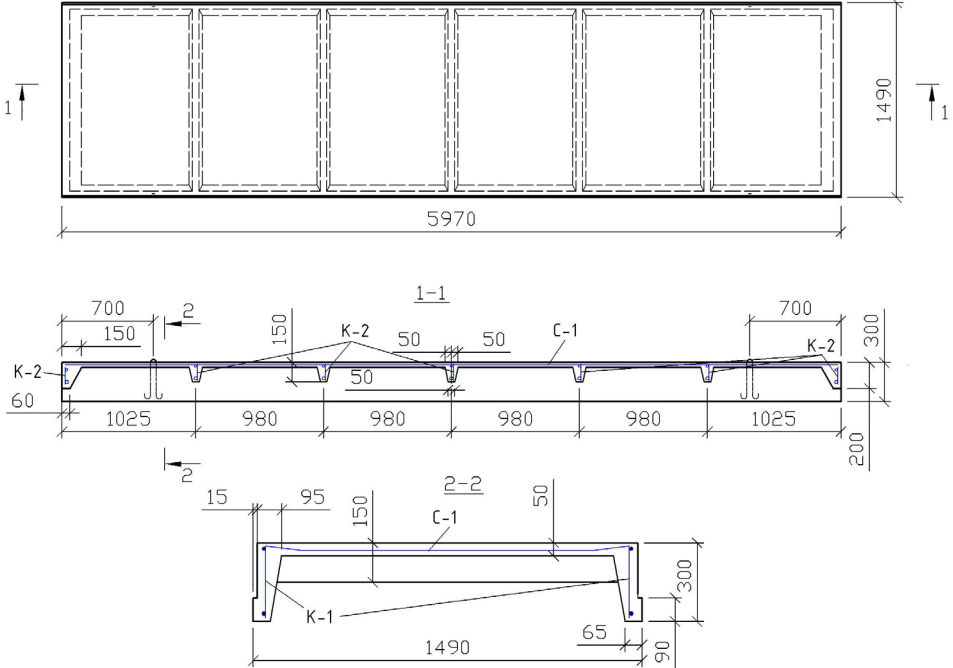
Номинальный диаметр, мм	Площадь поперечного сечения, мм ² , при количестве стержней									Масса 1 м, кг	Выпускаемые диаметры арматуры классов					
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		S240	S400	S500	S800	S1200	S1400
3	7,1	14	21	28	35	42	49	57	64	0,051						+
4	12,6	25	38	50	63	76	88	101	113	0,099			+			+
5	19,6	39	59	79	98	118	137	157	177	0,154			+			+
5,5	23,8	47,6	71,4	95,2	119	142,8	166,6	190,4	214,2	0,187			+			
6	28,3	57	85	113	142	170	198	226	255	0,222	+	+	+			+
7	38,5	77	115	154	192	231	269	308	346	0,302						+
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	+	+			+
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+	+	+	
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+	+	+	
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	+	+	+	
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	+	+	+	
20	314,2	628	941	1256	1571	1885	2199	2514	2828	2,466	+	+	+	+	+	
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,853	+	+	+	+	+	
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,833	+	+	+			
32	804,2	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	6,313	+	+	+	+		
40	1257	2513	3770	5026	6283	7540	8796	10053	11309	9,864	+	+	+	+		

План раскладки плит покрытия

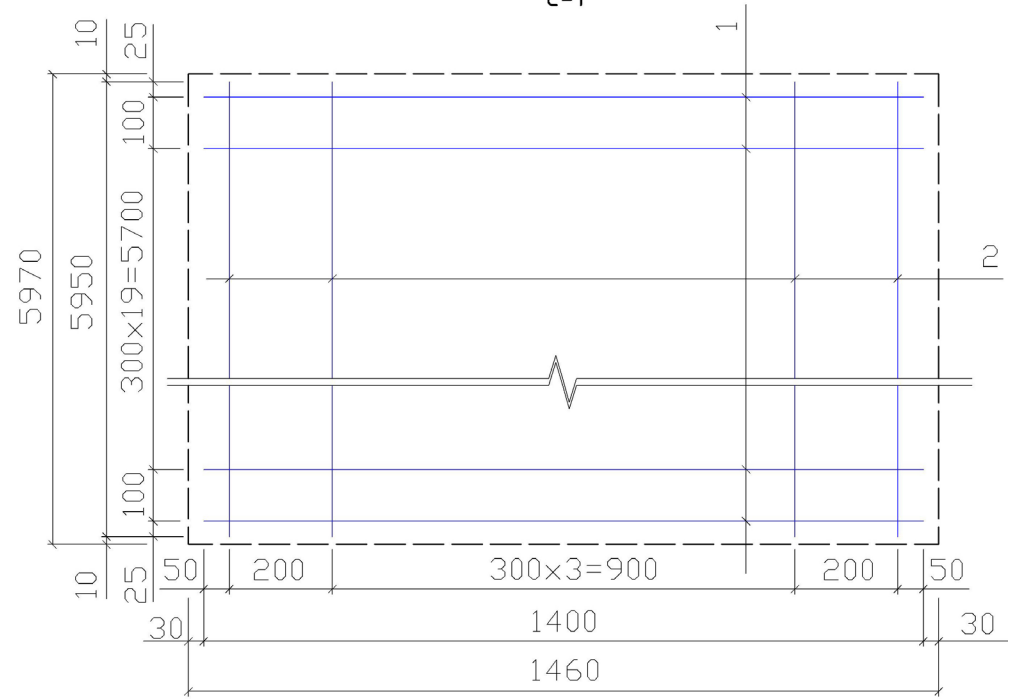
120

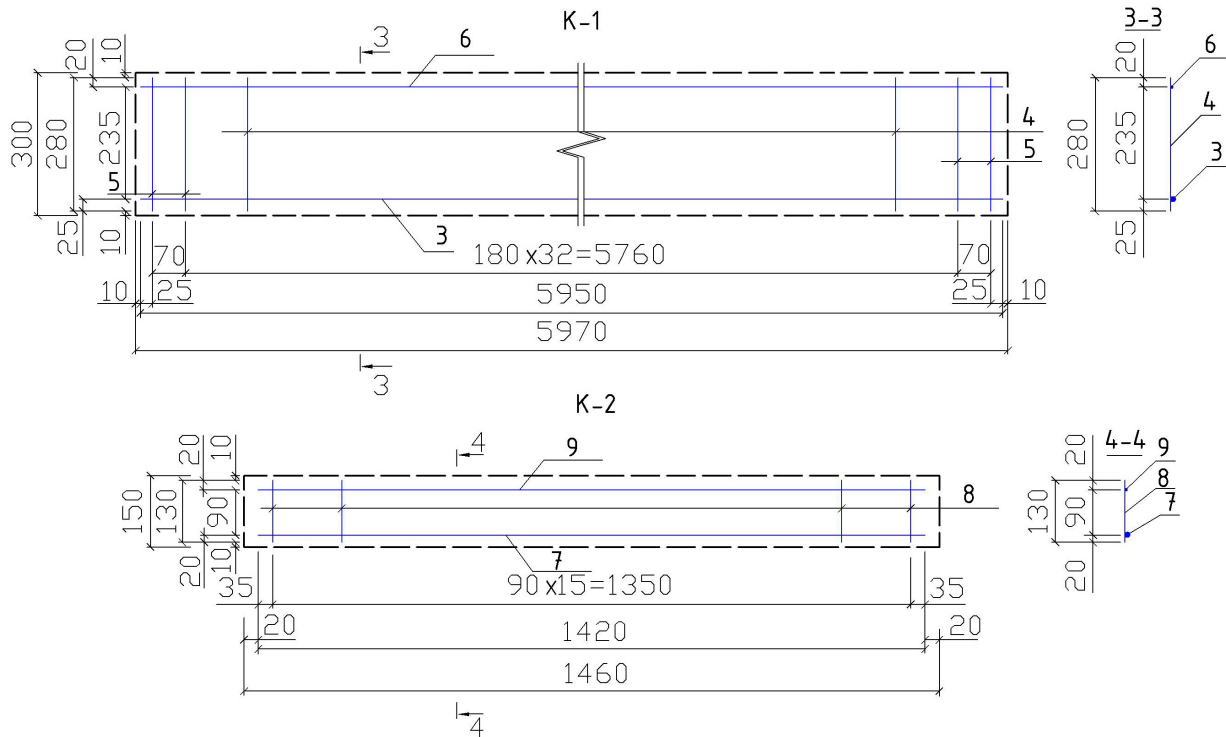


Армирование ребристой плиты III



С-1

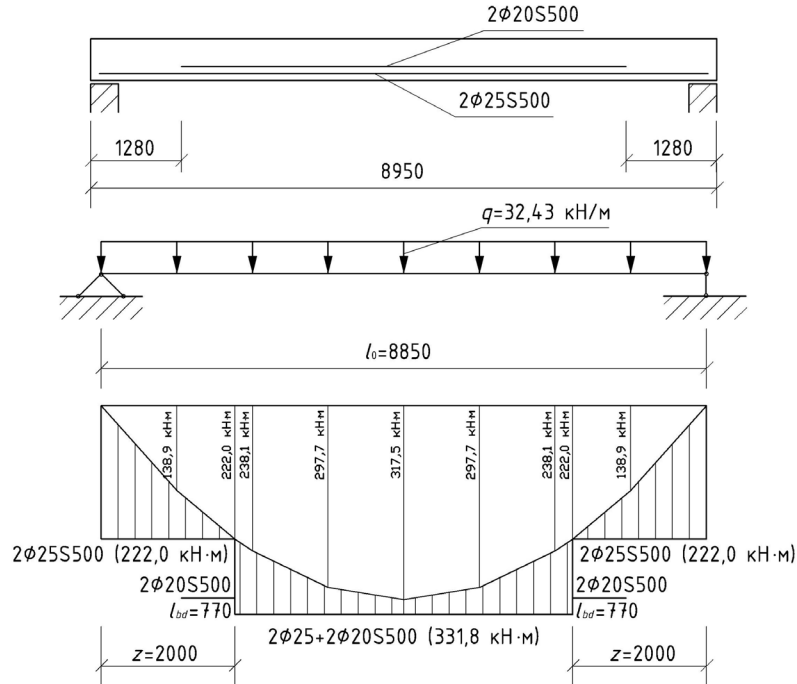




Спецификация арматуры

Марка конструктивного элемента	Марка арматурного изделия	Позиция	Наименование	Количество	Общая длина, м	Общая масса, кг	Масса изделия, кг
П1 (плита покрытия)	С-1 (1 шт.)	1	Ø4S500 l=1400	22	30,8	3,05	6,58
		2	Ø4S500 l=5950	6	35,70	3,53	
	К-1 (2 шт.)	3	Ø14S500 l=5950	1	5,95	7,19	13,23
		4	Ø6S240 l=280	31	8,68	1,93	
		5	Ø8S240 l=280	4	1,12	0,44	
		6	Ø10S240 l=5950	1	5,95	3,67	
	К-2 (7 шт.)	7	Ø6S500 l=1420	1	1,42	0,32	1,10
		8	Ø6S240 l=130	16	2,08	0,46	
		9	Ø6S240 l=1420	1	1,42	0,32	

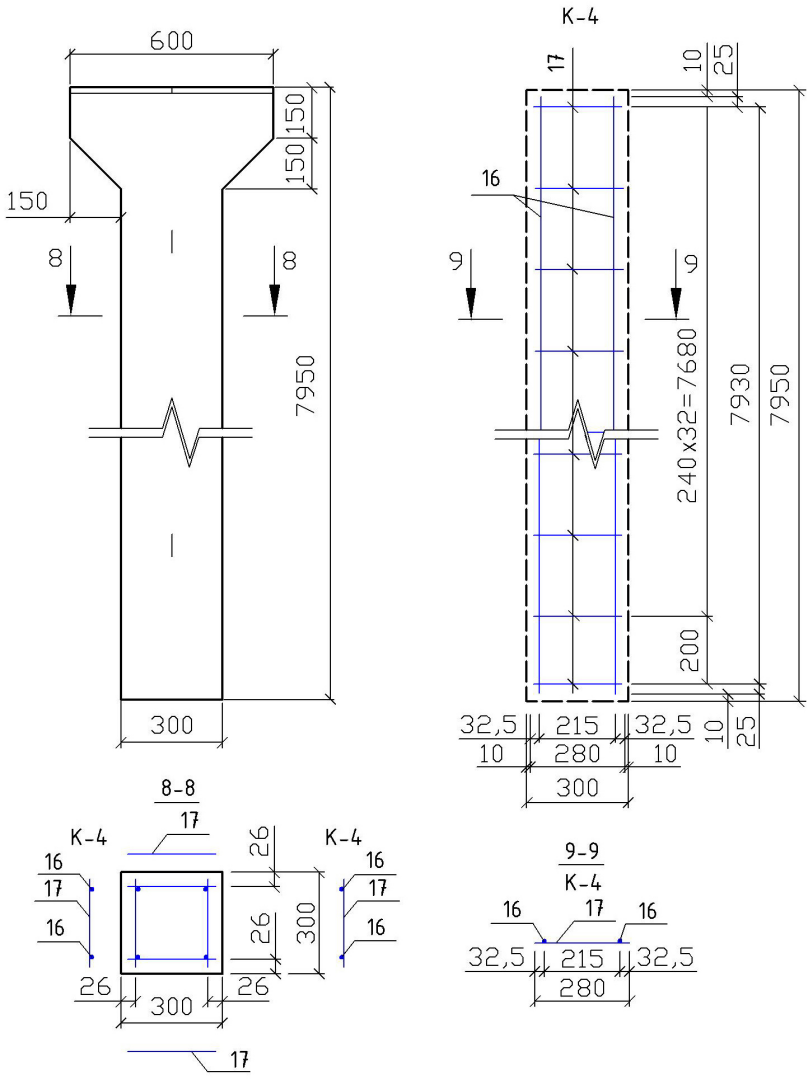
Эпюра материалов для балки



Спецификация арматуры

Марка конструктивного элемента	Марка арматурного изделия	Позиция	Наименование	Количество	Общая длина, м	Общая масса, кг	Масса изделия, кг
Б1 (балка)	-	10	Ø10S240 l=210	74	15,54	9,59	9,59
	К-3 (2 шт.)	11	Ø25S500 l=8920	1	8,92	34,37	72,53
		12	Ø20S500 l=6390	1	6,39	15,76	
		13	Ø14S240 l=575	4	2,30	2,78	
		14	Ø10S240 l=575	33	18,97	11,70	
		15	Ø12S240 l=8920	1	8,92	7,92	

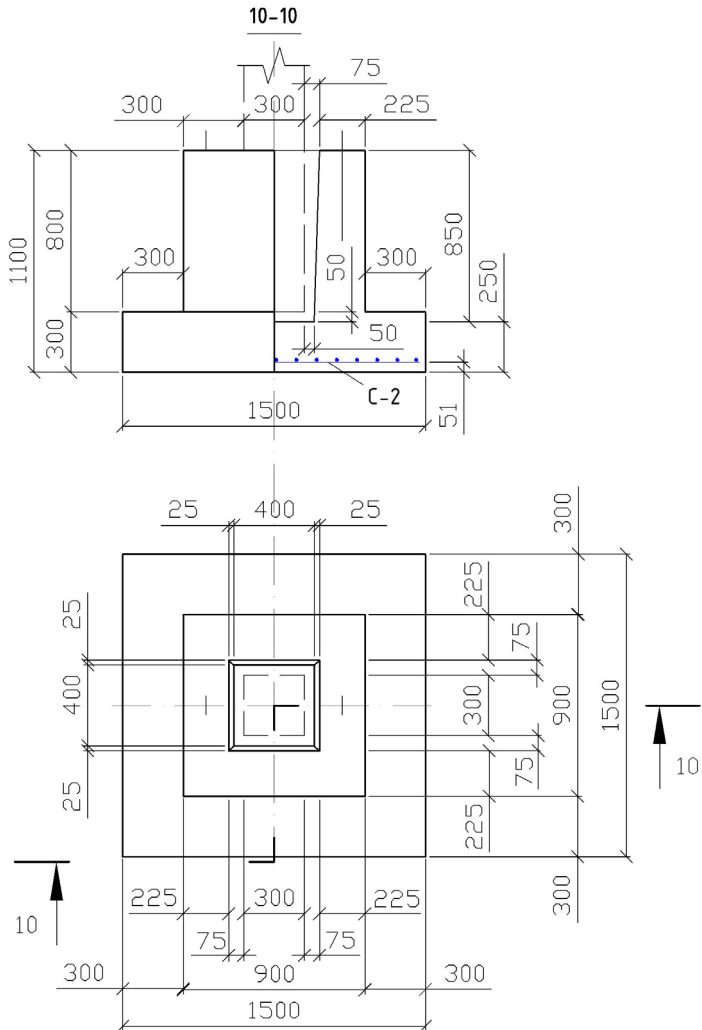
Армирование колонны К1



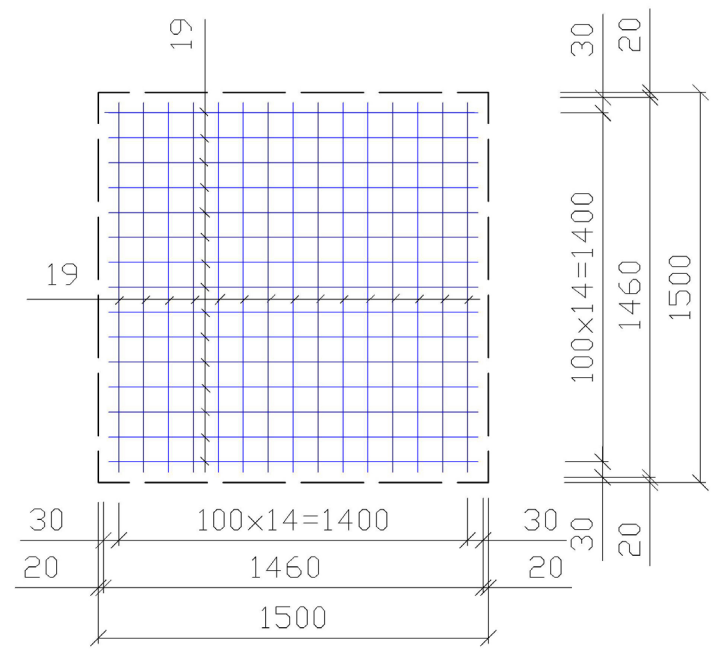
Спецификация арматуры

Марка конструктивного элемента	Марка арматурного изделия	Позиция	Наименование	Количество	Общая длина, м	Общая масса, кг	Масса изделия, кг
К1 (колонна)	К-4 (2 шт.)	16	Ø16S500 l=7930	2	15,86	25,03	28,79
		17	Ø8S240 l=280	34	9,52	3,76	
	-	17	Ø8S240 l=280	68	19,04	7,52	7,52

Армирование фундамента Ф1



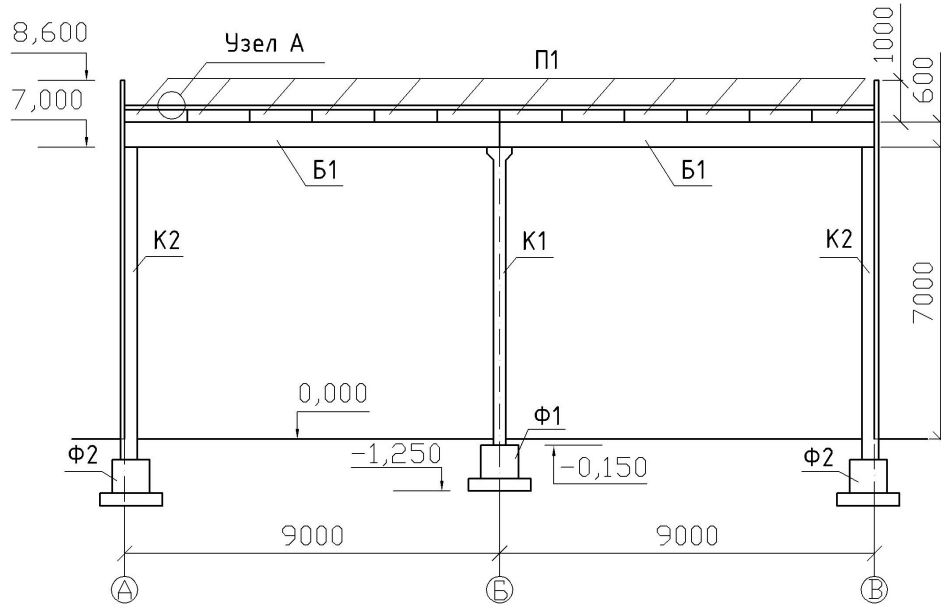
С-2



Спецификация арматуры

Марка конструктивного элемента	Марка арматурного изделия	Позиция	Наименование	Количество	Общая длина, м	Общая масса, кг	Масса изделия, кг
Ф1 (фундамент)	С-2 (1 шт.)	19	Ø12S500 l=1460	30	43,8	38,9	38,9

Поперечный каркас (рама) здания



Узел А

1. Трехслойный рубероидный ковер
2. Цементно-песчаная стяжка
3. Пароизоляция
4. Плита покрытия



СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	3
1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ.....	4
1.1. Требования к расчету железобетонных конструкций.....	4
1.2. Нагрузки и воздействия на элементы железобетонных конструкций.....	5
1.3. Классы и прочностные характеристики бетона.....	8
1.4. Классификация и прочностные характеристики арматуры.....	10
1.5. Каркасные железобетонные здания и сооружения.....	12
1.6. Железобетонные плиты и балки.....	15
1.7. Железобетонные фермы.....	16
1.8. Железобетонные колонны.....	19
1.9. Бетонные и железобетонные фундаменты.....	20
1.10. Требования по назначению величины защитного слоя бетона, диаметров и расположению арматуры, конструированию арматурных каркасов и сеток в сборных железобетонных элементах.....	23
2. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ РЕБРИСТОЙ ПЛИТЫ ПОКРЫТИЯ.....	32
2.1. Расчет плиты покрытия по предельным состояниям несущей способности (первая группа).....	35
2.1.1. Расчет полки плиты покрытия по прочности.....	36
2.1.2. Расчет продольных ребер плиты покрытия по прочности.....	44
2.1.3. Расчет поперечного ребра плиты покрытия по прочности.....	51
2.2. Расчет плиты покрытия по предельным состояниям эксплуатационной пригодности (вторая группа).....	57
2.2.1. Расчет продольных ребер по образованию нормальных трещин.....	57
2.2.2. Расчет продольных ребер по ширине раскрытия нормальных трещин.....	61
2.2.3. Расчет продольных ребер по деформациям.....	64
3. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ БАЛКИ ПОКРЫТИЯ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ.....	66
3.1. Расчет балки по предельным состояниям несущей способности (первая группа).....	66
3.1.1. Расчет нагрузок и усилий, действующих на балку.....	67
3.1.2. Расчет прочности балки по сечениям, нормальным к продольной оси. Расчет рабочей продольной арматуры.....	71
3.1.3. Подбор поперечной арматуры балки.....	74
3.2. Расчет балки по предельным состояниям эксплуатационной пригодности (вторая группа).....	78
3.2.1. Расчет балки по образованию нормальных трещин.....	78
3.2.2. Расчет балки по ширине раскрытия нормальных трещин.....	81
3.2.3. Расчет балки по деформациям.....	84
3.3. Расчет балки на экономию стали. Построение эпюры материалов.....	86
4. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОЛОННЫ.....	90
4.1. Расчет нагрузок и усилий, действующих на колонну.....	91
4.2. Расчет колонны по предельным состояниям несущей способности (первая группа).....	95
5. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ОТДЕЛЬНОГО ФУНДАМЕНТА ПОД КОЛОННУ.....	100

5.1. Определение размеров подошвы фундамента и подколонника.....	102
5.2. Подбор рабочей арматуры подошвы фундамента.....	106
5.3. Проверка ступеней фундамента на действие поперечной силы.....	110
6. ТРЕБОВАНИЯ К ВЫПОЛНЕНИЮ ЧЕРТЕЖЕЙ ПО ПРОВЕДЕННЫМ	
РАСЧЕТАМ.....	114
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	115
ПРИЛОЖЕНИЯ.....	116

Учебное издание

Другомилова Ольга Викторовна
Другомилов Роман Александрович
Медведников Александр Николаевич

ИНЖЕНЕРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ НЕСУЩИХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

Учебно-методическое пособие

Редактор *Н. А. Матасёва*
Технический редактор *Н. Л. Якубовская*
Корректор *Е. В. Ширалиева*

Подписано в печать 28.09.2022. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная.
Ризография. Гарнитура «Таймс». Усл. печ. л. 7,90. Уч.-изд. л. 6,46.
Тираж 90 экз. Заказ .

УО «Белорусская государственная сельскохозяйственная академия».
Свидетельство о ГРИИРПИ № 1/52 от 09.10.2013.
Ул. Мичурина, 13, 213407, г. Горки.

Отпечатано в УО «Белорусская государственная сельскохозяйственная академия».
Ул. Мичурина, 5, 213407, г. Горки.