

**МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА  
И ПРОДОВОЛЬСТВИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ**

**ГЛАВНОЕ УПРАВЛЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ, НАУКИ И КАДРОВ**

**Учреждение образования  
«БЕЛОРУССКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ  
СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННАЯ АКАДЕМИЯ»**

**Кафедра сельского строительства и обустройства территорий**

*Р. А. Другомилов*

# **ИНЖЕНЕРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ИЗГИБАЕМЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ**

*Методические указания по выполнению контрольной работы  
для студентов заочной формы обучения  
специальности 1-74 05 01 Мелиорация и водное хозяйство*

**Горки  
БГСХА  
2014**

МИНИСТЕРСТВО СЕЛЬСКОГО ХОЗЯЙСТВА  
И ПРОДОВОЛЬСТВИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

ГЛАВНОЕ УПРАВЛЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ, НАУКИ И КАДРОВ

Учреждение образования  
«БЕЛОРУССКАЯ ГОСУДАРСТВЕННАЯ  
СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННАЯ АКАДЕМИЯ»

Кафедра сельского строительства и обустройства территорий

*Р. А. Другомилов*

# **ИНЖЕНЕРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ ИЗГИБАЕМЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ**

*Методические указания по выполнению контрольной работы  
для студентов заочной формы обучения  
специальности 1-74 05 01 Мелиорация и водное хозяйство*

Горки  
БГСХА  
2014

УДК 624.072.2/.4+691.32(072)

*Рекомендовано методической комиссией  
инженерного факультета.  
Протокол № 08/13 от 28 октября 2013 г.*

Автор:  
кандидат архитектуры, доцент *Р. А. Другомилов*

Рецензенты:  
кандидаты технических наук, доценты *Л. И. Кумачёв, В. В. Дятлов*

#### 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 .....	6
1.4. Классификация и прочностные характеристики арматуры .....	8
1.5. Виды изгибаемых железобетонных элементов и их армирование .....	10
1.6. Требования по назначению диаметров стержней и конструированию арматурных каркасов и сеток в изгибаемых элементах .....	11
2. Расчет прочности балки покрытия прямоугольного сечения и конструиро- вание арматурных каркасов .....	16
2.1. Расчет ригеля по предельному состоянию первой группы (по прочно- сти).....	16
2.1.1. Определение расчетных сопротивлений арматуры и бетона.....	16
2.1.2. Расчет нагрузок, действующих на ригель.....	17
2.1.3. Расчет прочности ригеля по сечениям, нормальным к продоль- ной оси. Расчет рабочей продольной арматуры.....	20
2.2. Конструирование арматурных каркасов балки .....	23
Приложение .....	27
Литература .....	28

**Инженерные конструкции. Изгибаемые железобетонные эле-  
менты** : методические указания по выполнению контрольной работы /  
*Р. А. Другомилов.* – Горки : БГСХА, 2014. – 28 с.

Приведены указания по выполнению контрольной работы на тему «Изгибаемые же-  
лезобетонные элементы».

Для студентов специальности 1-74 05 01 Мелиорация и водное хозяйство.

## ВВЕДЕНИЕ

Целью данных методических указаний является оказание максимальной помощи студентам-заочникам при выполнении контрольной работы на тему «Изгибаемые железобетонные элементы».

Контрольная работа состоит из теоретического вопроса и задачи. Теоретические вопросы охватывают ключевые позиции теории расчета и конструирования железобетонных конструкций. В задаче необходимо провести расчет прочности по нормальному сечению железобетонной балки прямоугольного профиля и законструировать ее арматурный каркас. Такой расчет, используемый в работе в качестве примера, позволяет в достаточной мере овладеть знаниями и умениями по основам проектирования изгибаемых железобетонных элементов и понять основополагающие принципы работы железобетона как строительного материала.

Целью выполнения теоретической части контрольной работы является закрепление полученных в межсессионный период знаний студентов по следующим теоретическим основам раздела «Железобетонные конструкции» учебной дисциплины «Инженерные конструкции»:

1. Сущность метода предельных состояний.
2. Общие сведения о нагрузках и воздействиях.
3. Классификация и прочностные характеристики бетона.
4. Классификация и прочностные характеристики арматуры.
5. Классификация изгибаемых железобетонных элементов.
6. Армирование железобетонных балок и плит.

Целью решения задачи является закрепление на практике следующих неотъемлемых составляющих проектирования любых изгибаемых железобетонных элементов: определение расчетных сопротивлений арматуры и бетона; определение расчетной нагрузки и действующих моментов; подбор рабочей продольной арматуры; расположение рабочих продольных арматурных стержней в нормальном сечении; проверка прочности принятого нормального сечения; подбор по конструктивным требованиям поперечной и монтажной арматуры; конструирование арматурного сварного каркаса; составление спецификации на арматурное изделие (каркас).

Контрольная работа выполняется аудиторно по индивидуальному заданию, выданному непосредственно перед ее началом. Время на выполнение работы – от одного до двух академических часов. Контрольная работа считается выполненной успешно, если студентом дан полный ответ на теоретический вопрос, а задача выполнена верно не менее чем на 75 %. Зачет по контрольной работе является допуском студента к сдаче экзамена.

# 1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

## 1.1. Требования к расчету железобетонных конструкций

Проектирование бетонных, железобетонных и предварительно напряженных железобетонных конструкций зданий и сооружений различного назначения, изготавливаемых из тяжелого, напрягающего и мелкозернистого бетонов средней плотностью не менее 2000 и не более 2800 кг/м<sup>3</sup>, эксплуатирующихся при воздействии температур не выше плюс 50 и не ниже минус 40 °С, производится в соответствии с указаниями СНБ 5.03.01–02 «Бетонные и железобетонные конструкции» [3].

Расчеты бетонных и железобетонных конструкций следует производить по методу предельных состояний [3, п. 5.5.1].

*Предельное состояние* – это состояние, при котором «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» [2, с. 7].

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

Расчеты по предельным состояниям первой группы включают:

- расчет по прочности;
- расчет по выносливости (при действии многократно повторяющейся нагрузки);
- расчет по устойчивости формы;
- расчет по устойчивости положения (опрокидывание, скольжение, всплывание и т. п.).

В контрольной работе проводится только один из расчетов по предельному состоянию первой группы – расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси.

Расчеты по предельным состояниям второй группы включают:

- расчет по образованию трещин;
- расчет по ширине раскрытия трещин;
- расчет по деформациям.

## 1.2. Нагрузки и воздействия на элементы железобетонных конструкций

В зависимости от продолжительности действия нагрузки разделяют на постоянные и временные (переменные). Временные, кроме того, бывают трех видов: длительные, кратковременные и особые. Примером *постоянных нагрузок* являются собственный вес конструкций, давления грунтов, гидростатическое давление в гидротехнических сооружениях при нормальном подпорном уровне и др. К *длительным временным* 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 и ветровые нагрузки, вес людей, деталей, переносного оборудования, волновые и ледовые нагрузки на гидротехнические сооружения и др. К *особым нагрузкам* относят сейсмические и взрывные воздействия, ледовые нагрузки при прорыве заторов, нагрузки и воздействия, вызываемые неисправностью или поломкой оборудования, и др. [1, 2, 4–7].

Также нагрузки и воздействия разделяют на нормативные и расчетные. *Нормативные нагрузки* – это нагрузки, значения которых устанавливаются нормативно-техническими документами из заранее заданной вероятности превышения средних значений. *Расчетные нагрузки и воздействия* – это нагрузки и воздействия, принимаемые в расчетах и получаемые умножением их нормативных значений на соответствующие частные коэффициенты безопасности по нагрузке [2, 3], т. е.:

$$g = g_n \cdot \gamma_f,$$

где  $g$  – расчетная нагрузка;

$g_n$  – нормативная нагрузка;

$\gamma_f$  – частный коэффициент безопасности по нагрузке.

*Частный коэффициент безопасности по нагрузке* – это коэффициент, учитывающий возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную сторону от их нормативных значений вследствие изменчивости нагрузок или отступлений от условий нормальной эксплуатации [2, 3].

Расчет конструкций выполняется на наиболее неблагоприятное, физически возможное сочетание нагрузок или усилий.

В железобетонных конструкциях при расчете конструкций по предельным состояниям первой группы следует принимать наиболее неблагоприятное, как правило, из следующих сочетаний нагрузок [3]:  
 первое основное сочетание

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

второе основное сочетание

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

где  $G_{k,j}$  – нормативные постоянные нагрузки;

$Q_{k,1}$  – нормативная доминирующая переменная нагрузка;

$Q_{k,i}$  – нормативные сопутствующие переменные нагрузки;

$\gamma_{G,j}$  – частный коэффициент безопасности для постоянных нагрузок;

$\gamma_{Q,i}$  – частный коэффициент безопасности для переменных нагрузок;

$\gamma_{Q,1}$  – частный коэффициент безопасности для доминирующей переменной нагрузки;

$\Psi_{0,i} = 0,7$  – коэффициент сочетаний переменных нагрузок [3, табл. А. 1];

$\xi = 0,85$  – коэффициент уменьшения для неблагоприятно действующей постоянной нагрузки [3, п. А. 4].

### 1.3. Классы и прочностные характеристики бетона

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. *Среднее значение прочности*, получаемое по результатам испытаний серии опытных образцов, обо-

значают символами  $f_{cm}$ . *Гарантированная прочность бетона (кубиковая прочность)*, определяемая при осевом сжатии кубов размером  $150 \times 150 \times 150$  мм с учетом статической изменчивости при обеспеченности 0,95, гарантируемая производителем в соответствии с действующими стандартами, обозначается символами  $f_{c,cube}^G$  [3].

Количественной величиной, характеризующей качество бетона, соответствующей его гарантированной прочности на осевое сжатие, является класс бетона. *Класс бетона* обозначается буквой *C* (буквенное сокращение от англ. *concrete* – бетон) и числами, выражающими значения нормативного сопротивления и гарантированной прочности в Н/мм<sup>2</sup> (МПа), например, C12/15 (перед чертой – значение нормативного сопротивления  $f_{ck}$ , МПа; после черты – гарантированная прочность бетона  $f_{c,cube}^G$ , МПа) [3].

*Нормативное сопротивление бетона сжатию*  $f_{ck}$  – сопротивление осевому сжатию призм или цилиндров, определенное с учетом статической изменчивости при обеспеченности 0,95, которое допускается принимать равным  $f_{ck} = 0,8 \cdot f_{c,cube}^G$  [3].

*Расчетное сопротивление бетона сжатию*  $f_{cd}$  – величина, получаемая путем деления нормативных значений прочности на частный коэффициент безопасности для бетона  $\gamma_c$ , который учитывает возможность отклонения прочностей бетона ниже нормативных 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  $\gamma_c$  также учитывает возможность наступления хрупкого разрушения [3].

*Частный коэффициент безопасности для бетона*  $\gamma_c$  принимается равным [3, п. 6.1.2.11]:

- а) при расчете по предельным состояниям первой группы:
  - для неармированных (бетонных) конструкций – 1,8;
  - для железобетонных и предварительно напряженных конструкций – 1,5;
- б) при расчете по предельным состояниям второй группы – 1,0.

Таким образом, расчетное сопротивление бетона сжатию следует определять по формуле

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

При проектировании бетонных, железобетонных и предварительно напряженных конструкций следует применять конструкционные бетоны следующих классов по прочности на сжатие [3, п. 6.1.2.1]:

а) тяжелые, в том числе напрягающие: С8/10; 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) мелкозернистые:

- группы А (естественного твердения или подвергнутые тепловой обработке при атмосферном давлении на песке с модулем крупности свыше 2,0): С8/10; 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): С8/10; С12/15; С16/20; С20/25; С25/30.

#### 1.4. Классификация и прочностные характеристики арматуры

По технологии изготовления стальная арматура бывает горячекатанная стержневая и холоднотянутая проволочная; 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. *Рабочую арматуру* устанавливают 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* 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) [2].

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 сопротивлению арматуры в МПа ( $\text{Н/мм}^2$ ). Например, в качестве ненапрягаемой арматуры железобетонных конструкций следует применять арматуру классов S240, S400 и

S500, в качестве напрягаемой арматуры предварительно напряженных конструкций – стержни и канаты классов S800, S1200, S1400 [3].

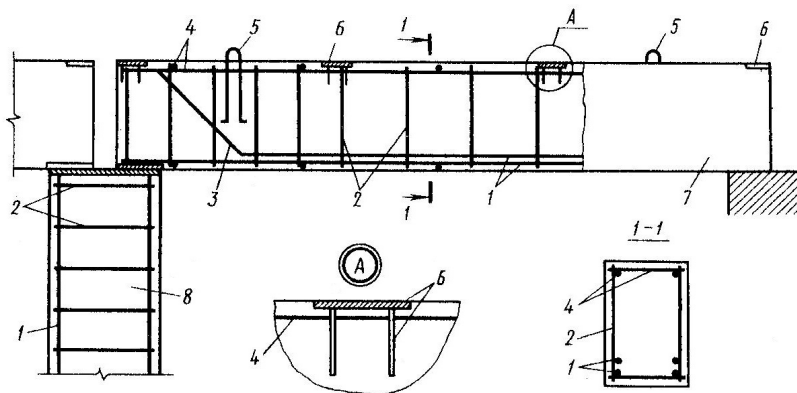


Рис. 1. Арматура железобетонных элементов: 1 – продольная арматура; 2 – хомуты; 3 – отогнутые стержни; 4 – монтажная арматура; 5 – монтажные петли; 6 – закладные детали; 7 – балка; 8 – колонна

Для арматурных сталей, применяемых в железобетонных конструкциях, установлены следующие основные прочностные характеристики [3]:

*нормативное сопротивление арматуры растяжению  $f_{yk}$*  – наименьшее контролируемое значение физического или условного предела текучести, равного значению напряжений, соответствующих относительному удлинению, равному 0,2% (указанные характеристики гарантируются заводами-изготовителями с обеспеченностью не менее 0,95);

*расчетное сопротивление арматуры растяжению  $f_{yd}$* , определяемое путем деления нормативного сопротивления  $f_{yk}$  на *частный коэффициент безопасности для арматуры  $\gamma_s$* , принимаемый равным 1,1 для стержневой арматуры и 1,2 для проволочной арматуры [3, п. 6.2.1.3].

Таким образом, расчетное сопротивление арматуры растяжению следует определять по формуле

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

## 1.5. Виды изгибаемых железобетонных элементов и их армирование

К изгибаемым железобетонным элементам относятся балки и плиты. Плиты – это плоские конструктивные элементы, толщина которых значительно меньше длины и ширины. Балки – линейные элементы, длина которых значительно больше поперечных размеров (рис. 2) [2].

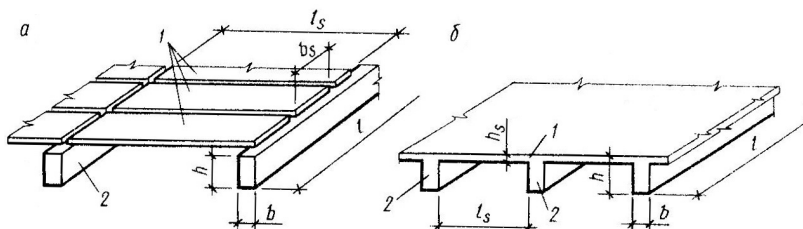


Рис. 2. Изгибаемые железобетонные элементы: а – сборное перекрытие; б – монолитное перекрытие; 1 – плиты; 2 – балки

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 (рис. 3) [2].

Поперечные сечения железобетонных балок могут быть различны: прямоугольные, тавровые, трапециевидные, двутавровые, рельсовидные, П-образные (рис. 4) [2]. Армируются балки плоскими и объемными каркасами (см. рис. 1).

В нормальных к продольной оси сечениях изгибаемых железобетонных элементов (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, где формируется сжатая зона. Причем, сечения, в которых рабочая арматура устанавливается только в растянутой зоне, называются *сечениями с одиночной арматурой*, а сечения, в которых рабочая арматура устанавливается по расчету и в растянутой, и в сжатой зонах, – *сечениями с двойной арматурой*.

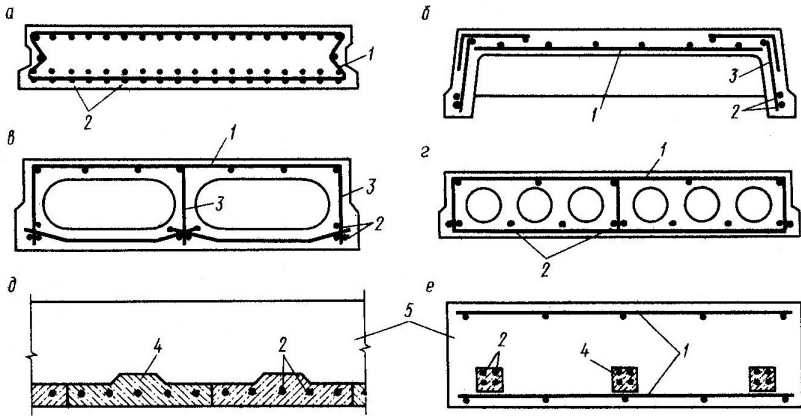


Рис. 3. Поперечные сечения сборных и сборно-монолитных плит: *a* – сплошная плита; *б* – ребристая плита; *в*, *г* – пустотные плиты; *д*, *е* – сборно-монолитные плиты; 1 – сварные сетки; 2 – рабочая арматура; 3 – плоские каркасы; 4 – сборные элементы (армоземеленты); 5 – монолитный бетон.

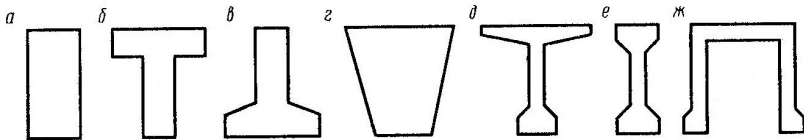


Рис. 4. Поперечные сечения балок: *a* – прямоугольное; *б*, *в* – тавровые; *г* – трапециевидное; *д* – двутавровое; *е* – рельсовидное; *ж* – П-образное.

### 1.6. Требования по назначению диаметров стержней и конструированию арматурных каркасов и сеток в изгибаемых элементах

Рассмотрим некоторые требования по назначению диаметров стержней и конструированию арматурных каркасов и сеток в изгибаемых элементах.

#### **Рабочая арматура.**

Диаметры продольных стержней, устанавливаемые по расчету в сечении изгибаемых элементов в сварных каркасах, не должны превышать 40 мм, в вязаных каркасах – 32 мм [3, табл. 11.5]. В одном элементе рекомендуется назначать не более двух разных диаметров рабочих стержней,

разница между которыми должна составлять не менее 2 мм [2, с. 232].

Расстояние в свету между стержнями продольной арматуры должно обеспечивать совместную работу бетона и арматуры, качественную укладку и уплотнение бетонной смеси и не должно быть менее значений, показанных на рис. 5 [3, п. 11.2.15, рис. 11.1].

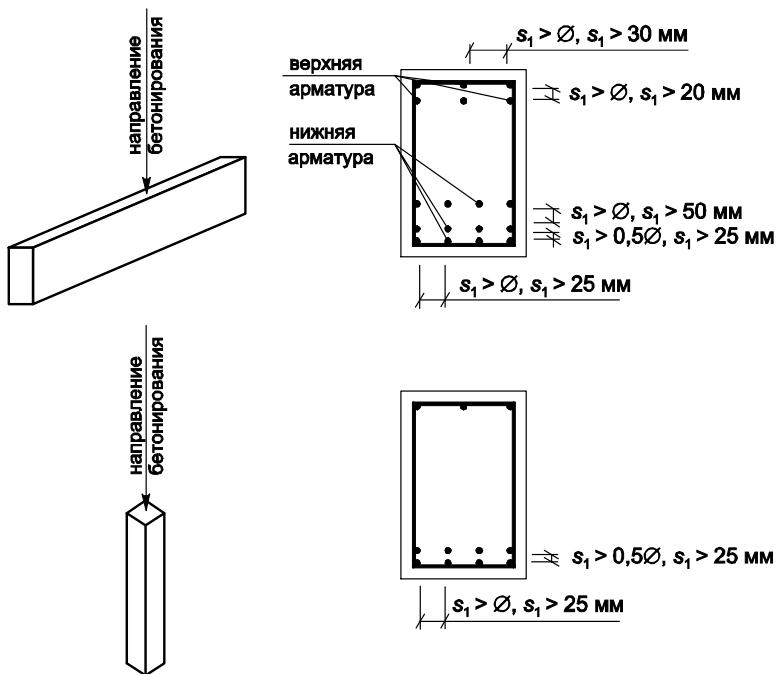


Рис. 5. Минимально допустимые расстояния между продольными стержнями арматуры в зависимости от положения конструкции при бетонировании

Наибольшие расстояния между осями стержней продольной арматуры, определяемые эффективностью работы бетонного сечения, усиленного арматурой, должны быть в изгибаемых элементах не более 400 мм [3, п. 11.2.16].

**Защитный слой бетона**  $C_{cov}$  – «расстояние между поверхностью стержней продольной арматуры и ближайшей поверхностью бетона» [3, п. 11.2.10].

Толщину защитного слоя бетона принимают из условий защиты

арматуры от коррозии, воздействия огня и обеспечения ее совместной работы с бетоном [3, п. 11.2.9]. Защитный слой бетона  $C_{cov}$  принимается в зависимости от класса среды по условиям эксплуатации конструкции (табл. 1) [3, табл. 11.4].

Таблица 1. Минимально допустимая толщина защитного слоя бетона

Показатель	Класс по условиям эксплуатации						
	X0	XC1	XC2, XC3, XC4	XD1, XD2, XD3	XA1	XA2	XA3
Минимальный размер защитного слоя $C_{cov}$ , мм	15	20	25	35	По СНиП 2.03.11		

Примечания:

1. Минимально допустимая толщина защитного слоя бетона установлена для арматуры, работающей с полным расчетным сопротивлением.

2. Минимально допустимая толщина защитного слоя бетона по данной таблице может быть уменьшена, но не более чем на 5 мм, в каждом из перечисленных случаев:

а) если конструкция проектируется из бетона, имеющего класс по прочности на сжатие, превышающий не менее чем на один разряд минимальный класс бетона для соответствующего класса по условиям эксплуатации [3, табл. 5.2];

б) если проектируется вторичная защита бетона конструкции;

в) если использована арматура, имеющая антикоррозионное покрытие.

При этом суммарный размер, на который может быть снижена минимально допустимая толщина защитного слоя бетона, не должен превышать 15 мм, а минимально допустимая толщина защитного слоя бетона должна составлять не менее, мм:

– для класса X0 — 10;

– для класса XC1 — 15;

– для классов от XC2 до XC4 — 20.

Толщина защитного слоя бетона должна быть не менее:

– диаметра арматуры (если он не превышает 40 мм);

– максимального размера заполнителя (если он меньше 32 мм);

– максимального размера заполнителя плюс 5 мм (если он больше 32 мм) [3, п. 11.2.13].

Для сборных конструкций допускается снижать размер защитного слоя бетона на 5 мм по сравнению с указанными в табл. 1, но он не должен быть менее 15 мм. В полках сборных плит размер защитного слоя допускается снижать до 10 мм при условии выполнения требований, указанных ранее [3, п. 11.2.11].

Для сборных железобетонных плит из бетона класса  $C^{16}/_{20}$  и выше, изготавливаемых в стальных формах и защищаемых сверху в здании или

сооружении бетонной подготовкой или стяжкой, толщину верхнего защитного слоя бетона для верхней арматуры допускается принимать 5 мм [3, п. 11.2.11].

### **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 [3, п. 11.2.18].

Диаметры стержней поперечной арматуры следует принимать в сварных каркасах не менее диаметра, устанавливаемого из условия сварки с наибольшим, поставленным по расчету диаметром продольной арматуры (табл. 2) [2, табл. 15.2] и не более 14 мм [3, п. 11.2.28].

Т а б л и ц а 2. Соотношение между диаметрами стержней при контактной точечной сварке

Диаметры продольных стержней, мм	3...10	12...16	18; 20	22	25...32	36; 40
Наименьшие диаметры поперечных стержней, мм	3	4	5	6	8	10

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 [3, п. 11.2.19].

В железобетонных элементах, в которых поперечная сила не может быть воспринята только бетоном, поперечную арматуру следует устанавливать по расчету с выполнением следующих конструктивных требований, определяющих шаг поперечных стержней:

а) на приопорных участках длиной  $0,25l$ :

- при  $h \leq 450$  мм — не более  $h/2$  и 150 мм;
- при  $h > 450$  мм — не более  $h/3$  и 300 мм;

б) в средней части элемента независимо от высоты — не более  $3/4h$  и 500 мм [3, п. 11.2.21].

На участке опирания должно устанавливаться не менее двух поперечных стержней диаметром не менее половины максимального диаметра рабочих стержней [2, с. 202].

### **Монтажная арматура.**

Диаметр монтажной арматуры принимается 10...12 мм, но не менее чем на 2 мм больше диаметра поперечных стержней [2, 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 [2, с. 194]; при конструировании сварных арматурных каркасов – не менее 20 мм и не менее максимального диаметра свариваемых стержней [2, с. 195].

Для удобства укладки в форму или опалубку арматурных стержней, сеток, каркасов их концы должны отстоять от торца элемента при его длине до 9 м – на 10 мм, до 12 м – на 15 мм, более 18 м – на 20 мм [2, с. 231].

### **Вопросы для самоконтроля**

1. Что такое предельное состояние?
2. Сколько выделяют групп предельных состояний и какие расчеты по ним проводятся?
3. Какие выделяют виды нагрузок и воздействий?
4. Что такое нормативная и расчетная нагрузки?
5. Для чего нужен частный коэффициент безопасности по нагрузке?
6. Какие бывают классы бетона по прочности на осевое сжатие?
7. Что означают числа в классах бетона по прочности на осевое сжатие?
8. Какие бывают классы арматуры?
9. Что означают числа в классах арматуры?
10. Что такое нормативное и расчетное сопротивление материала?
11. Для чего нужен частный коэффициент безопасности для бетона (арматуры)?
12. Какие существуют виды арматуры?
13. Что такое рабочая арматура?
14. Что такое конструктивная арматура?
15. Что такое монтажная арматура?
16. Какие железобетонные конструктивные элементы зданий работают на изгиб?
17. Какие бывают виды железобетонных балок?
18. Как армируются железобетонные балки?
19. Какие бывают виды железобетонных плит?
20. Как армируются железобетонные плиты?
21. Что такое защитный слой бетона и в каких целях его необходимо предусматривать?

## 2. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ БАЛКИ ПОКРЫТИЯ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ И КОНСТРУИРОВАНИЕ АРМАТУРНЫХ КАРКАСОВ

### *Исходные данные.*

Требуется запроектировать балку покрытия прямоугольного сечения пролетом  $L = 9$  м (пролет соответствует расстоянию между разбивочными осями и длине балки). Размеры поперечного сечения балки  $b \times h = 250 \times 600$  мм. Расстояние между балками вдоль здания (шаг балок)  $l = 6$  м. Ширина участка опирания балки на колонну  $l_{оп} = 300$  мм.

Балка сборная заводского изготовления в рабочем положении. Бетон тяжелый (объемный вес  $\rho = 25$  кН/м<sup>3</sup>) класса по прочности на осевое сжатие С25/30, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении. Марка бетонной смеси по удобоукладываемости – П2.

Классы арматуры по прочности на растяжение:

- для рабочей продольной арматуры – S500;
- для поперечной арматуры – S240;
- для монтажной арматуры – S400.

Покрытие состоит из следующих слоев и конструкций:

• трехслойный рубероидный ковер на мастике (собственный вес одного слоя  $m_{р1} = 0,05$  кН/м<sup>2</sup>);

• цементно-песчаная стяжка (толщина  $\delta = 30$  мм, плотность  $\rho = 1800$  кг/м<sup>3</sup>);

• пароизоляция (собственный вес  $m_{п} = 0,1$  кН/м<sup>2</sup>);

• плита покрытия (собственный вес  $m_{пл} = 1,8$  кН/м<sup>2</sup>);

• балка покрытия.

Класс среды по условиям эксплуатации – ХС3 (минимальный защитный слой бетона  $C_{cov,min} = 25$  мм). Класс здания по степени ответственности – II (коэффициент надежности по ответственности  $\gamma_n = 0,95$ , используется умножением на него нормативной нагрузки). Место строительства – г. Горки (нормативная снеговая нагрузка  $q_k = 1,2$  кН/м<sup>2</sup>).

### 2.1. Расчет ригеля по предельному состоянию первой группы (по прочности)

#### 2.1.1. Определение расчетных сопротивлений арматуры и бетона

Нормативное сопротивление бетона класса по прочности на осевое сжатие С25/30 составляет  $f_{ck} = 25$  МПа. Определяем расчетное сопротивление бетона сжатию:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ МПа,}$$

где  $\gamma_c$  – частный коэффициент безопасности для бетона.

Средняя прочность бетона на осевое растяжение для класса по прочности на осевое сжатие C25/30 составляет  $f_{ctm} = 2,6$  МПа [3, табл. 6.1].

Для армирования балки принимаем рабочую продольную арматуру класса S500.

Нормативное сопротивление растяжению рабочей продольной арматуры класса S500 составляет  $f_{yk} = 500$  МПа. Определяем расчетное сопротивление арматуры растяжению:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,1} = 450 \text{ МПа.}$$

### 2.1.2. Расчет нагрузок, действующих на ригель

Нагрузка на 1 м длины балки складывается из нагрузки от покрытия и собственного веса балки.

Определим нагрузку от покрытия. Сбор нагрузки на 1 м<sup>2</sup> покрытия проведем в табличной форме (табл. 3).

Таблица 3. Сбор нагрузок на 1 м<sup>2</sup> плиты покрытия для расчета продольных ребер

Наименование нагрузки	Нормативное значение нагрузки, кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	$\gamma_n$	Расчетное значение нагрузки, кН/м <sup>2</sup>
1	2	3	4	5
<b>I. Постоянные нагрузки</b>				
Трехслойный рубероидный ковер на мастике (вес одного слоя $m_{р1} = 0,05$ кН/м <sup>2</sup> )	0,15	1,35	0,95	0,19
Цементно-песчаная стяжка ( $\delta = 30$ мм, плотность $\rho = 1800$ кг/м <sup>3</sup> , $m_{ст} = 0,03 \times 18 = 0,54$ кН/м <sup>2</sup> )	0,54	1,35	0,95	0,69
Пароизоляция ( $m_n = 0,1$ кН/м <sup>2</sup> )	0,10	1,35	0,95	0,13

1	2	3	4	5
Собственный вес плиты покрытия ( $m_{пл} = 1,8 \text{ кН/м}^2$ )	1,80	1,35	0,95	2,31
И т о г о...	$g_k = 2,59$			$g_d = 3,32$
<b>II. Переменные нагрузки</b>				
Снеговая нагрузка (г. Горки)	1,20	1,5	0,95	1,71
И т о г о...	$q_k = 1,20$			$q_d = 1,71$

Постоянная расчетная нагрузка –  $\sum_j (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) = g_d = 3,32 \text{ кН/м}^2$ , переменная расчетная нагрузка –  $\sum_{i=1} (\gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,i}) = q_d = 1,71 \text{ кН/м}^2$ .

Расчетная постоянная нагрузка на один погонный метр балки от покрытия составит:

$$g_{d, \text{покр}} = g_d \cdot l = 3,32 \cdot 6 = 19,92 \text{ кН/м},$$

где  $l$  – ширина грузовой площади балки (номинальная длина плиты, или шаг балок).

Расчетная переменная нагрузка на один погонный метр балки от снега составит:

$$q_{d, \text{покр}} = q_d \cdot l = 1,71 \cdot 6 = 10,26 \text{ кН/м}.$$

Расчетная нагрузка от собственного веса 1 м балки определяется по формуле

$$g_{d, \text{риг}} = A_{\text{риг}} \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n,$$

где  $A_{\text{риг}} = b \cdot h = 0,6 \cdot 0,25 = 0,15 \text{ м}^2$  – площадь поперечного сечения балки;

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

$\gamma_f = 1,35$  – частный коэффициент безопасности по нагрузке от веса железобетонных конструкций;

$\gamma_n = 0,95$  – коэффициент надежности по ответственности.

$$g_{d, \text{риг}} = 0,15 \cdot 25 \cdot 1,35 \cdot 0,95 = 4,81 \text{ кН/м}.$$

Тогда полная постоянная расчетная нагрузка на один погонный метр балки составит:

$$g_d = g_{d,\text{покp}} + g_{d,\text{pиr}} = 19,92 + 4,81 = 24,73 \text{ кН/м.}$$

Определим основные сочетания нагрузок на балку.

Первое основное сочетание –

$$p_1 = 24,73 + 0,7 \cdot 10,26 = 31,91 \text{ кН/м.}$$

Второе основное сочетание –

$$p_2 = 0,85 \cdot 24,73 + 10,26 = 31,28 \text{ кН/м.}$$

Для дальнейших расчетов балки выбираем первое сочетание нагрузок ( $q = p_1 = 31,91 \text{ кН/м}$ ) как наиболее неблагоприятное.

Изображаем расчетную схему балки (рис. 6).

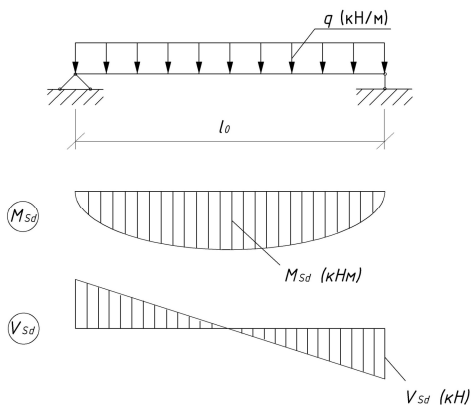


Рис. 6. Расчетная схема балки

Определяем расчетный пролет балки (см. рис. 6):

$$l_0 = L - 2 \cdot \left( \frac{l_{\text{оп}}}{2} \right) = 9000 - 300 = 8700 \text{ мм,}$$

где  $L$  – длина балки;

$l_{\text{оп}}$  – ширина участка опирания балки на колонну.

Максимальный изгибающий момент в середине пролета от действия расчетных нагрузок составит:

$$M_{Sd}^{\max} = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{31,91 \cdot 8,7^2}{8} = 301,9 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

### 2.1.3. Расчет прочности ригеля по сечениям, нормальным к продольной оси. Расчет рабочей продольной арматуры

Предварительно условно принимаем диаметр продольной рабочей арматуры равным 25 мм.

Предварительно назначаем значение расстояния от наиболее растянутой грани балки до центра тяжести поперечного сечения рабочей продольной арматуры  $c = 50 \dots 70$  мм. Примем  $c = 70$  мм, тогда рабочая высота сечения (расстояние от наиболее сжатой грани сечения до центра тяжести поперечного сечения рабочей продольной арматуры) будет равна:

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

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

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

где  $\xi$  – относительная высота сжатой зоны бетона;

$\xi_{lim}$  – граничная относительная высота сжатой зоны бетона.

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

Определим коэффициент  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = \frac{M_{Sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{301,9 \cdot 10^3}{1 \cdot 16,67 \cdot 10^6 \cdot 0,250 \cdot 0,530^2} = 0,258.$$

Определим относительную высоту сжатой зоны бетона:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,258} = 0,304.$$

Определим характеристику сжатой зоны бетона:

$$\omega = k_c - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 16,67 = 0,717,$$

где  $k_c = 0,85$  – коэффициент для тяжелого бетона.

Тогда граничная относительная высота сжатой зоны бетона будет равна:

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,717}{1 + \frac{450}{500} \left(1 - \frac{0,717}{1,1}\right)} = 0,546,$$

где  $\sigma_{s,lim}$  – предельные напряжения в растянутой арматуре, принимаемые для арматуры классов S240, S400, S500 равными  $f_{yd}$ ;

$\sigma_{sc,u}$  – предельное напряжение в арматуре сжатой зоны сечения, принимаемое равным  $500 \text{ Н/мм}^2$ .

Условие  $\xi = 0,304 < \xi_{lim} = 0,546$  соблюдается, несущая способность сжатой зоны бетона достаточна и установка сжатой арматуры не требуется.

Определяем коэффициент  $\eta$ :

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,304 = 0,848.$$

Тогда требуемая площадь сечения продольной рабочей арматуры будет равна:

$$A_{s,req} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{301,9 \cdot 10^3}{450 \cdot 10^6 \cdot 0,530 \cdot 0,848} = 1,493 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2 = 1493 \text{ мм}^2.$$

По сортаменту (приложение) принимаем  $4\text{Ø}22$  класса S500 с площадью поперечного сечения  $A_s = 1520 \text{ мм}^2$  и располагаем рабочие стержни в два ряда с учетом требований норм (рис. 7).

Определяем расстояние от наиболее растянутой грани сечения до центра тяжести поперечного сечения рабочей арматуры:

$$c = \frac{A_{s1} \cdot y_1 + A_{s2} \cdot y_2}{A_{s1} + A_{s2}} = \frac{760 \cdot 46 + 760 \cdot 93}{1520} = 69,5 \text{ мм},$$

где  $A_{s1}$ ,  $A_{s2}$  – площадь поперечного сечения рабочей арматуры в соответствующем горизонтальном ряду.

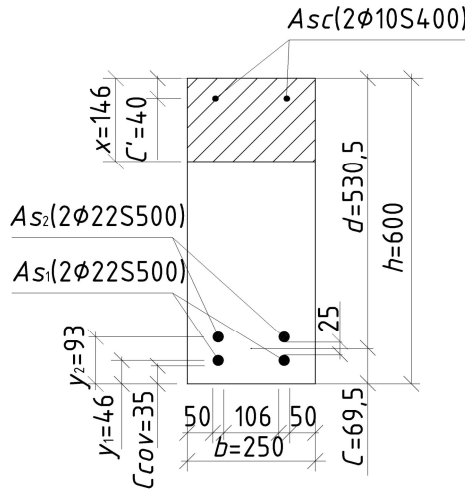


Рис. 7. Расчетное нормальное к продольной оси (поперечное) сечение балки

Тогда рабочая высота сечения будет равна:

$$d = h - c = 600 - 69,5 = 530,5 \text{ мм}.$$

Определяем фактический процент армирования  $\rho_l$  и минимально допустимый процент армирования  $\rho_{min}$  и проверяем условие:

$$\rho_l = \frac{A_s}{d \cdot b} \cdot 100 \% = \frac{1520}{530,5 \cdot 250} \cdot 100 \% = 1,15 \% > \rho_{min} = 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} =$$

$$= 26 \cdot \frac{2,6}{500} = 0,135 \%,$$

но не менее 0,13 %. Условие выполняется.

После назначения сечения арматуры выполняем проверку прочно-

сти принятого сечения, т. е. определяем несущую способность сечения  $M_{Rd}$  и сравниваем ее с действующим изгибающим моментом  $M_{Sd}$ .

Несущая способность определяется по формуле

$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot (d - 0,5 \cdot x),$$

где  $x$  – высота сжатой зоны.

Значение высоты сжатой зоны определяется по формуле

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{450 \cdot 1520}{1 \cdot 16,67 \cdot 250} = 164 \text{ мм.}$$

Тогда несущая способность будет равна:

$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot (d - 0,5 \cdot x) = 1 \cdot 16,67 \cdot 10^6 \cdot 0,25 \cdot 0,164 \cdot (0,5305 - 0,5 \cdot 0,164) = 306,54 \cdot 10^3 \text{ Н} = 306,54 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Проверяем условие прочности:

$$M_{Rd} = 306,54 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Sd} = 301,9 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Условие соблюдается, арматура подобрана и расположена в сечении верно.

## 2.2. Конструирование арматурных каркасов балки

Поперечную арматуру в учебных целях подбираем конструктивно исходя из условий контактной сварки (см. табл. 2) – 2Ø8 S240. Шаги подбираем исходя из конструктивных требований.

Шаг  $s_1$  на приопорном участке длиной  $0,25 \cdot l = 0,25 \cdot 9,0 = 2,25 \text{ м}$  при высоте элемента  $h = 600 \text{ мм} > 450 \text{ мм}$  должен быть:

$$s_1 \leq \begin{cases} h/3 = 600/3 = 200 \text{ мм}, \\ s_{max} = 300 \text{ мм}. \end{cases}$$

Шаг  $s_2$  в средней части балки должен быть:

$$s_2 \leq \begin{cases} 3/4 \cdot h = 3/4 \cdot 600 = 450 \text{ мм}, \\ s_{\max} = 500 \text{ мм}. \end{cases}$$

Принимаем  $s_1 = 200$  мм,  $s_2 = 450$  мм.

На каждом из двух участков опирания балки на колонны принимаем в каждом арматурном каркасе поперечные стержни 2Ø12 S240.

Монтажную арматуру принимаем в сечении конструктивно 2Ø10 S400.

По результатам расчета конструируем сварные арматурные каркасы балки и выполняем спецификацию арматуры (рис. 8).

### **Фрагменты контрольной работы для самостоятельного решения**

1. Определите расчетное сопротивление осевому сжатию бетона класса С30/37.

2. Определите расчетное сопротивление растяжению стержневой арматуры класса S400.

3. Определите расчетную снеговую нагрузку на покрытие здания в г. Бресте (нормативная снеговая нагрузка составляет 1,2 кН/м<sup>2</sup>), если класс здания по степени ответственности – II.

4. Определите расчетную нагрузку на один погонный метр балки покрытия (без учета собственного ее веса), если шаг балок равен 6 м, а расчетная действующая на покрытие нагрузка составляет 35 кН/м<sup>2</sup>.

5. Определите расчетную нагрузку от собственного веса балки из тяжелого бетона на один погонный метр ее длины, если поперечное сечение балки прямоугольное ( $b \times h = 200 \times 500$  мм), постоянное по длине, а класс здания по степени ответственности – II.

6. Определите наиболее неблагоприятное сочетание нагрузок для расчета по прочности балки, если расчетная постоянная нагрузка равна 27 кН/м, единственная расчетная переменная нагрузка – 8 кН/м.

7. Определите расчетный пролет балки, если геометрическая длина балки составляет 12 м, ширина участков опирания балки на колонны – 400 мм.

8. Определите максимальный действующий момент в середине пролета однопролетной балки, пользуясь ответами пп. 6, 7.

9. Определите рабочую высоту сечения балки, если расстояние от центра тяжести поперечного сечения рабочей продольной растянутой

арматуры до наиболее растянутой грани элемента составляет 40 мм, а высота балки – 55 см.

10. Определите коэффициент  $\alpha_m$ , пользуясь ответами пп. 1, 8, 9, если ширина балки 20 см.

11. Определите относительную высоту сжатой зоны бетона, пользуясь ответом п. 10.

12. Определите граничную относительную высоту сжатой зоны бетона и выясните, достаточна ли несущая способность сжатой зоны бетона, пользуясь ответами пп. 1, 2, 11.

13. Определите коэффициент  $\eta$ , пользуясь ответом п. 11.

14. Определите требуемую площадь сечения рабочей продольной растянутой арматуры, пользуясь ответами пп. 2, 8, 9, 13.

15. Подберите рабочую продольную арматуру, пользуясь исходными данными пп. 1, 2 и ответом п. 14, и расположите стержни в сечении балки прямоугольного профиля размерами  $b \times h = 200 \times 500$  мм, если класс среды по условиям эксплуатации – ХС3.

16. Определите расстояние от наиболее растянутой грани сечения до центра тяжести поперечного сечения рабочей продольной растянутой арматуры, а также рабочую высоту сечения, пользуясь ответом п. 15.

17. Проверьте условие по минимально допустимому проценту армирования, пользуясь исходными данными пп. 1, 2, 15 и ответами пп. 15, 16.

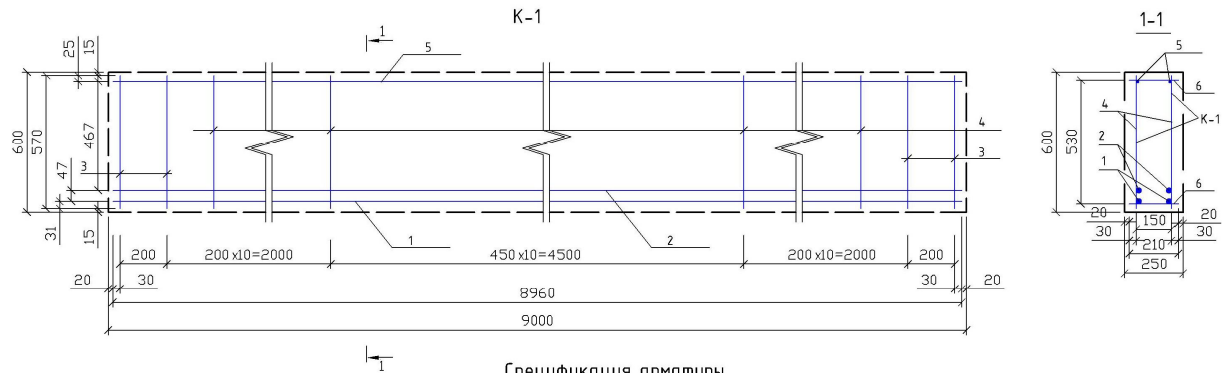
18. Определите высоту сжатой зоны, пользуясь исходными данными и ответами пп. 1, 2, 15.

19. Определите несущую способность балки, пользуясь исходными данными п. 15 и ответами пп. 1, 16, 18.

20. Проверьте условие прочности по нормальным сечениям балки, пользуясь ответами пп. 8, 19.

21. Подберите исходя из конструктивных требований диаметры и шаги поперечных стержней класса S240, а также диаметры монтажных стержней класса S400, пользуясь исходными данными пп. 7, 15 и ответом п. 15.

22. Законструируйте сварные арматурные каркасы балки и выполните спецификацию арматуры, пользуясь исходными данными пп. 1, 7, 21 и ответами пп. 15, 21.



Марка конструктивного элемента	Марка арматурного изделия	Позиция	Наименование	Кол-во
Б1 (балка)	К-1 (2 шт.)	1	Ø22 S500 l=8960	1
		2	Ø22 S500 l=8960	1
		3	Ø12 S240 l=570	4
		4	Ø8 S240 l=570	29
		5	Ø10 S400 l=8960	1
	-	6	Ø8 S240 l=210	58

Рис. 8. Арматурный каркас и спецификация арматуры

## ПРИЛОЖЕНИЕ

### Сортамент арматурных стержней и проволоки

Номинальный диаметр, мм	Площадь поперечного сечения (мм <sup>2</sup> ) при числе стержней									Масса 1 м, кг	Выпускаемые диаметры для сталей классов						
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		S240	S400	S500	S540	S800	S1200	S1400
3,0	7,1	14	21	28	35	42	49	57	64	0,051							+
4,0	12,6	25	38	50	63	76	88	101	113	0,099			+				+
5,0	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			+				
6,0	28,3	57	85	113	142	170	198	226	255	0,222	+	+	+				+
7,0	38,5	77	115	154	192	231	269	308	346	0,302							+
8,0	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	+	+				+
9,0	63,6	127	191	254	318	382	445	509	572	0,499							
10,0	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+		+	+	
12,0	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+		+	+	
14,0	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	+		+	+	
16,0	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	+	+	+	+	
18,0	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	2,000	+	+	+	+			
20,0	314,2	628	941	1256	1571	1885	2199	2514	2828	2,466	+	+	+	+	+	+	
22,0	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	+	+			
25,0	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,853	+	+	+	+	+	+	
28,0	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,833	+	+	+	+			
32,0	804,2	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	6,313	+	+	+	+	+		
36,0	1018	2036	3054	4072	5090	6107	7125	8143	9161	7,990				+			
40,0	1257	2513	3770	5026	6283	7540	8796	10053	11309	9,864	+	+	+	+	+		

## ЛИТЕРАТУРА

1. Байков, В. Н. Строительные конструкции : учебник для вузов / В. Н. Байков, С. Г. Стронгин. – 2-е изд., перераб. – М.: Стройиздат, 1989. – 364 с.
2. Инженерные конструкции / Р. И. Берген [и др.]; под ред. Р. И. Бергена. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Высш. шк., 1989. – 415 с.
3. Бетонные и железобетонные конструкции : СНБ 5.03.01–02. – Введ. 01.07.03. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2003. – 139 с.
4. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования : учеб. пособие / Н. П. Блещик [и др.]; под ред. Т. М. Пецоляда, В. В. Тура. – Брест : БГТУ, 2003. – 380 с.
5. Нагрузки и воздействия (Дополнения. Разд. 10. Прогибы и перемещения) : СНиП 2.01.07–85. – Введ. 01.01.89. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988. – 8 с.
6. Нагрузки и воздействия : Изменение № 1 СНиП 2.01.07–85. – Введ. 01.07.04. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2004. – 5 с.
7. Нагрузки и воздействия : СНиП 2.01.07–85. – Введ. 01.01.87. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 36 с.

Учебное издание

**Другомилов Роман Александрович**

**ИНЖЕНЕРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ.  
ИЗГИБАЕМЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ**

Методические указания по выполнению контрольной работы

Редактор *Е. В. Ширалиева*

Технический редактор *Н. Л. Якубовская*

Подписано в печать .04.2014. Формат 60×84 <sup>1</sup>/<sub>16</sub>. Бумага офсетная.

Ризография. Гарнитура «Таймс». Усл. печ. л. . Уч.-изд. л. .

Тираж 75 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.