

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
«Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства»

А.В. Туманов

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ОПОР ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧ

Рекомендовано Редсоветом университета
в качестве учебного пособия
для студентов, обучающихся
по направлению 270800.62 «Строительство»

Пенза 2013

УДК 624.012.46 (075.8)

ББК 38.53я73

Т83

Рецензенты: директор ООО «АкадемПроект»
А.А. Полежай;
доктор технических наук, профессор
С.В. Бакушев (ПГУАС)

Туманов А.В.

Т83 Проектирование железобетонных опор линий электропередач:
учеб. пособие / А.В. Туманов. – Пенза: ПГУАС, 2013. – 116 с.

Приведены рекомендации по расчету и конструированию железобетонных опор линий электропередач (ЛЭП); предусмотрена возможность применения ЭВМ при подборе арматуры; включен пример расчета.

Учебное пособие подготовлено на кафедре строительных конструкций и предназначено для использования студентами, обучающимся по направлению 270800.62 «Строительство» при выполнении дипломного проекта, а также при научно-исследовательской работе.

© Пензенский государственный университет
архитектуры и строительства, 2013

© Туманов А.В., 2013

ПРЕДИСЛОВИЕ

Предлагаемое пособие удовлетворяет требованиям государственного стандарта подготовки инженеров по специальности «Производство строительных материалов», а также действующей учебной программы. Оно рассчитано на самостоятельное выполнение студентами дипломных проектов с эффективным использованием ЭВМ. Форма изложения материала учебного пособия отражает специфику выполнения проекта.

Текст настоящего учебного пособия согласован со строительными нормами и правилами – СНиП 2.01.07–85 «Нагрузки и воздействия», СНиП 2.03.01–84* «Бетонные и железобетонные конструкции», СНиП 52-01–03 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения», СП 52-101–2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры», СП 52-102–2004 «Предварительно напряженные железобетонные конструкции», СНиП II-23–81* «Стальные конструкции».

Автор выражает благодарность рецензентам учебного пособия: доктору технических наук, профессору С.В. Бакушеву и директору ООО «АкадемПроект» А.А. Полежай – за ценные рекомендации и замечания.

ВВЕДЕНИЕ

В решение важных задач модернизации капитального строительства в нашей стране должны внести свой вклад и инженеры. Они должны знать основные конструктивные решения зданий и сооружений различного назначения, представлять себе физико-механические свойства материалов, расчетные схемы и характер напряженного состояния элементов строительных конструкций.

В данном учебном пособии рассмотрены вопросы проектирования железобетонных опор линий электропередач.

При выборе конструктивного решения опор линий электропередач особое внимание следует уделять применению промышленных типовых изделий массового производства, изготавливаемых централизованно на заводах и полигонах, что позволит максимально механизировать и автоматизировать этот процесс и обеспечит значительное удешевление конструкций. Одновременно упрощается и ускоряется процесс их монтажа на строительной площадке.

Технико-экономическое обоснование выбора типа строительных конструкций является важнейшим звеном при проектировании зданий и сооружений.

Основные буквенные обозначения

Внешние нагрузки

g – постоянная распределенная линейная, Н/м, или поверхностная, МПа, нагрузка (собственный вес конструкций);

v – то же, временная (полезная), Н/м и МПа;

q – то же, полная, Н/м и МПа;

F – сосредоточенная сила, кН.

Усилия от внешних нагрузок и воздействий в нормальном сечении элемента

M, T – изгибающий и крутящий моменты, кН·м;

N, Q – продольная и поперечная сила, кН;

M_{sh}, M_l, M_{tot} – изгибающие моменты соответственно от кратковременных, постоянных длительных нагрузок и от полной нагрузки, кН·м.

Характеристики предварительно напряженного элемента

P – усилие предварительного обжатия элемента без учета потерь предварительного напряжения в арматуре, кН;

P_1, P_2 – то же, с учетом первых и всех потерь предварительных напряжений, кН;

$\sigma_{sp}, \sigma'_{sp}$ – предварительные напряжения в напрягаемой арматуре S и S' – при натяжении арматуры на упоры (до бетонирования), МПа;

$\sigma_{con1}, \sigma'_{con1}$ – то же, контролируемые, МПа; $\sigma_{con2}, \sigma'_{con2}$ – то же, при натяжении арматуры на бетон (после затвердения бетона), МПа;

$\sigma_{sp1}, \sigma_{sp2}$ – предварительные напряжения с учетом первых и всех потерь напряжений, МПа;

σ_{bp} – сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия с учетом потерь, соответствующих рассматриваемой стадии, МПа;

y_{bp} – коэффициент точности предварительного натяжения арматуры.

Характеристики материалов

$R_b, R_{b,ser}$ – расчетные сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний первой и второй групп, МПа;

$R_{bt}, R_{bt,ser}$ – расчетные сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний первой и второй групп, МПа;

$R_{b,loc}$ – расчетное сопротивление бетона смятию, МПа;

R_{bp} – передаточная прочность бетона, МПа;

$R_s, R_{s,ser}$ – расчетные сопротивления арматуры растяжению для предельных состояний первой и второй групп, МПа;

R_{sw} – расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению на действие поперечной силы, МПа;

R_{sc} – расчетное сопротивление арматуры сжатию, МПа;

σ_y – предел текучести арматуры, МПа;

σ_{bw}, σ_{su} – временное сопротивление бетона и арматуры, МПа;

$\sigma_{s,crc}$ – напряжение в арматуре в момент трещинообразования в растянутой зоне элемента, МПа;

E_b, E_s – начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении и модуль упругости арматуры, МПа;

$\alpha = E_s/E_b$ – коэффициент приведения площади сечения арматуры к бетону.

Характеристики положения продольной арматуры в нормальном сечении элемента

S – продольная арматура, расположенная в растянутой зоне сечения или у менее сжатой его грани;

S' – то же, в сжатой зоне сечения или у более сжатой его грани.

Геометрические характеристики (см. рисунок).

b – ширина прямоугольного сечения или ребра таврового и двутаврового сечений, мм;

b_f, h_f и b'_f, h'_f – ширина и высота полки таврового и двутаврового сечений в растянутой и сжатой зонах нормального сечения, мм;

h – высота прямоугольного, таврового и двутаврового сечений, мм;

D – диаметр кольцевого и круглого сечения, мм;

A_{sp}, A'_{sp} и A_s, A'_s – площадь сечения напрягаемой и ненапрягаемой частей арматуры S и S' , мм²;

a и a' – расстояние от равнодействующей усилий в арматуре S и S' до ближайшей грани, мм;

h_0 и h'_0 – рабочая высота нормального сечения, равная $h_0 = h - a$, $h'_0 = h - a'$;

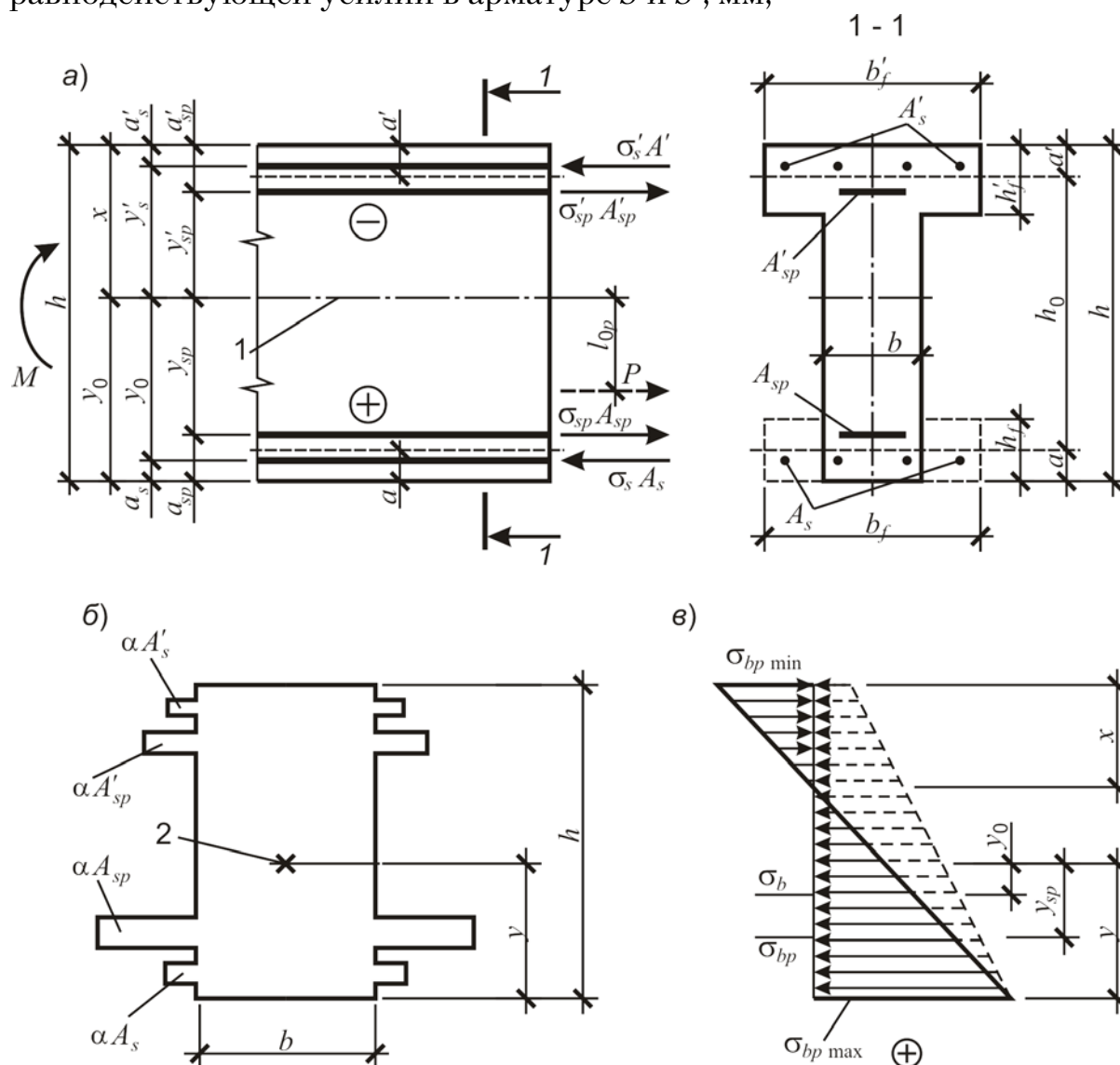
x, s – высота сжатой зоны сечения и расстояние между хомутами, мм;

e_0 – эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести приведенного сечения (см. рисунок, б), $e_0 = M/N$;

e_{0p} – эксцентриситет усилия предварительного обжатия P относительно центра тяжести приведенного сечения, мм;

$e_{0,tot}$ – эксцентриситет равнодействующей продольной силы N и усилия предварительного обжатия P относительно центра тяжести приведенного сечения, мм;

e, e' – расстояние от точки приложения продольной силы N до равнодействующей усилий в арматуре S и S' , мм;



Фрагмент железобетонной предварительно напряженной балки:
а – схема расположения продольной рабочей арматуры в растянутой и сжатой зонах; б – схема приведенного нормального прямоугольного сечения;
в – эпюра нормальных напряжений предварительного обжатия элемента;
1 – линия центра тяжести приведенного сечения; 2 – центр тяжести приведенного сечения

e_s, e_{sp} – расстояние от точки приложения продольной силы N и усилия предварительного обжатия P до центра тяжести сечения арматуры S , мм;

l, l_0 – пролет и расчетная длина элемента, мм;

i – радиус инерции нормального сечения элемента относительно его центра тяжести, мм;

λ – гибкость элемента, $\lambda = l_0/i$;

f – прогиб элемента, мм;

d – номинальный диаметр арматурных стержней, мм;

$A_{sw}, A_{s,inc}$ – площадь сечения хомутов и отгибов, расположенных в одной плоскости нормального и наклонного сечения элемента, мм²;

A_{sw1}, A_{s1} – площади сечения одного хомута и стержня продольной арматуры, мм²;

μ – коэффициент армирования, $\mu = A_s / (bh_0)$;

A, A_{red} – площадь нормального и приведенного нормального сечения элемента, мм²;

A_{loc} – площадь смятия бетона, мм²;

I, I_{red} – момент инерции нормального и приведенного нормального сечения элемента относительно его центра тяжести, мм⁴.

1. ОСНОВЫ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

1.1. Сущность железобетона

Бетон, приготавливаемый из смеси вяжущего (в основном портландцемента), заполнителей природного и искусственного происхождения, воды затворения, а при необходимости химических и минеральных добавок, является композитным материалом, обладающим в затвердевшем состоянии наперед заданными свойствами. Несмотря на интенсивное развитие современных технологий, позволяющих получать бетон с прочностью при сжатии до 300 МПа, последний по-прежнему остается искусственным камнем, для которого прочность и деформативность при растяжении примерно в 10...20 раз меньше, чем при сжатии.

Поэтому из неармированного бетона, как правило, выполняют конструкции, которые при эксплуатации работают на восприятие сжимающих усилий: массивные фундаменты, сваи, стены, колонны, подпорные стенки и др. В редких случаях допускается работа бетона в элементах с незначительными растягивающими напряжениями, которые не должны превышать его предела прочности при растяжении (например, балки на упругом основании).

Экспериментальные исследования показали, что разрушение изгибаемой бетонной балки начинается с крайних растянутых волокон бетона, в то время как в сжатой зоне сечения напряжения составляют не более 5...10 % от предела прочности бетона при сжатии. Разрушение балки происходит хрупко по сечению, в котором появилась первая трещина. При этом прочность бетона при сжатии оказывается недоиспользованной (рис. 1.1,а).

Если растянутую зону сечения (рис. 1.1,б) усилить с помощью стальных стержней, проволоки или прокатного профиля, обеспечив их совместную работу с бетоном, то при неизменных геометрических размерах балки можно значительно (в 15...20 раз) повысить ее несущую способность. Это связано с тем, что сталь имеет в десятки раз большее сопротивление растяжению, чем бетон. Поэтому основная идея объединения названных материалов в едином сечении заключена в том, чтобы максимально использовать бетон для восприятия сжимающих усилий, а арматуру – растягивающих.

Таким образом *железобетон представляет собой комплексный строительный материал в виде рационального объединения для совместной работы в конструкции бетона и стальных стержней.*

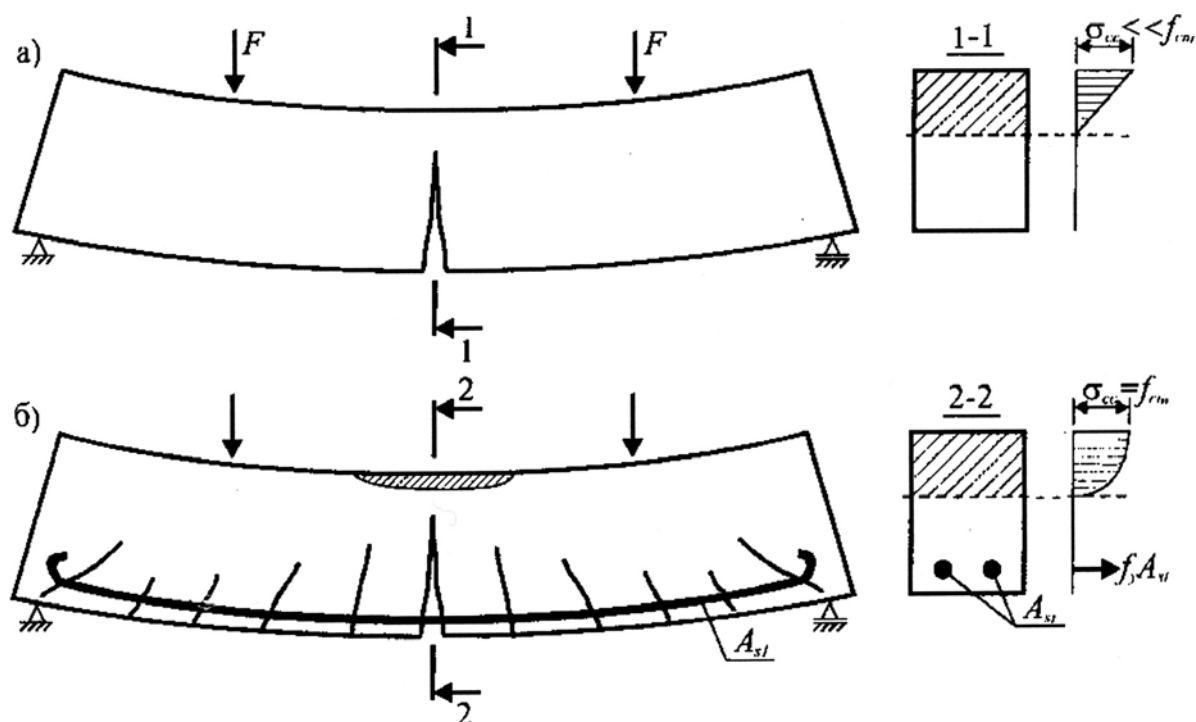


Рис. 1.1. Характер образования трещин и разрушения бетонной (а) и железобетонной (б) изгибаемых балок

Название *железобетон* сохранилось в строительной практике скорее по традиции, так как в современном железобетоне применяют не *железо*, в общепринятом смысле этого слова, а маркированную сталь, и поэтому вполне возможным было бы использование термина «*сталебетон*» (как например, в немецком языке «*stahlbeton*»). При изложении для обозначения стальных стержней, проволоки, канатов будем пользоваться общепринятым в отечественной технической литературе термином «*арматура*» (от латинского слова «*armatura*» – вооружение).

Наиболее эффективным видом армирования является стальная арматура, которая одинаково хорошо сопротивляется растяжению и сжатию. Поэтому часто, чтобы повысить несущую способность балок, не изменяя геометрических размеров ее сечения, стержневую арматуру устанавливают не только в растянутой зоне сечения, но и в сжатой.

Наличие арматуры в растянутой зоне сечения железобетонного изгибаемого или внецентренно сжатого элемента кардинально меняет картину трещинообразования растянутой зоны (см. рис. 1.1,б). В железобетонном элементе раскрытию трещин препятствует арматура, имеющая сцепление с бетоном, количество трещин увеличивается, их распределение становится практически равномерным по длине балки. Кроме того, в приопорных зонах балки, работающих в условиях плоского напряженно-деформированного состояния, при совместном действии изгибающих моментов и поперечных сил возможно образование

наклонных трещин (см. рис. 1.1,б). Как правило, в момент образования трещин нагрузка на балку составляет всего 15...20 % от предельной, при которой наступает ее разрушение. В сечениях с трещиной бетон выключается из работы, а растягивающие усилия воспринимает арматура.

Изменив количество арматуры, располагаемой в растянутой зоне сечения балки (при прочих равных условиях), можно легко изменить характер ее разрушения: добиться разрушения по сжатой зоне сечения при достижении бетоном предельных деформаций (переармированное сечение) или по растянутой зоне при достижении предельных деформаций растянутой арматурой (сечения с низким и нормальным содержанием растянутой арматуры).

Железобетон является эффективным материалом для различных типов конструкций зданий и сооружений, таких, как фундаменты, колонны, балочные и рамные системы, пространственные и другие конструкции. В настоящее время железобетон вышел за рамки его применения только в строительстве. Имеется множество примеров его успешного использования в машиностроении, приборостроении, при возведении платформ для добычи нефти и газа и др.

Рассмотрим, какие же *преимущества* способствовали столь широкому и эффективному применению железобетона.

Работа бетона и арматуры, материалов с различными свойствами и характеристиками, стала возможной благодаря хорошему сцеплению арматуры с бетоном, что обеспечивает их совместную деформацию до определенного уровня напряжений. Бетон и сталь при изменении температуры в пределах 100 °С (что соответствует требованиям эксплуатации большинства строительных конструкций) имеют близкие коэффициенты температурного линейного расширения (для стали приблизительно 0,000012, а для бетона от 0,000007 до 0,00001, в зависимости от вида бетона). Это позволяет избегать внутренних напряжений, которые могут привести к нарушению сцепления арматуры с бетоном.

Важным преимуществом является и то, что бетон надежно защищает арматуру от воздействия агрессивных сред, которые способны вызвать ее коррозию, предохраняет от воздействия огня при пожаре. Щелочной характер химической реакции твердения вяжущего, с образованием на поверхности стальной арматуры пассивирующей пленки, уменьшает опасность ее коррозии.

К основным *недостаткам* железобетонных конструкций следует отнести большой собственный вес, т.е. массивность конструкций по сравнению, например, с металлическими конструкциями, раннее образование трещин в растянутой зоне сечения, что приводит к быстрому росту прогибов элементов.

К моменту образования трещин в окружающем бетоне напряжения в арматуре составляют всего 20...30 МПа, а при достижении предельно допустимой ширины раскрытия трещин (0,3...0,4 мм) – 150...250 МПа. Учитывая то, что модуль упругости арматуры изменяется незначительно, в обычном железобетоне нерационально применять высокопрочную арматурную сталь, так как ее прочностные характеристики, будут недоиспользованы и, как правило, предельные усилия, которые способна воспринять конструкция, будут оцениваться исходя из предельно допустимых значений ширины раскрытия трещин и прогибов, а не по прочности.

1.2. Предварительно напряженные железобетонные конструкции

Конкуренция с металлическими конструкциями и расширение областей применения железобетона, стремление максимально уменьшить влияние перечисленных выше недостатков привели к созданию предварительного напряжения бетона железобетонных конструкций.

Создание и внедрение предварительно напряженных конструкций явилось *вторым рождением* железобетона на качественно более высоком уровне. Предварительное напряжение позволило повысить трещиностойкость, жесткость и значительно уменьшить собственный вес конструкций, сделав их не только конкурентоспособными с металлическими конструкциями, но и более экономичными при изготовлении и эксплуатации.

Идея предварительно напряженного железобетона заключается в том, что в процессе изготовления конструкции до приложения нагрузки в бетоне создается искусственное напряженное состояние, которое можно целенаправленно регулировать. Как правило, предварительное напряжение элемента выполняют таким образом, чтобы бетон, который в процессе эксплуатации будет работать на растяжение, имел начальные сжимающие напряжения.

Характер распределения предварительных напряжений в бетоне элементов зависит от положения в сечении напрягаемой арматуры, степени ее предварительного напряжения, физико-механических свойств бетона и геометрии сечения элементов. Например, в изгибаемых элементах наиболее рационально размещать напрягаемую арматуру в растянутой при эксплуатации зоне сечения балок (рис. 1.2).

После того, как бетон конструкции набирает необходимую прочность, натянутую арматуру освобождают с упоров (см. рис. 1.2,б), и она, стремясь возвратиться в начальное состояние, создает обжатие элемен-

та. Такой способ преднапряжения принято называть «с натяжением на упоры». Обжатие может передаваться как силами сцепления арматуры с бетоном, так и с помощью специальных анкеров, закрепляемых по торцам элементов.

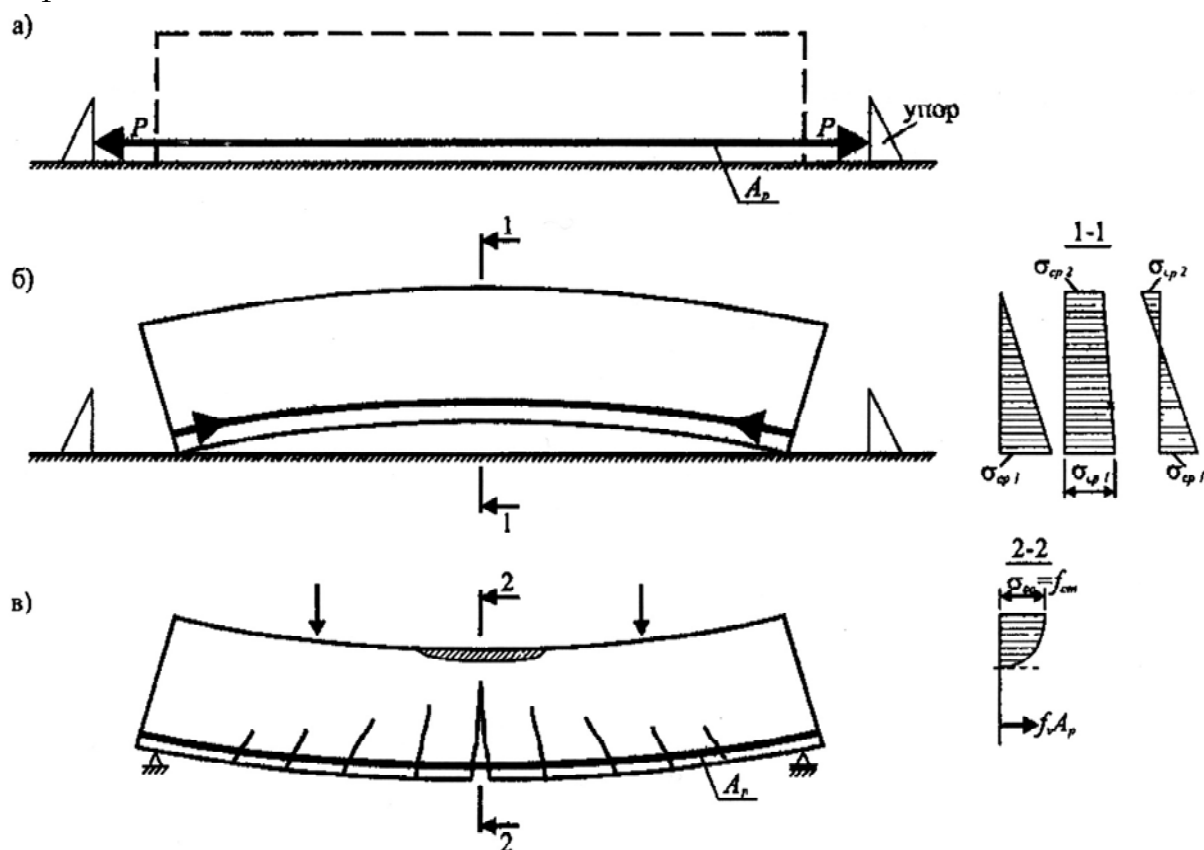


Рис. 1.2. Стадии изготовления и работы предварительно напряженной балки, натяжение арматуры на упоры (а), передача усилия и возможные эпюры напряжений в бетоне (б), стадия разрушения (в)

Если предварительное напряжение конструкции создают при натяжении арматуры, располагаемой в ранее выполненных каналах, то такой способ принято называть «натяжением на бетон». Усилие обжатия передается на элемент с помощью специальных анкерных устройств либо посредством сил сцепления, возникающих при последующем инъецировании каналов цементным раствором.

В настоящее время предварительное напряжение можно создавать в элементах, конструкциях и их частях, применяя не только традиционные способы натяжения высокопрочной арматуры, но и напрягающий бетон.

Эффект предварительного напряжения может быть обеспечен только при использовании высокопрочной арматурной стали, так как после передачи усилия обжатия и при эксплуатации развиваются потери напряжений в арматуре от упругого обжатия, усадки, ползучести, релаксации стали и т.д. Эффективным становится применение в предва-

рительно напряженных конструкциях высокопрочных бетонов, что позволяет уменьшать геометрические размеры сечения элементов и конструкций, увеличивать длину перекрываемых пролетов и эксплуатационные нагрузки, снижать потери предварительного напряжения.

Предварительное напряжение в 2...3 раза повышает трещиностойкость и жесткость конструкций по сравнению с обычным железобетоном без предварительного напряжения.

Прочность предварительно напряженных конструкций практически не зависит от величины предварительного напряжения арматуры. Однако в случае постановки напрягаемой арматуры в сжатой при эксплуатации конструкции зоне сечения (например, с целью уменьшения выгиба и повышения трещиностойкости при обжатии растянутой зоны сечения) предварительное напряжение может отрицательно повлиять на прочность конструкции в случае ее разрушения по бетону сжатой зоны.

Очевидно, что предварительно напряженные конструкции явились следствием совершенствования традиционных железобетонных конструкций. Их создание связано со стремлением к ликвидации недостатков, присущих обычному железобетону, и главным образом низкой трещиностойкости. Несмотря на то что как железобетонные, так и предварительно напряженные конструкции предполагают применение одних и тех же материалов (бетона и арматурной стали), их конечные свойства существенно различаются (табл. 1.1).

Т а б л и ц а 1 . 1

Ориентировочное сравнение свойств обычных железобетонных и предварительно напряженных конструкций

Свойство	Обычная железобетонная конструкция	Предварительно напряженная конструкция
1	2	3
Прочность бетона f_c , МПа	От 15 до 40	От 40 до 100 и более
Вид стали	Низкоуглеродистая	Высокоуглеродистая
Прочность арматурной стали f_{sy} (f_{py}), МПа	От 190 до 500	От 800 до 1800
Собственный вес конструкции (расход бетона)	100 %	40...70 %

Окончание табл. 1.1

1	2	3
Рабочее армирование (расход арматуры)	100 %	30...50 %
Трещиностойкость	Допускается образование и развитие трещин, остаются при эксплуатации	Полное отсутствие трещин либо ограниченное их раскрытие, возможность зажатия при снижении нагрузки
Огнестойкость	очень хорошая или хорошая	хорошая
Сопротивление дей- ствию циклических нагрузений	хорошее до образования трещин	хорошее
Пролет балок, м	до 30	до 300

Как свидетельствуют результаты экспериментальных исследований, в изгибаемых железобетонных элементах сжатая зона составляет примерно $1/3$ высоты сечения. Поэтому бетон в растянутой части сечения, составляющей $2/3$ ее высоты, является, по существу, балластом, имеющим второстепенное значение. В предварительно напряженных изгибаемых элементах сечения внецентренно обжаты, в силу чего на значительной части высоты конструкции действуют сжимающие напряжения. Это позволяет эффективно использовать в таких конструкциях материалы, обладающие высокой прочностью.

Прогресс в металлургии и технологии бетона привел к тому, что в настоящее время при несколько более высоких затратах получают арматурные стали и бетоны высокой прочности. Так, прочность арматуры достигает 2500 МПа, а бетоны, применяемые на практике, имеют прочность при сжатии до 300 МПа. Безусловно, что такие материалы вообще не могут быть эффективно использованы в традиционных железобетонных конструкциях. С одной стороны, допущение более высоких напряжений в арматуре железобетонных конструкций на эксплуатационной стадии не оправданно с точки зрения чрезмерного раскрытия трещин и развития прогибов. С другой стороны, применение бетонов высокой прочности в таких конструкциях, как правило, нецелесообразно, т.к. ведет лишь к незначительному уменьшению размеров сечения (исключение составляют короткие сжатые элементы).

Как было отмечено (см. табл. 1.1), предварительно напряженные конструкции позволят за счет применения высокопрочной арматуры получить экономию стали в среднем до 70 %, особенно при использовании в качестве напрягаемой арматуры высокопрочной проволоки и

канатов, отдалить момент образования трещин, увеличить жесткость элементов и уменьшить их прогибы, повысить выносливость и сейсмостойкость конструкций.

Ценным является и то, что в процессе перевозки и монтажа предварительно напряженные конструкции, обладающие повышенной трещиностойкостью и жесткостью, значительно менее чувствительны к динамическим нагрузкам.

Основными недостатками предварительно напряженных конструкций являются повышенная трудоемкость и металлоемкость оснастки для их изготовления. Этот недостаток в основном относится к поточно-агрегатному методу изготовления предварительно напряженных конструкций.

Однако при производстве массового сборного железобетона, например многопустотных плит, этот недостаток легко преодолевается при применении современных технологий безопалубочного формования конструкций. Несколько понижается, по сравнению с ненапрягаемым железобетоном, огнестойкость конструкций, хотя и этот недостаток может быть практически полностью исключен при использовании специальных конструктивных мероприятий, например при увеличении защитного слоя бетона. Повышается чувствительность к воздействию агрессивной среды, влияющей на коррозионную стойкость предварительно напряженной конструкции. Однако и этот недостаток можно свести до минимума, соблюдая расчетно-конструктивные требования. Например, при использовании высокопрочной проволочной арматуры и канатов в эксплуатируемых конструкциях не допускается длительное раскрытие трещин и ограничивается ширина их раскрытия. Широко применяется и так называемая вторичная защита бетона путем пропитки поверхности мономерами и полимерными материалами.

Таким образом, перечисленные недостатки легко преодолеваются как на стадии проектирования, так и в процессе эксплуатации предварительно напряженных конструкций. С начала массового внедрения (40-е годы XX века) предварительно напряженные железобетонные конструкции эффективно применяются при строительстве любых зданий и сооружений, обеспечивая необходимую их надежность и долговечность.

XXI век – это век сборного, и в первую очередь предварительно напряженного железобетона.

1.3. Технологические особенности изготовления железобетонных конструкций

Железобетонные конструкции в зависимости от технологии изготовления могут быть сборными, изготавливаемыми, как правило, в заводских условиях, монолитными, формирование которых ведется непосредственно в условиях строительной площадки, и сборно-монолитными, представляющими собой сочетание сборных элементов и монолитного железобетона, укладываемого в процессе возведения конструкций.

Выбор вида железобетонных конструкций для конкретного объекта строительства зависит от многих факторов, таких, как развитие индустриальной базы в районе строительства, энергоемкость, надежность и долговечность, архитектурно-конструктивные особенности и технико-экономические показатели объекта строительства.

1.3.1. Сборные конструкции

Сборными являются железобетонные конструкции, которые предварительно изготовлены, как правило, на специальных заводах, а на строительной площадке ведется их укрупнительная сборка и (или) монтаж.

Несмотря на то что сборные железобетонные конструкции, в том числе и предварительно напряженные, начали применяться в массовом строительстве только в конце 30-х годов XX века, сегодня они стали основным видом конструкционного железобетона и далеко еще не исчерпали всех своих возможностей.

Сборные железобетонные изделия и конструкции позволяют высоко механизировать и автоматизировать весь процесс их изготовления, максимально снизить затраты на оснастку и формовочное оборудование. Но самое главное то, что в заводских условиях можно достаточно просто и с высоким качеством изготавливать предварительно напряженные конструкции различного назначения (например, плиты, балки и фермы больших пролетов, в том числе из высокопрочного бетона). Все это позволяет сокращать расход арматурной стали по сравнению с конструкциями без предварительного напряжения в 2...3 раза. В настоящее время наиболее массовые предварительно напряженные конструкции, такие, как многопустотные плиты, шпалы, балки и другие элементы, изготавливаются способом безопалубочного формования на длинных стендах методом экструзии. Внедрение технологии безопалубочного формования позволит в два раза снизить трудозатраты, уменьшить расход стали и цемента, получить изделия высокого качества. Широкое применение различных химических добавок при заводском

изготовлении железобетонных изделий и конструкций даст возможность в ряде случаев отказаться от тепловой обработки бетона и перейти на безвибрационные литьевые технологии, обеспечит экономиию цемента.

Установлено, что стоимость железобетонных конструкций массового производства ниже, чем металлоконструкций.

Недостаток сборного железобетона заключается в необходимости создания специальных заводов по его производству, в повышенных транспортных и монтажных расходах, в металлоемкости стыков. Членение на отдельные сборные элементы нарушает неразрезность (статическую неопределимость) конструкций, что ведет к дополнительным затратам при установке связей для обеспечения пространственной жесткости зданий и сооружений.

Вместе с тем дальнейшие перспективы применения железобетонных конструкций специалисты связывают с развитием и совершенствованием сборного железобетона, и в первую очередь предварительно напряженного.

1.3.2. Монолитные конструкции

Монолитные железобетонные конструкции изготавливаются на строительной площадке при возведении объектов. Бетонная смесь может быть приготовлена непосредственно на площадке строительства или доставлена бетоновозами со специальных заводов, затем она укладывается в опалубку с заранее установленной арматурой – каркасами, сетками, закладными деталями и т.д. За счет высокой механизации, применения современных опалубочных систем, различных химических добавок – ускорителей твердения бетона – этот способ изготовления железобетонных конструкций по качеству и срокам строительства стал приближаться к сборному железобетону. Но монолитные железобетонные конструкции имеют ряд недостатков, таких, как удорожание при зимнем производстве работ, устройство сложных опалубочных систем с невысокой их оборачиваемостью.

Основной недостаток монолитного железобетона – это увеличение, по сравнению со сборными конструкциями, расхода арматурной стали и бетона, так как непосредственно в условиях массового строительства сложно применить предварительное напряжение арматуры. Поэтому, например, в жилищном строительстве расход стали на устройство монолитных дисков перекрытий увеличивается в 2...3 раза и расход бетона, по сравнению с многопустотными плитами при ячейке, например, 6×6 м – до 40 %. Практика показала, что в фундаментостроении эффективно применение монолитного железобетона. Есть много и других

областей строительства, где монолитный железобетон незаменим, в частности при возведении уникальных объектов.

Для изготовления монолитных конструкций весьма перспективным является использование напрягающегося бетона, позволяющего в условиях строительной площадки осуществлять предварительное напряжение арматуры.

1.3.3. Сборно-монолитные конструкции

Сборно-монолитные конструкции представляют собой экономически обоснованное сочетание сборных железобетонных конструкций и монолитного бетона со специальным армированием.

Применение монолитного бетона позволяет восстанавливать неразрезность (статическую неопределимость) конструкций, использовать сборные конструкции как несъемную опалубку, включив их с помощью несложных мероприятий (шпонки, выпуски анкеров арматуры) в совместную работу.

Этот класс конструкций сочетает в себе положительные свойства сборного и монолитного железобетона, а именно повышается качество и сокращаются сроки строительства.

Сборные изгибаемые элементы, как правило, целесообразно применять с предварительным напряжением арматуры.

Проектирование сборно-монолитных конструкций ведется по двум стадиям: монтажной, когда работает только сборный железобетон, и эксплуатационной, когда обеспечена совместная работа сборных и монолитных конструкций. Например, с целью сохранения парка бортоснастки, за счет укладки дополнительного монолитного бетона можно значительно повысить несущую способность дисков перекрытий, состоящих из типовых сборных многопустотных плит.

Весьма перспективно, как указывалось выше, в качестве монолитного бетона в сборно-монолитных конструкциях использовать напрягающийся бетон и высокопрочную арматурную сталь.

2. РАСЧЕТ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Трещиностойкость железобетонных конструкций – способность железобетонной конструкции сопротивляться образованию и раскрытию трещин.

Трещиноватость бетона, или способность к образованию трещин, является характерным его свойством, отличающим его от других строительных материалов. Трещины в бетоне конструкций образуются уже в процессе формирования структуры в результате развития физико-химических процессов, происходящих при твердении цемента. Это так называемые микротрещины, возникающие в результате усадочных и температурных явлений, сопровождающих реакции гидратации портландцементного вяжущего. Такие трещины располагаются хаотично как внутри структуры бетона, так и на поверхности изделия (контракционные трещины). Микротрещины, являющиеся результатом химической усадки и температурных эффектов при твердении, оказывают отрицательное влияние на эксплуатационные свойства бетона, приводят к снижению его долговечности. Вместе с тем такие трещины практически не поддаются расчету, а ограничиваются исключительно технологическими мероприятиями на стадии проектирования составов бетонной смеси и выбора рациональных методов ее укладки в конструкцию.

Расчеты ширины раскрытия трещин в соответствии с нормами распространяются на ограничение следующих видов трещин:

- вызванных усилиями от расчетных нагрузок, действующих на конструкцию;
- вызванных ограничением вынужденных деформаций железобетонного элемента (температурных, усадочных, приводящих к физической усадке, вызванных осадкой опор и т.д.).

Образование и раскрытие трещин в железобетонной конструкции имеют место в стадии эксплуатации железобетонного элемента. Поэтому расчеты по образованию и раскрытию трещин относятся к расчетам, гарантирующим не превышение предельных состояний второй группы, обеспечивающей нормальные условия эксплуатации конструкции.

В соответствии с положениями расчета железобетонных конструкций по методу предельных состояний проверка ограниченного раскрытия трещин должна производиться из условия

$$w_k \leq w_{\text{lim}}, \quad (2.1)$$

где w_k – расчетная ширина раскрытия трещин;

w_{lim} – предельно допустимая ширина раскрытия трещин, принимаемая согласно табл. 2.1.

Т а б л и ц а 2 . 1

Значения предельно допустимой ширины раскрытия трещин w_{lim} , мм

Класс по условиям эксплуатации	Железобетонные элементы	Предварительно напряженные элементы
	Практически постоянная комбинация нагрузок	Частая комбинация нагрузок
X0, XC1	0,4 ¹⁾	0,2
XC2, XC3, XC4, XF1, XF3	0,3	0,2 ²⁾
XA1, XA2, XD1, XD2, XF2		условия декомпрессии
¹⁾ Для железобетонных элементов, эксплуатирующихся в средах классов X0, XC1, ширина раскрытия трещин не влияет на долговечность конструкции.		
²⁾ Для этих эксплуатационных классов при расчете на практически постоянную комбинацию нагрузок должно выполняться условие декомпрессии (погашения до нуля сжимающих напряжений в бетоне на уровне напрягаемой арматуры).		

Ограничение значений предельно допустимой ширины раскрытия трещин, приведенных в табл. 2.1, обусловлено главным образом следующими обстоятельствами.

Образование и чрезмерное раскрытие трещин, помимо того что снижает жесткость элемента, приводит к возрастанию прогибов, вызывает неудобства эстетического восприятия, но главное – оказывает существенное влияние на долговечность конструкций здания или сооружения. Наличие трещин большой ширины раскрытия создает условия, при которых развивается коррозия стальной арматуры.

Практика показывает, что при относительно равномерной коррозии на значительной поверхности арматуры образуются продукты коррозии, давление которых приводит к растрескиванию и отрыву (скалыванию) защитного слоя бетона. Еще более опасна локальная коррозия, при которой местное уменьшение сечения арматуры происходит более интенсивно и без заметных внешних признаков, что может привести к внезапному разрыву высокопрочных стержней и проволоки. В связи с этим, при проектировании железобетонных конструкций следует исходить из требования обеспечения сохранности арматуры в течение всего срока эксплуатации здания или сооружения (без ремонта, усиления

и т.д.), то есть по возможности не допускать или максимально ограничивать условия, которые могут способствовать развитию коррозионных процессов в арматурной стали.

Трещины, облегчая доступ агрессивных агентов внешней среды к поверхности стальной арматуры, приводят к возникновению и развитию коррозионных процессов. Чаще всего наиболее глубокое поражение арматуры наблюдается в месте пересечения ее трещиной. По мере удаления от трещины степень коррозионного поражения арматуры снижается. Исследования показали, что коррозия стали в аналогичной по степени агрессивности среде в сечении с трещиной в начальной фазе развивается быстрее, чем на открытой поверхности арматуры. С течением времени в узких трещинах при слабой агрессивной среде коррозия арматуры замедляется (рис. 2.1). В широких трещинах при наличии сильно агрессивной среды это затухание может иметь временный характер из-за возможного разрушения защитного слоя бетона. Опытами установлено, что раскрытие трещин свыше 0,3 мм существенно ускоряет процесс коррозии в агрессивных средах (рис. 2.2).

В то же время внутри отапливаемых помещений с неагрессивной средой и влажностью воздуха не более 60 % (классы Х0, ХС1) нет оснований опасаться коррозионного повреждения арматуры даже при весьма больших трещинах. Здесь ограничение раскрытия трещин (до 0,4 мм) в большей степени связано с иными требованиями (обеспечение жесткости конструкции, условия сцепления арматуры с бетоном, эстетические требования и т.д.).

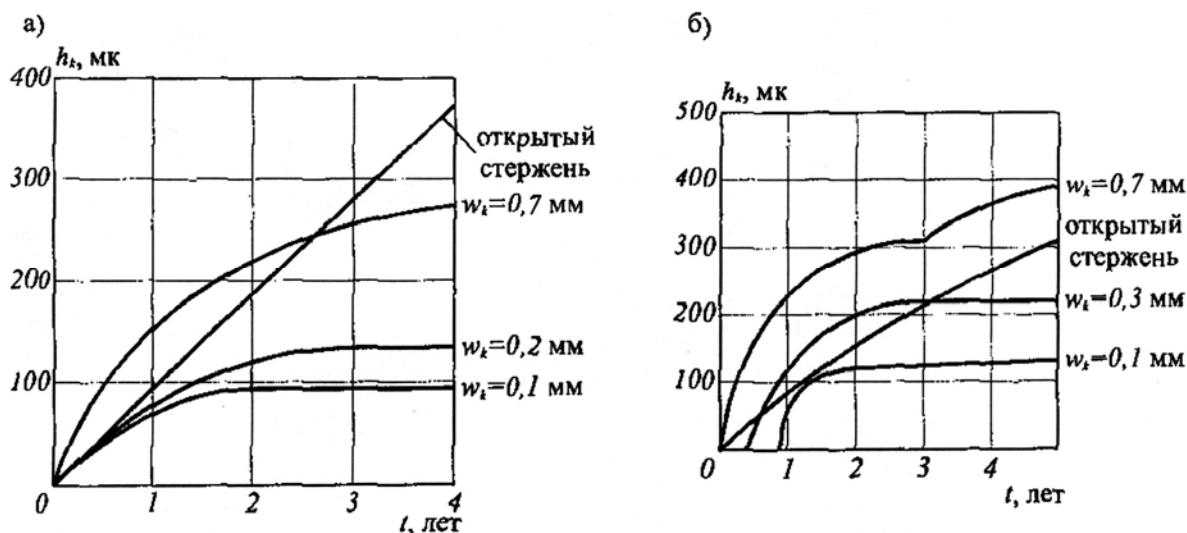


Рис. 2.1. Зависимости между степенью повреждения арматуры (h_k , mk) и шириной раскрытия трещин (w_k) в атмосферных условиях (а) и при периодическом увлажнении (б)

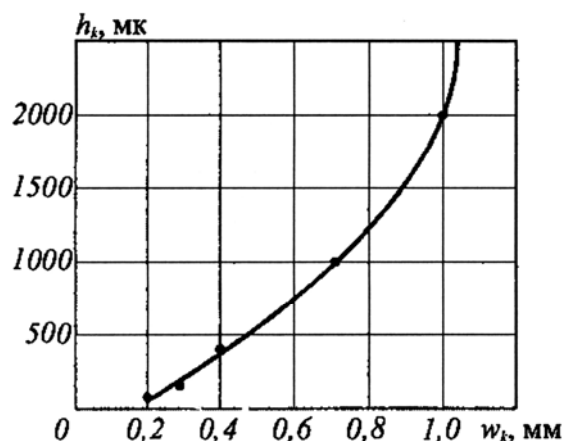


Рис. 2.2. Влияние ширины раскрытия трещин на степень коррозионного повреждения

При использовании высокопрочной арматуры опасность раскрытия трещин в бетоне существенно возрастает вследствие более высоких напряжений и малых сечений стержней, особенно при использовании высокопрочной проволоки. Коррозионные повреждения такой арматуры (в частности при воздействиях хлор-ионов) могут привести к внезапному обрушению конструкций, которые длительное время не показывают predispositions к наступлению предельного состояния.

На скорость развития коррозионных процессов влияет влажность окружающего воздуха. При сухой воздушной среде коррозия арматуры, как правило, не развивается. Не развивается обычно коррозия арматуры и в постоянно или полностью насыщенном водой бетоне. Наиболее интенсивно коррозия арматуры развивается при относительной влажности, составляющей около $RH = 80 \%$, а при $RH \approx 100 \%$ коррозия арматуры практически останавливается. Особенно опасным является периодическое увлажнение конструкций.

2.1. Сопротивление железобетонного элемента раскрытию нормальных трещин

В эксплуатационной стадии железобетонный элемент может находиться в одной из двух стадий напряженно-деформированного состояния (стадия I или стадия II).

Стадия I (традиционно в учебно-методической литературе вводится дополнительная стадия Ia) соответствует состоянию, когда железобетонный элемент еще не имеет трещин и теория, используемая для описания напряжений и деформаций, применима для любого сечения по длине элемента.

В стадии II напряженно-деформированного состояния железобетонный элемент работает с трещинами, и теория применима, как правило, для сечения с трещиной.

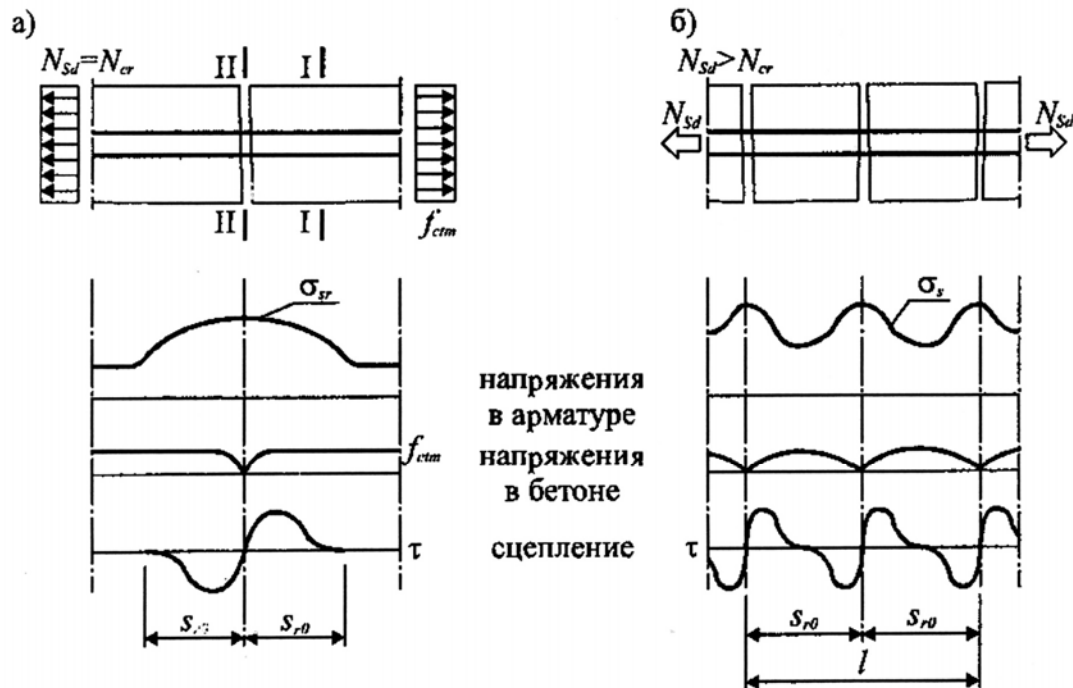


Рис. 2.3. Распределение напряжений в арматуре и бетоне центрально растянутого элемента:
а – при $N = N_{cr}$; б – стадия стабилизировавшегося трещинообразования

Граничное состояние перехода из стадии I в стадию II, когда конструкция приобретает качественно новые свойства, традиционно определяют усилия трещинообразования: продольное усилие N_{cr} или изгибающий момент M_{cr} (рис. 2.3).

3. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ОПОР ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧ

3.1. Общие указания по проектированию

Железобетонные опоры линий электропередач (ЛЭП) применяют для воздушных линий (ВЛ) напряжением 35-330 кВ и выше. Различают опоры промежуточные, анкерные и угловые. В настоящем пособии рассматриваются промежуточные опоры, составляющие основную массу всех опор. Они состоят из стоек, траверс, тросостоек и гирлянд изолятора. Опоры бывают одностоечные и порталные, одноцепные и многоцепные. Схемы промежуточных железобетонных опор показаны на рис. 3.1. Геометрические характеристики опор приведены в табл. 3.1.

Т а б л и ц а 3 . 1

Геометрические характеристики железобетонных опор

Шифр опоры	Схема опоры на рис. 3.1	Размеры, м							
		h_1	h_2	h_3	h_4	h_5	a_1	a_2	a_3
ПБ 35-1В	а	10,8	2,5	0,6	1,75	-	1,0	1,7	1,0
ПБ 35-2В	б	10,4	2,5	2,5	0,6	1,75	1,0	1,7	1,0
ПБ 35-3В	а	10,3	3,0	0,6	1,75	-	1,0	1,7	1,0
ПБ 35-5В	а	12,4	3,0	0,6	1,75	0	1,0	1,7	1,0
ПБ 35-7В	а	11,9	3,0	1,1	1,25	-	1,0	1,7	1,0
ПБ 35-1	а	15,5	3,0	1,1	2,5	-	1,0	2,5	1,0
ПБ 35-3	а	14,5	4,0	1,1	1,5	-	1,0	2,5	1,0
ПБ 35-2	б	12,5	3,0	3,0	1,1	2,6	1,75	2,5	1,75
ПБ 35-4	б	10,4	4,0	4,0	1,1	2,6	1,75	2,5	1,75
ПБ 110-1	а	14,5	3,0	2,1	-	-	2,0	3,5	2,0
ПБ 110-3	а	14,5	3,0	2,1	-	-	2,0	3,5	2,0
ПБ 110-5	а	14,5	4,0	1,1	0,9	-	2,0	3,5	2,0
ПБ 110-2	б	13,5	3,0	3,0	0,1	2,6	2,0	3,5	2,0
ПБ 110-4	б	13,5	3,0	3,0	-	3,0	2,0	3,5	2,0
ПБ 110-6	б	11,5	4,0	4,0	0,1	2,6	2,0	3,5	2,0
ПБ 110-8	б	14,5	3,0	3,0	2,5	1,5	2,0	3,5	2,0
ПБ 110-10	б	15,5	3,0	3,0	1,5	1,5	2,0	4,0	2,0
ПБ 150-1	а	13,5	4,0	1,8	1,2	-	2,5	4,0	2,5
ПБ 220-1	а	16,0	5,5	1,5	1,0	-	2,8	4,8	2,8
ПБ 220-3	а	17,5	5,5	-	2,5	0	2,8	4,8	2,8
ПБ 330-1	в	19,5	3,2	1,3	-	-	4,2	8,4	4,2
ПБ 330-3	в	22,9	-	4,1	-	-	4,2	8,4	4,2

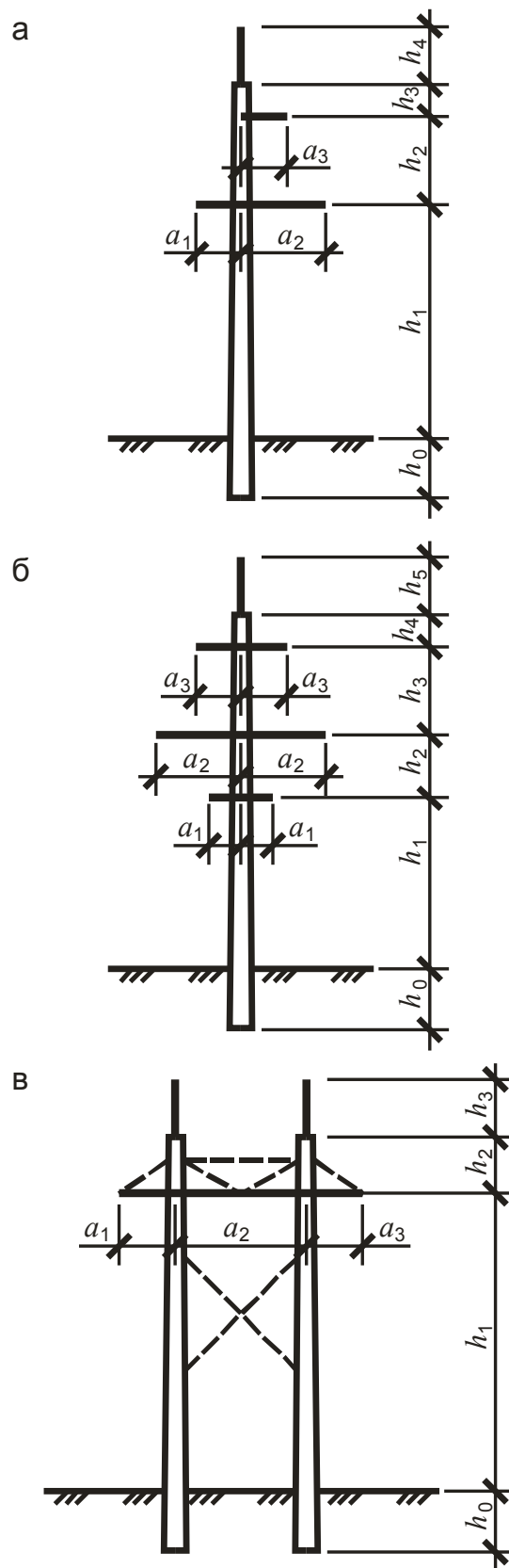


Рис. 3.1. Схемы железобетонных промежуточных опор:
а – одностоечной одноцепной; б – одностоечной двухцепной;
в – порталной одноцепной

Расчетные характеристики опор приведены в табл. 3.2. Несущей конструкцией опоры является стойка. Она выполняется из бетона, классов по прочности на осевое сжатие – В25-В40. По морозостойкости и водонепроницаемости марка бетона должна быть не менее F150 и W-6. Для районов с температурой ниже -40 °С эти марки должны быть не менее F200 и W-8. Армируются стойки напрягаемой арматурой класса А-IV. Допускается применение арматуры классов А-V, А-VI, К-7, К-19. Кроме продольной напрягаемой арматуры имеется продольная ненапрягаемая арматура и продольная арматура заземления. Поперечная арматура выполняется в виде спирали из проволоки диаметром 4-5 мм класса Вр-I. В качестве монтажной арматуры применяются монтажные кольца, выполненные из стержней Ø8 А-I. Продольная, поперечная и монтажная арматура образует арматурный каркас. Толщина наружного защитного слоя бетона до поперечной арматуры должна быть не менее 15 мм, внутреннего защитного слоя до поперечной арматуры (монтажных колец) – не менее 10 мм.

Т а б л и ц а 3.2

Расчетные характеристики железобетонных опор

Шифр опоры	Тип стойки	Район гололедности	Марка проводов	Марка тросов	Масса металлоконструкций, кг
1	2	3	4	5	6
ПБ 35-1В	СВ-1	1-П	АС-70 – АС-150	С-35	72
ПБ 35-2В	СВП-2	1-IV	АС-50 – АС-150	С-35	545
ПБ 35-3В	СВ-1	III-IV	АС-70 – АС-150	С-35	72
ПБ 35-5В	СВП-1	I-II	АС-50 – АС-150	С-35	457
ПБ 35-7В	СВП-1	III-IV	АС-50 – АС-150	С-35	457
ПБ 35-1	СК-1	I-II	АС-95 – АС-150	С-35	128
ПБ 35-3	СК-1	III-IV	АС-95 – АС-150	С-35	118
ПБ 35-2	СК-2	I-II	АС-95 – АС-150	С-35	299
ПБ 35-4	СК-1	III-IV	АС-95 – АС-150	С-35	299
ПБ 110-3	СК-2	I-II	АС-185 – АС-240	С-50	216
ПБ 110-1	СК-1	I-II	АС-70 – АС-150	С-50	216
ПБ 110-5	СК-2	III-IV	АС-70 – АС-240	С-50	255
ПБ 110-2	СК-2	I-II	АС-70 – АС-120	С-50	522
ПБ 110-4	СК-4	I-II	АС-185 – АС-240	С-50	422
ПБ 110-6	СК-1	III-IV	АС-70 – АС-120	С-50	522
ПБ 110-8	СК-4	I-II	АС-150	С-50	484
ПБ 110-8	СК-4А	III-IV	АС-150 – АСО-240	С-50	484
ПБ 110-10	СК-7	I-II	АС-120 – АС-150	С-50	523
ПБ 150-1	СК-2	I-IV	АС-120 – АСО-240	С-50	316
ПБ 150-2	СК-4	I-II	АС-120 – АСО-240	С-50	596
ПБ 150-2	СК-4А	I-IV	АС-120 – АСО-240	С-50	596
ПБ 220-1	СК-5	I-II	АСО-300 – АСО-400	С-70	447
ПБ 220-1	СК-4А	I-IV	АСО-300 – АСО-400	С-70	447

1	2	3	4	5	6
ПБ 220-3	СК-7	I-II	АСО-300 – АСО-400	С-70	577
ПБ 330-1	СК-4А	I-IV	2хАСО-300 – 2хАСО-400	С-70	1118
ПБ 330-3	СК-5	I-IV	2хАСО-300 – 2хАСО-400	С-70	2301

Стойка снабжается также монтажными петлями и закладными деталями для крепления траверс, тросостойки, оттяжек и подпятника, который поставляется в комплекте со стойкой. Конструкция конической стойки показана на рис. 3.2. Основные данные стоек приведены в табл. 3.3.

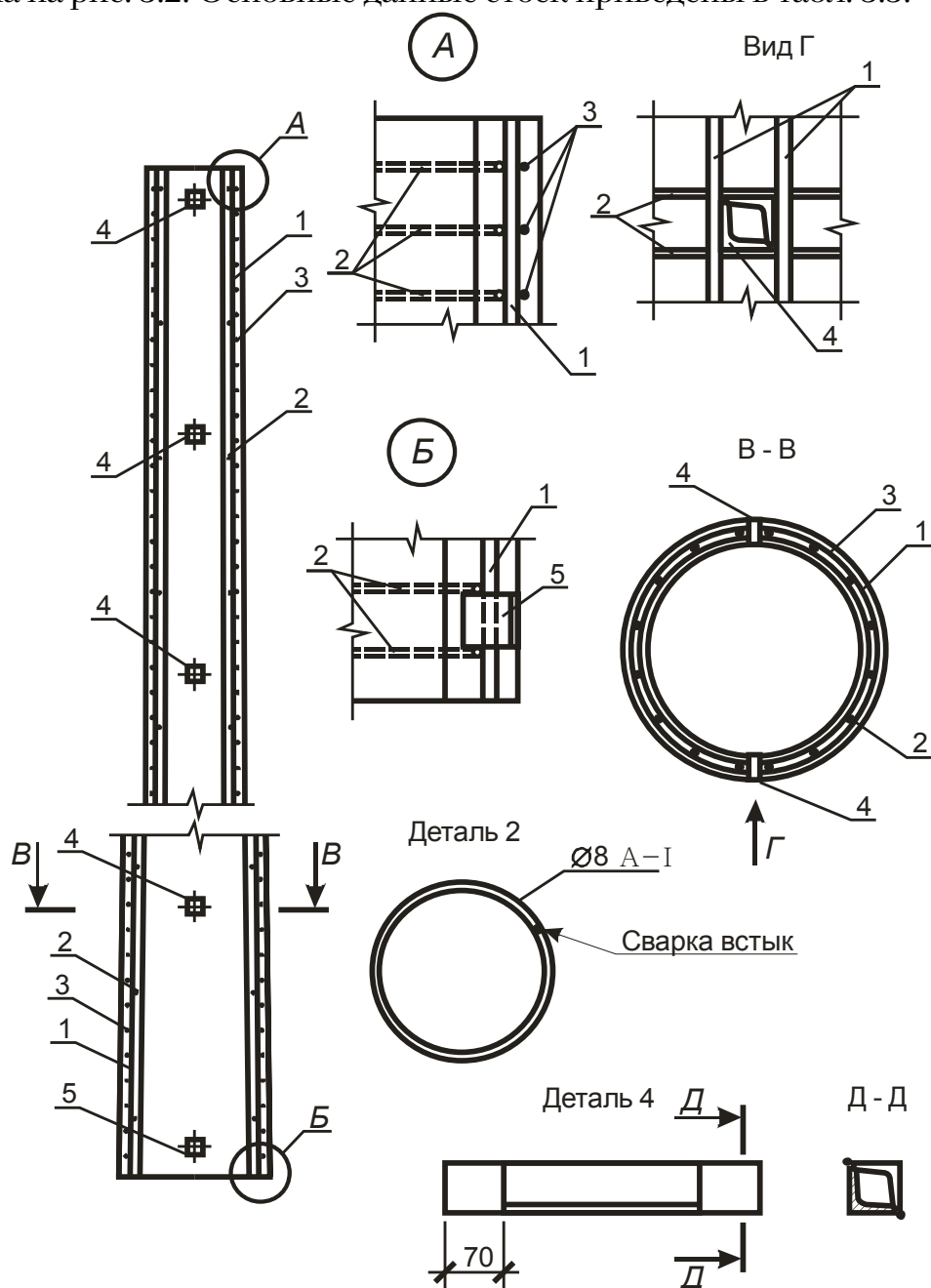


Рис. 3.2. Коническая стойка:
 1 – продольная арматура; 2 – монтажные кольца; 3 – спиральная арматура;
 4, 5 – закладные детали

Т а б л и ц а 3.3

Основные данные стоек железобетонных опор

Тип стойки	Напрягаемая арматура	Бетон		Размеры стойки				
		класс	объем, м ³	длина, м	диаметр, мм		толщина стенки, мм	
					d_1	d_2	t_1	t_2
СВ-1	8 Ø12 A-IV	B25	1,42	16,4	210	380	-	-
СВП-1	8 Ø14 A-IV	B25	1,82	19,0	107	417	-	-
СВП-2	8 Ø14 A-IV	B25	1,82	19,0	107	417	-	-
СК-1	10 Ø12 A-IV	B30	1,66	22,6	334	560	55	65
СК-2	10 Ø12 A-IV	B30	1,80	22,6	334	560	55	75
СК-4	12 Ø12 A-IV	B35	2,50	26,0	410	650	55	75
СК-5	12 Ø12 A-IV	B35	2,50	26,0	410	650	55	75
СК-7	12 Ø12 A-IV	B35	2,50	26,0	410	650	55	75

Подпятники изготавливаются из вибрированного бетона класса В15. Они привариваются на заводе к нижним торцам стоек через закладные детали с помощью четырех коротышей. Схема крепления подпятника к стойке показана на рис. 3.3. Кольцевую часть стойки длиной до 4,5 м для обеспечения гидроизоляции покрывают слоем битума.

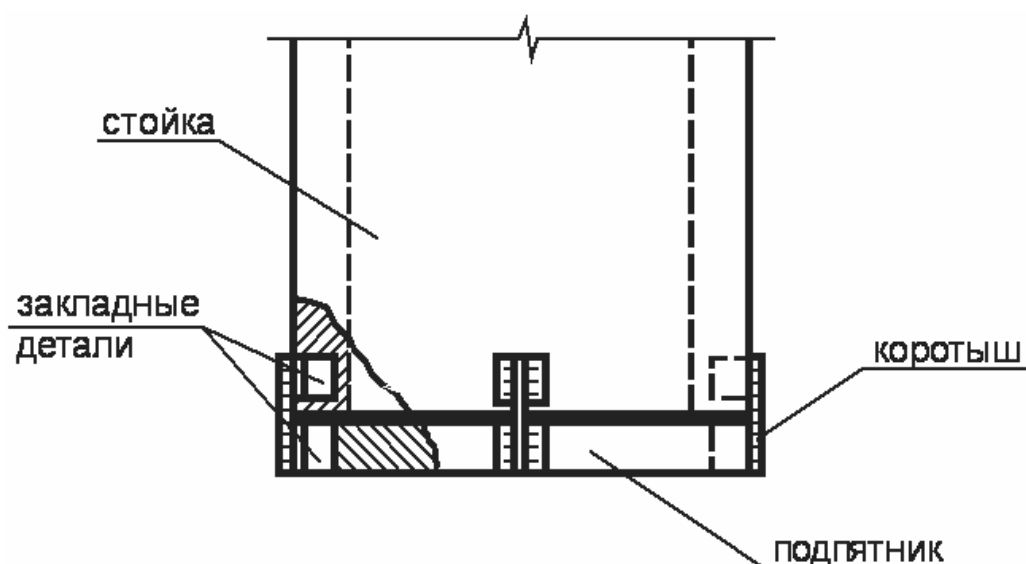


Рис. 3.3. Схема крепления подпятника

3.2. Расчет нормативных нагрузок

На опору действуют постоянные и временные нагрузки. К постоянным нагрузкам относятся: собственный вес опоры, вес проводов и грозозащитного троса. Нагрузка от веса опоры определяется по данным табл. 3.2, 3.3. Нормативная нагрузка от веса проводов и троса определяется по формуле:

$$G^H = 1,25 \cdot p^H \cdot l, \quad (3.1)$$

где 1,25 – коэффициент, учитывающий отличие весового пролета от номинального;

p^H – нормативная нагрузка от собственного веса проводов или троса (принимается по табл. 4);

l – расстояние между опорами.

Ветровая и гололедная нагрузки относятся к временным.

Т а б л и ц а 3.4

Рекомендуемые сталеалюминиевые провода и грозозащитные тросы

Марка	Диаметр, мм	Масса, кг/м	Марка	Диаметр, мм	Масса, кг/м
АС 50/8	9,6	194	АС 240/32	21,6	921
АС 70/11	11,4	274	АС 300/39	24,0	1132
АС 95/16	13,6	384	АСО 330/27	24,4	1106
АС 95/15	13,5	370	АСО 400/32	26,6	1261
АС 120/19	15,2	471	С-35	8,0	330
АС 150/24	17,1	600	С-50	9,1	417,5
АС 185/29	18,8	728	С-70	11,0	623

Ветровая нагрузка определяется как сумма статической и пульсационной составляющих. Нормативное значение статической (средней) составляющей ветровой нагрузки на провода и тросы определяется по формуле:

$$W_m = \alpha \cdot \gamma_l \cdot c \cdot k \cdot w_0 \cdot A \cdot \sin^2 \varphi, \quad (3.2)$$

где α – коэффициент, учитывающий неравномерность скоростного напора ветра по пролету ВЛ, принимаемый равным: при скоростном напоре ветра до 270 Па – 1; при 400 Па – 0,85; при 550 Па – 0,75; при 760 Па и более – 0,7;

γ_l – коэффициент, учитывающий влияние длины пролета на ветровую нагрузку, равный 1,2 при длине пролета до 50 м; 1,1 – при длине пролета 100 м; 1,05 – при длине пролета 150 м; 1 – при длине пролета 250 м и более;

c – коэффициент, лобового сопротивления, принимаемый равным: 1,1 – для проводов и тросов диаметром 20 мм и более, свободных от гололеда; 1,2 – для всех проводов и тросов, покрытых гололедом, и для проводов и тросов диаметром менее 20 мм, свободных от гололеда;

k – коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора по высоте, принимаемый равным: 1 – при высоте расположения приведенного центра тяжести проводов, равный 10 м и менее; 1,25 – при высоте 20 м и 1,50 – при высоте 40 м. Высота расположения центра тяжести проводов определяется по формуле:

$$h_{red} = h - 2 \cdot f / 3, \quad (3.3)$$

здесь h – высота крепления провода;

f – стрела провисания провода, назначаемая по табл. 5;

w_0 – нормативное значение ветрового давления, принимается равным: 400 Па – для I и II районов; 500 Па – для III района; 650 Па – для IV района; 800 Па – для V района; 1000 Па – для VI района и 1250 Па – для VII района;

A – площадь диаметрального сечения провода (при гололеде с учетом нормативной толщины стенки гололеда);

φ – угол между направлением ветра и осью ВЛ (в рамках дипломного проектирования допускается ограничиться случаем $\varphi = 90^\circ$).

Т а б л и ц а 3.5

Минимально допустимые расстояния по вертикали
от проводов до поверхности земли, м

Местность	Напряжение ВЛ, кВ				
	до 110	150	220	330	500
Ненаселенная	6	6,5	7	7,5	8
Населенная	7	7,5	8	12	12

Нормативное значение средней составляющей распределенной ветровой нагрузки на стойку опоры определяется по формуле:

$$q^n = c \cdot k \cdot d \cdot w_0, \quad (3.4)$$

где c – аэродинамический коэффициент (для цилиндрических поверхностей $c = 1,4$);

d – средний по высоте наружный диаметр стойки.

Нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки для опор высотой до 50 м допускается определять умножением

средней составляющей на коэффициент, равный: 0,5 – для свободностоящих опор; 0,6 – для свободностоящих порталных опор.

Нормативное значение линейной гололедной нагрузки для элементов кругового сечения диаметром до 70 мм включительно (проводов и тросов) i , Н/м, следует определять по формуле:

$$i = \pi \cdot b \cdot k \cdot \mu_1 (d + b \cdot k \cdot \mu_1) \rho \cdot g \cdot 10^{-3}, \quad (3.5)$$

где b – толщина стенки гололеда, принимаемая равной: 5 мм – для I района; 10 мм – для II района; 15 мм – для III района; 20 мм – для IV района; 22 мм и более – для особого района;

d – диаметр провода или троса, мм;

k – коэффициент, учитывающий изменение толщины стенки гололеда по высоте и принимаемый равным: 0,8 – для высота над поверхностью земли 5 м; 1,0 – для высоты 10 м; 1,2 – для высота 20 м; 1,4 – для высоты 30 м;

μ_1 – коэффициент, учитывающий изменение толщины стенки гололеда в зависимости от диаметра элементов кругового сечения и принимаемый равным: 1,1 – при $d = 10$ мм; 0,9 – при $d = 20$ мм; 0,8 – при $d = 30$ мм; 0,7 – при $d = 50$ мм; 0,6 – при $d = 70$ мм;

ρ – плотность льда, принимаемая равной 0,9 г/см³;

g – ускорение свободного падения, м/с².

3.3. Выбор расчетных сочетаний нагрузок

Расчетные величины нагрузок получаются умножением нормативных на коэффициент надежности по нагрузке, который принимается по табл. 3.6.

Т а б л и ц а 3.6

Коэффициент надежности по нагрузке

Нагрузки	Коэффициенты надежности
1. От веса проводов, тросов и металлоконструкций	1,05
2. От веса железобетонной опоры	1,1
3. От веса гололеда на проводах и тросах	2,0
4. От давления ветра	1,4

Различные состояния линии электропередачи, или режимы ее эксплуатации, называются режимами работы линии. Нормальным режимом работы строительных конструкций ВЛ считается состояние ВЛ при необорванных проводах и тросах. Различают еще аварийный и

монтажный режим работы ВЛ. Сочетания нагрузок в нормальных режимах работы ВЛ относятся к основным сочетаниям, в монтажных режимах – к дополнительным сочетаниям, а в аварийных режимах – к особым сочетаниям. В рамках дипломного проектирования достаточно рассмотреть совместное воздействие ветровой и гололедной нагрузок, которые входят в состав одного из основных сочетаний. В этом случае давление ветра следует принимать равным 25 % нормативного значения, но не менее 140 МПа.

3.4. Расчет опор

Все одностоечные опоры являются консолями, жестко или упруго защемленными нижним концом (портальные опоры можно рассматривать как две одностоечные, каждая из которых воспринимает 52 % всей нагрузки). Под действием системы горизонтальных и вертикальных сил опора деформируется. Расчетный изгибающий момент, действующий в сечении стойки ствола опоры на расстоянии x от заделки, определяется выражением:

$$M_x = M_{x,l} + \sum_{i=1}^n V_i \frac{f_i - f_x}{1 - U}, \quad (3.6)$$

где $M_{x,l}$ – расчетный изгибающий момент в точке с абсциссой x от системы вертикальных и горизонтальных сил, полученный без учета геометрической нелинейности;

V_i – расчетная вертикальная сила;

f_i – прогиб опоры в точке i ;

f_x – прогиб опоры в точке с абсциссой x ;

U – функция, учитывающая влияние вертикальных сил на увеличение прогибов опоры.

Величина прогиба приближенно может быть определена по формуле:

$$f_{chc} = B \cdot \sum_{K=1}^i l \cdot [2(M_n \cdot x_n + M_K \cdot x_K) + M_K \cdot x_n + M_n \cdot x_K], \quad (3.7)$$

где B – параметр, характеризующий сечение стойки;

l – длина участка стойки;

$M_{n(K)}$ – изгибающий момент в начале (конце) участка;

$x_{n(K)}$ – расстояние от начала (конца) участка до K -й точки.

Параметр B определяется по формуле:

$$B = \varphi_{b2} / 6 \cdot \varphi_{b1} \cdot E_b \cdot J_{red}, \quad (3.8)$$

где ϕ_{b1} – коэффициент, учитывающий влияние кратковременной ползучести бетона и принимается равным 0,85;

ϕ_{b2} – коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона и принимаемый равным: 1 – при непродолжительном действии нагрузки; 3 – при продолжительном действии нагрузки;

E_b – начальный модуль упругости бетона (см. табл. 18 [1]);

J_{red} – момент инерции приведенного сечения стойки.

Функция U может быть представлена в следующем виде:

$$U = \frac{\sum_{i=1}^n V_i \cdot h_i (h_i + h_\alpha)}{0,25 \cdot \pi^2 \cdot E_b \cdot J_{red}}, \quad (3.9)$$

где h_i – высота расположения центра тяжести конструкции (высота точки приложения силы V_i);

h_α – условная высота, вычисляемая по формуле:

$$h_\alpha = 0,03 \cdot E_b \cdot \frac{J_{red}}{M_{max}}, \quad (3.10)$$

здесь M_{max} – изгибающий момент в опорном сечении.

Стойки опор рассчитываются на прочность, жесткость и трещиностойкость. В рамках дипломного проектирования достаточно ограничиться расчетом прочности, который можно выполнить по представленной здесь блок-схеме.

Предварительно по табл. 13, 22 и 23 [1] принимаются величины R_b , R_s , R_{sc} и определяются следующие параметры:

r_m – полусумма внутреннего и наружного радиусов;

r_s – радиус окружности, проходящий через центры тяжести поперечных сечений стержней арматуры;

A – площадь сечения стойки;

σ_{sp} – предварительные напряжения в арматуре с учетом всех потерь;

e_0 – эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести приведенного сечения;

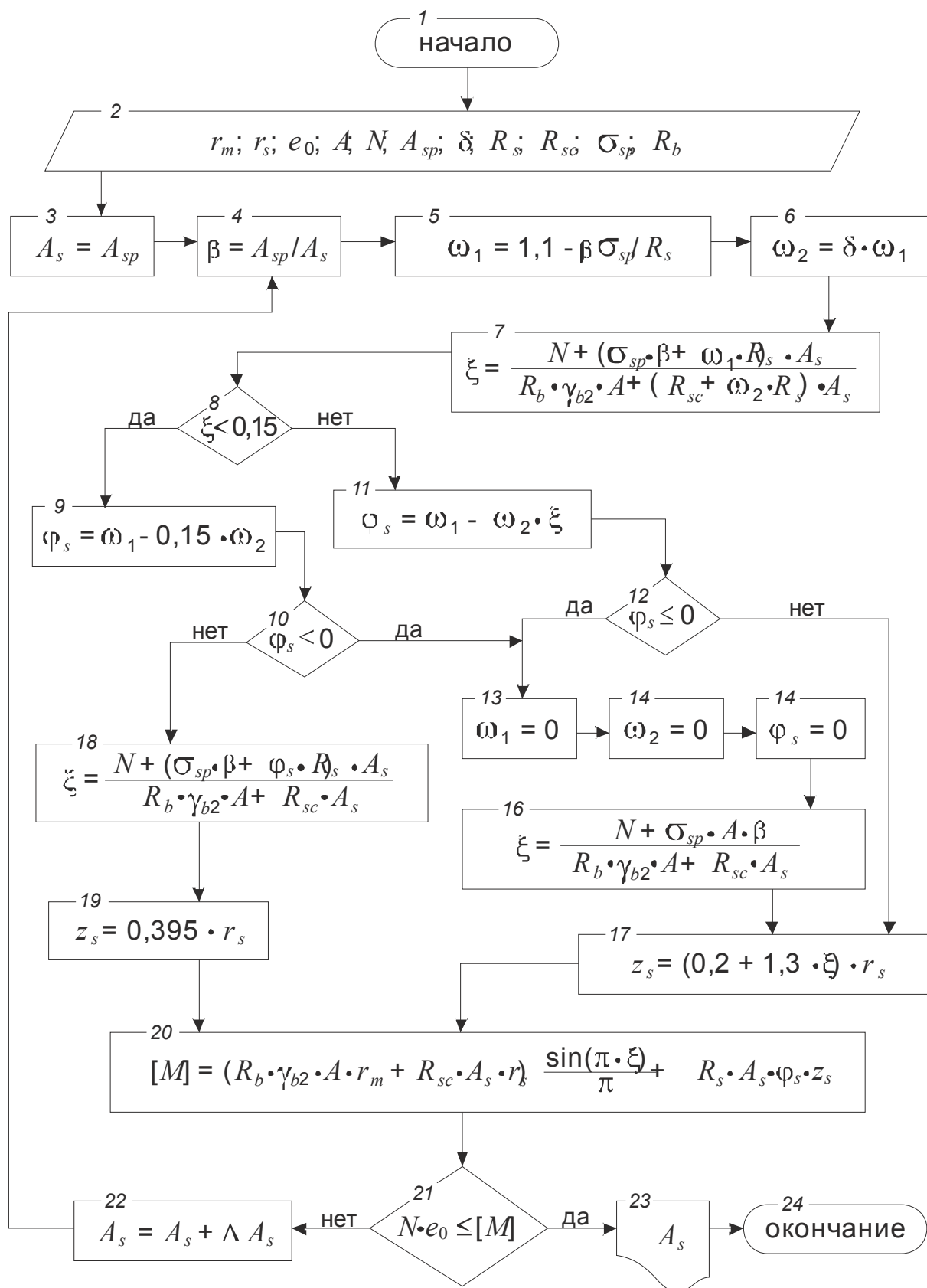
A_{sp} – площадь сечения продольной напрягаемой арматуры;

δ – параметр, принимаемый равным:

$$\delta = 1,5 + 6 \cdot R_s \cdot 10^{-4},$$

здесь R_s – в МПа.

В результате расчета получаем требуемое поперечное сечение всей продольной рабочей арматуры A_s .



Блок-схема расчета прочности стойки

3.5. Пример расчета

В качестве примера рассмотрим расчет промежуточной опоры ВЛ напряжением 35 кВ, которая находится в Пензенском районе (II район по ветровой нагрузке; III район по толщине стенки гололеда). Расстояние между опорами 200 м.

По табл.3.2 определим шифр опоры (ПБ 35-3), тип стойки (СК-1), марку проводов (АС-120) и марку троса (С-35). Все геометрические параметры опоры и стойки принимаем по табл. 3.1 и 3.3. Схема опоры в деформированном виде со всеми действующими на нее нагрузками показана на рис. 3.4. Стрела провисания проводов и тросов с учетом требований табл. 3.5 $f = 7$ м. Высота расположения приведенного центра тяжести нижних проводов определяется по формуле (3.3):

$$h_{red} = h - 2 \cdot f / 3 = 14,5 - 2 \cdot 7 / 3 = 9,8 \text{ м.}$$

Для верхнего провода h_{red} на 4 м больше, следовательно, $h_{red} = 13,8$ м; для грозозащитного троса $h_{red} = 16,4$ м.

Распределенная по длине стойки расчетная нагрузка от собственного веса:

$$q = \pi \cdot t_m (d_m - t_m) D \cdot g \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f = 3,14 \cdot 0,06 (0,447 - 0,06) 2500 \cdot 9,8 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 1792 \text{ Н/м,}$$

где t_m – средняя толщина стенки стойки;

d_m – средний диаметр стойки;

D – плотность железобетона;

g – ускорение свободного падения;

γ_n – коэффициент надежности по назначению;

γ_f – коэффициент надежности по нагрузке.

Нагрузка от собственного веса нижней траверсы:

$$F_1 = F_1^n \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f = 920 \cdot 0,95 \cdot 1,05 = 918 \text{ кН.}$$

Нагрузка от собственного веса верхней траверсы:

$$F_2 = F_2^n \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f = 260 \cdot 0,95 \cdot 1,05 = 259 \text{ кН.}$$

Нагрузка от веса проводов и изоляторов:

$$F_3 = 1,25 \cdot \rho^n \cdot l \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f + g_i \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f = 1,25 \cdot 4710 \cdot 0,2 \cdot 1,05 \cdot 0,95 + 200 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 1384 \text{ Н,}$$

где g_i – вес изоляторов.

Остальные обозначения – в формуле (1).

Нагрузка от веса грозозащитного троса и изоляторов:

$$F_4 = 1,25 \cdot \rho^n \cdot l \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f + g_i \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f = 1,25 \cdot 3300 \cdot 0,2 \cdot 1,05 \cdot 0,95 + 200 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 1032 \text{ Н.}$$

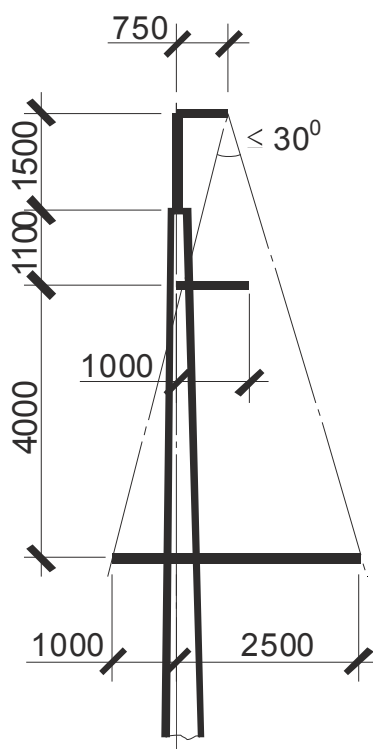
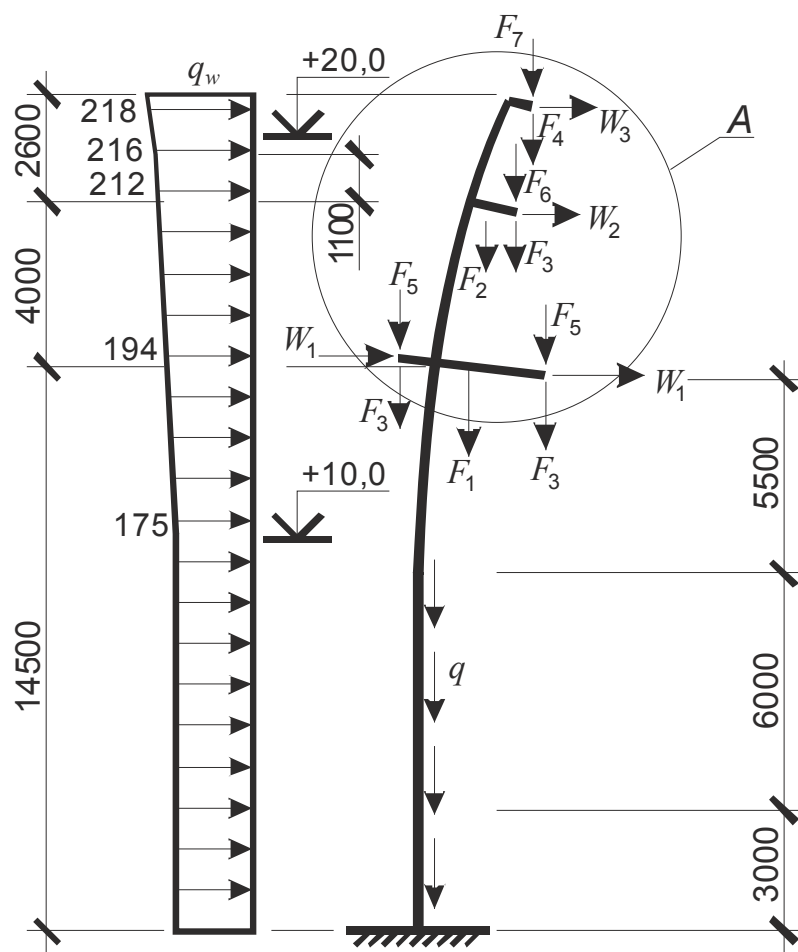


Рис. 3.4. Схема опоры

Гололедная нагрузка на нижние провода:

$$F_5 = 1,25 \cdot i \cdot l \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f = 1,25 \cdot 3,14 \cdot 15 \cdot 0,99 \cdot 0,95 (15,2 + 15 \cdot 0,99 \cdot 0,95) 0,9 \cdot 9,8 \cdot 10^{-3} \cdot 200 \cdot 2 \cdot 0,95 = 5439 \text{ Н},$$

где i – линейная гололедная нагрузка, определяемая по формуле (3.5).

Гололедная нагрузка на верхний провод:

$$F_6 = 1,25 \cdot 3,14 \cdot 15 \cdot 1,08 \cdot 0,95 (15,2 + 15 \cdot 1,08 \cdot 0,95) 0,9 \cdot 9,8 \cdot 10^{-3} \cdot 200 \cdot 2 \cdot 0,95 = 6193 \text{ Н}.$$

Гололедная нагрузка на грозозащитный трос:

$$F_7 = 1,25 \cdot 3,14 \cdot 15 \cdot 1,13 \cdot 0,95 (8,0 + 15 \cdot 1,13 \cdot 0,95) 0,9 \cdot 9,8 \cdot 10^{-3} \cdot 200 \cdot 2 \cdot 0,95 = 5106 \text{ Н}.$$

Расчетная нагрузка от ветра, действующая на нижние провода:

$$W_1 = W_m \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f = 1 \cdot 1,025 \cdot 1,2 \cdot 1 \cdot 140 \cdot 1,25 \cdot 200 (0,015 + 2 \cdot 0,015) 1 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 2588 \text{ Н},$$

где W_m – нормативное значение нагрузки, определяемое по формуле (3.2).

Расчетная нагрузка от ветра, действующая на верхний провод:

$$W_2 = 1 \cdot 1,025 \cdot 1,2 \cdot 1,095 \cdot 140 \cdot 1,25 \cdot 200 (0,0152 + 2 \cdot 0,015) 1 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 2834 \text{ Н}.$$

Расчетная нагрузка от ветра, действующая на грозозащитный трос:

$$W_3 = 1 \cdot 1,025 \cdot 1,2 \cdot 1,16 \cdot 140 \cdot 1,25 \cdot 200 (0,008 + 2 \cdot 0,015) 1 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 2524 \text{ Н}.$$

Расчетная распределенная нагрузка от ветра, действующая на стойку на уровне до 10 м:

$$q_w = 1,5 \cdot q^n \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f = 1,5 \cdot 1,4 \cdot 1,0 \cdot 0,447 \cdot 140 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 175 \text{ Н/м};$$

то же, на уровне 20 м:

$$q_w = 1,5 \cdot 1,4 \cdot 1,25 \cdot 0,447 \cdot 140 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 218 \text{ Н/м}.$$

На рис. 3.5,а,б показаны эпюры продольных сил и изгибающих моментов в стойке опоры, полученные по недеформированной схеме. Для определения изгибающих моментов по деформированной схеме необходимо определить горизонтальные деформации (прогибы) стойки. Предварительно определим некоторые параметры.

По формуле (3.10) определяем условную высоту:

$$h_\alpha = 0,03 \cdot E_b \cdot \frac{J_{red}}{M_{max}} = 0,03 \cdot 32500 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,61 \cdot 10^{-3}}{237000} = 6,67 \text{ м},$$

где $J_{red} = \pi[d^4 - (d - 2t)^4]/64 = 3,14[0,465^4 - (0,465 - 2 \cdot 0,061)^4]/64 = 1,61 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$ (здесь d и t берутся на расстоянии трети длины стойки от заделки).

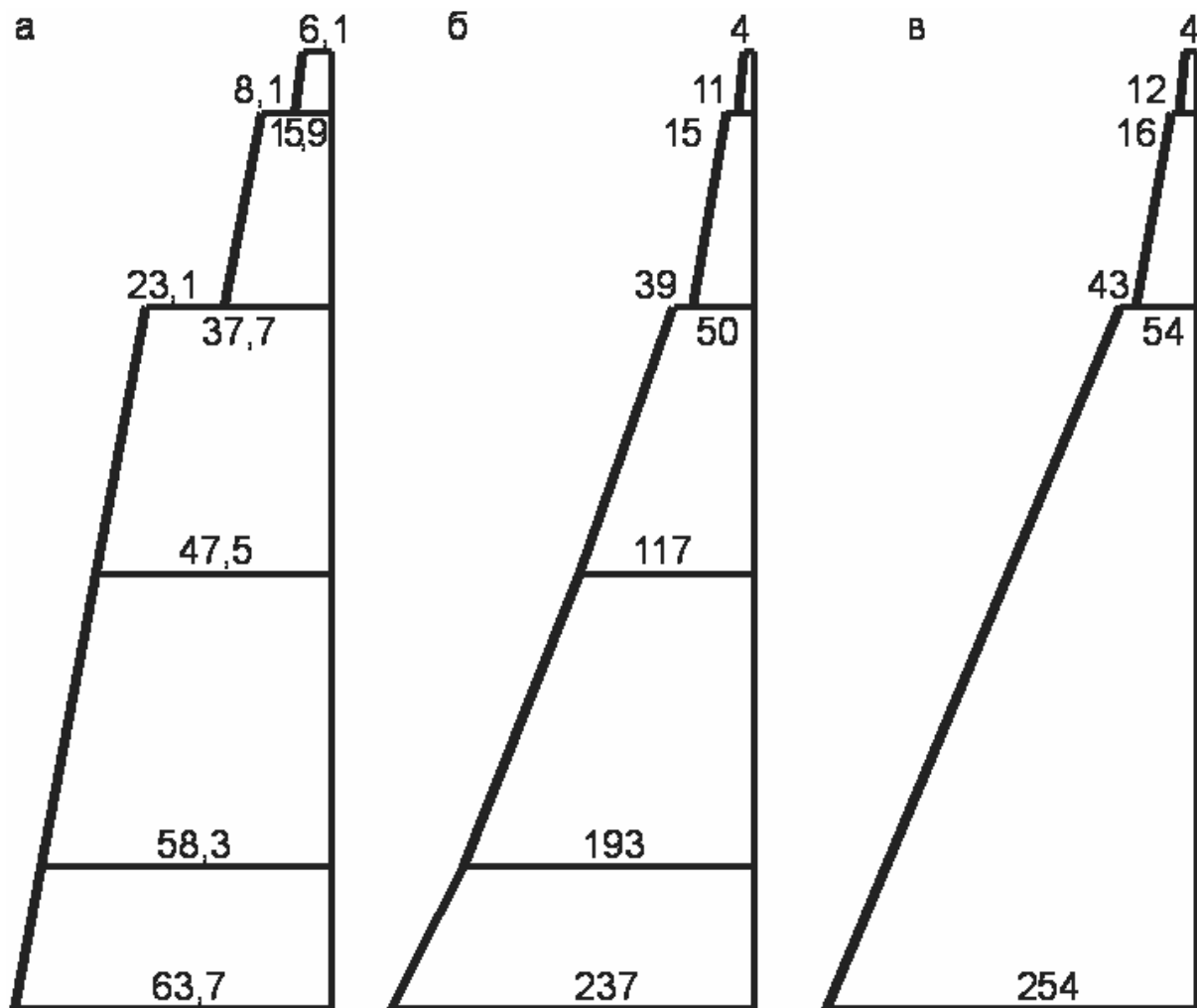


Рис. 3.5. Внутренние усилия в стойке:
а – эпюра продольных сил, кН;
б – эпюра моментов, кН·м, по недеформационной схеме;
в – эпюра моментов по деформационной схеме, кН·м

По формуле (3.9) определим функцию:

$$U = \frac{\sum_{i=1}^n V_i \cdot h_i (h_i + h_d)}{0,25 \cdot \pi \cdot E_b \cdot J_{red}} = [(2 \cdot 1384 + 2 \cdot 5439 + 918) \cdot 14,5 \cdot (14,5 + 6,67) + (259 + 1384 + 6193) \cdot 18,5 \cdot (18,5 + 6,67) + (1032 + 5106) \cdot 21,1 \cdot (21,1 + 6,67) + 19,6 \cdot 1792 \cdot 9,8 \cdot (9,8 + 6,67)] / 0,25 \cdot 3,14^2 \cdot 32500 \cdot 10^6 \cdot 1,61 \cdot 10^{-3} = 0,135.$$

Параметр B определим по формуле (3.8):

$$B = \varphi_{b2} / 6 \cdot \varphi_{b1} \cdot E_b \cdot J_{red} = 1 / 6 \cdot 0,85 \cdot 32500 \cdot 10^6 \cdot 1,61 \cdot 10^{-3} = 3,7 \cdot 10^{-9} \text{ Н}^{-1} \text{ м}^{-2}.$$

Прогиб стойки определяем по формуле (3.7):

Для сечения на уровне 14,5 м:

$$f = 3,7 \cdot 10^{-9} \cdot [14,5 \cdot [2 \cdot (237000 \cdot 14,5 + 50000 \cdot 0) + 50000 \cdot 14,5 + 237000 \cdot 0]] = 0,40 \text{ м}.$$

Для сечения на уровне 18,5 м:

$$f = 3,7 \cdot 10^{-9} \cdot [4 \cdot [2 \cdot (39000 \cdot 4 + 15000 \cdot 4) + 14,5 \cdot [2 \cdot (50000 \cdot 4 + 237000 \cdot 18,5) + 237000 \cdot 18,5] + 237000 \cdot 4 + 50000 \cdot 18,5] = 0,60 \text{ м.}$$

Для сечения на уровне 21,1 м:

$$f = 3,7 \cdot 10^{-9} \cdot [2,6 \cdot (2 \cdot 11000 \cdot 2,6 + 4000 \cdot 2,6) + 4 \cdot [2 \cdot (15000 \cdot 2,6 + 39000 \cdot 6,6) + 39000 \cdot 2,6 + 15000 \cdot 6,6] + 14,5 \cdot [2 \cdot (50000 \cdot 6,6 + 237000 \cdot 21,1) + 237000 \cdot 6,6 + 50000 \cdot 21,1)] = 0,72 \text{ м.}$$

Изгибающие моменты в стойке определяем по формуле (3.6).

Для сечения в уровне заделки:

$$M = 237000 + [(918 + 2 \cdot 1384 + 2 \cdot 5439) \cdot (0,4 - 0) + (259 + 1384 + 6193) \cdot (0,60 - 0) + (1032 + 5106) \cdot (0,72 - 0)] / (1 - 0,135) = 254 \text{ кН·м.}$$

В остальных сечениях изгибающие моменты определяются аналогично. Эпюра моментов, полученная с учетом геометрической нелинейности, приведена на рис. 3.5,в.

Подбираем арматуру для наиболее загруженного сечения (сечение в заделке). В соответствии с табл. 3.3 принимаем: бетон – класса В30; продольная арматура – класса А-IV. Характеристики R_s , R_{sc} , $R_{s,ser}$ и R_b принимаем по табл. 19, 22 и 13 [1].

Внутренние усилия в сечении приведены на рис. 3.5.

Предварительно определяем некоторые параметры:

– средний диаметр стойки в рассматриваемом сечении

$$r_m = 0,25 \cdot (d_e + d_i) = 0,25 \cdot (0,530 + 0,402) = 0,233 \text{ м,}$$

где d_e – наружный диаметр стойки;

d_i – внутренний диаметр стойки;

– расстояние от центра тяжести сечения до арматуры:

$$r_s = r_m - a = 0,233 - 0,03 = 0,203 \text{ м;}$$

– площадь сечения:

$$A = 0,25 \cdot \pi \cdot (d_e^2 + d_i^2) = 0,0936 \text{ м}^2;$$

– величину предварительного напряжения арматуры с учетом всех потерь (ориентировочно):

$$\sigma_{sp} = 0,7 \cdot R_{s,ser} = 0,7 \cdot 590 = 413 \text{ МПа;}$$

– эксцентриситет приложения усилия:

$$e_0 = M/N + e_a = 254/63,7 + 0,07 = 4,06 \text{ м,}$$

где e_a – величина случайного эксцентриситета, принимаемая равной $l_0/600$;

– площадь сечения напрягаемой арматуры:

$A_{sp} = 11,31 \text{ см}^2$ (по табл. 3.3 напрягаемая арматура стойки 10 Ø12 А-IV).

Подбор арматуры ведем по блок-схеме, приведенной в подразд. 3.4:
Принимаем:

$$A_s = A_{sp} = 11,31 \text{ см}^2.$$

Коэффициент

$$\beta = A_{sp}/A_s = 11,31/11,31 = 1.$$

Коэффициент

$$w_1 = 1,1 - \beta \cdot \sigma_{sp}/R_s = 1,1 - 1 \cdot 413/510 = 0,29.$$

Коэффициент

$$w_2 = \delta \cdot w_1 = 1,806 \cdot 0,29 = 0,52.$$

Относительная высота сжатой зоны:

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{N + (\sigma_{sp} \cdot \beta + w_1 \cdot R_s) \cdot A_s}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot A + (R_{sc} + w_2 \cdot R_s) \cdot A_s} = \\ &= \frac{0,0637 + (413 \cdot 1 + 0,29 \cdot 510) \cdot 11,31 \cdot 10^{-4}}{17 \cdot 0,9 \cdot 0,0936 + (400 + 0,52 \cdot 510) \cdot 11,31 \cdot 10^{-4}} = 0,32. \end{aligned}$$

Коэффициент

$$\varphi_s = w_1 - w_2 \cdot \xi = 0,29 - 0,52 \cdot 0,32 = 0,124.$$

Плечо внутренней пары сил:

$$z_s = (0,2 + 1,3 \cdot 0,32) \cdot 0,203 = 0,125.$$

Момент, воспринимаемый сечением:

$$\begin{aligned} [M] &= (R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot A \cdot r_m + R_{sc} \cdot A_s \cdot r_s) \cdot \sin(\pi \cdot \xi) / \pi + R_s \cdot A_s \cdot \varphi_s \cdot r_s = (17 \cdot 0,9 \cdot 0,0936 \cdot 0,233 + \\ &+ 400 \cdot 11,31 \cdot 10^{-4} \cdot 0,203) \cdot (3,14 \cdot 0,32) / 3,14 + 510 \cdot 11,31 \cdot 10^{-4} \cdot 0,124 \cdot 0,125 = \\ &= 0,123 \text{ МН} \cdot \text{м} = 123 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Условие:

$$N \cdot e_0 = 63,7 \cdot 4,06 = 259 \text{ кН} \cdot \text{м} \leq [M] = 123 \text{ кН} \cdot \text{м} - \text{не выполняется.}$$

Принимаем:

$$A_s = A_s + \Delta A_s = 11,31 + 26,01 = 37,32 \text{ см}^2,$$

где ΔA_s – площадь 23 Ø12 А-IV.

Коэффициент

$$\beta = 11,31/37,32 = 0,303.$$

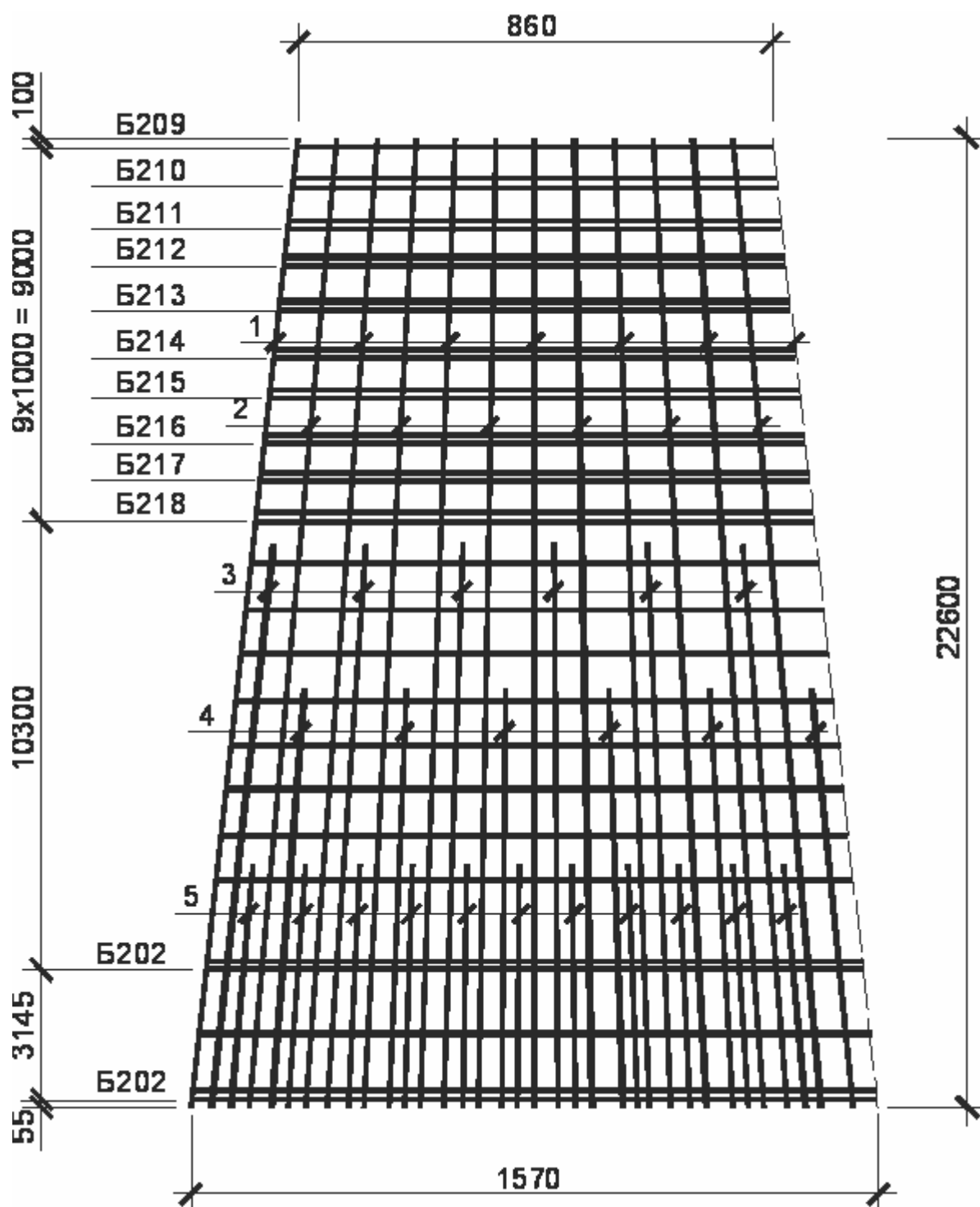


Рис. 3.6. Схема армирования стойки Б202,
 Б209-Б218 – марки закладных деталей;
 1 – напрягаемая арматура; 2 – арматура заземления;
 3-5 – ненапрягаемая стержневая арматура

Коэффициент

$$w_1 = 1,1 - 0,303 \cdot 413 / 510 = 0,855.$$

Коэффициент

$$w_2 = 1,806 \cdot 0,855 = 1,544.$$

Относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = \frac{0,0637 + (413 \cdot 0,303 + 0,855 \cdot 510) \cdot 37,32 \cdot 10^{-4}}{17 \cdot 0,9 \cdot 0,0936 + (400 + 1,544 \cdot 510) \cdot 37,32 \cdot 10^{-4}} = 0,368.$$

Коэффициент $\varphi_s = 0,855 - 1,544 \cdot 0,368 = 0,287$.

Плечо внутренней пары сил:

$$z_s = (0,2 + 1,3 \cdot 0,368) \cdot 0,203 = 0,168.$$

Момент, воспринимаемый сечением:

$$[M] = (17 \cdot 0,9 \cdot 0,0936 \cdot 0,233 + 400 \cdot 37,32 \cdot 10^{-4} \cdot 0,203) \cdot \sin(3,14 \cdot 0,368) / 3,14 + 510 \cdot 37,32 \cdot 10^{-4} \cdot 0,287 \cdot 0,168 = 0,260 \text{ МН} \cdot \text{м} = 260 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Условие:

$$N \cdot e_0 = 259 \text{ кН} \cdot \text{м} \leq [M] = 260 \text{ кН} \cdot \text{м} - \text{выполняется}.$$

Окончательно принимаем в опорном сечении 33 Ø12 А-IV (из них 10 стержней напрягаемые; они доводятся до конца, остальные обрываются по длине стойки согласно внутренним усилиям).

Схема армирования стойки показана на рис. 3.6.

4. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К РАБОЧИМ ЧЕРТЕЖАМ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

4.1. Общие требования к выполнению архитектурно-строительных чертежей

Проектная и рабочая документация должна разрабатываться в соответствии с нормативными документами [1–4].

Объекты капитального строительства в зависимости от назначения подразделяются на следующие виды [4]:

- объекты производственного назначения;
- объекты непроизводственного назначения;
- линейные объекты (трубопроводы, авто- и ж/д дороги, линии электропередач и др.).

В состав проектной документации объектов капитального строительства включаются следующие разделы:

- 1) пояснительная записка;
- 2) схема планировочной организации земельного участка;
- 3) архитектурные решения;
- 4) конструктивные и объемно-планировочные решения;
- 5) сведения об инженерном оборудовании, о сетях и технологических решениях;
- 6) проект организации строительства;
- 7) проект организации работ по демонтажу существующих частей здания;
- 8) перечень мероприятий по охране окружающей среды;
- 9) перечень мероприятий по обеспечению пожарной безопасности;
- 10) перечень мероприятий по обеспечению доступа инвалидов;
- 11) смета на строительство объектов капитального строительства;
- 12) иная документация в случаях, предусмотренных федеральными законами.

Чертежи строительных конструкций входят в раздел 4 «Конструктивные и объемно-планировочные решения», который содержит текстовую и графическую части. Каждому текстовому и графическому документу присваивают обозначение, которое указывают на титульном листе и в основных надписях. Например:

1209-17-АС Раздел 4 «Конструктивные и объемно-планировочные решения», где 1209 – шифр объекта строительства, 17 – номер здания или сооружения; АС, КМ, КМД, КЖ и КД – марки раздела 4.

Материалы объединяют в том на листах, сложенных по формату А4 ГОСТ 2.301. В каждый том включают не более 250 листов формата А4,

150 листов формата А3, 75 листов формата А2 и 50 листов формата А1. Текстовая часть раздела в виде пояснительной записки выделяется в отдельный том: например, 1209-17-17-ПЗ Раздел 4, где приводятся сведения об инженерных изысканиях, природных климатических условиях, конструктивных решениях зданий и сооружений, грунтов основания и условий эксплуатации с обеспечением требуемой защиты от неблагоприятных воздействий.

Графическая часть проекта включает рабочие чертежи в одном или большем количестве томов, необходимые для изготовления и строительства объекта.

На архитектурно-строительных чертежах указывают характеристики точности геометрических параметров зданий, сооружений, конструкций и их элементов по ГОСТ 21.113.

Требования к точности функциональных геометрических параметров зданий, сооружений и конструкций должны быть увязаны с требованиями к точности изготовления изделий (элементов конструкций), разбивки осей и установки элементов конструкций путем расчета точности по ГОСТ 21.780.

Чертежи выполняют в минимальном объеме, достаточном для производства строительно-монтажных работ и изготовления строительных изделий.

При разработке чертежей должно быть обеспечено:

- применение установленных в государственных стандартах форматов листов чертежей и текстовых документов, шрифтов, масштабов, упрощенных и условных графических изображений, а также условных обозначений;
- выполнение чертежей в минимальных масштабах в зависимости от сложности изображений.

4.2. Форматы

ГОСТ ЕСКД 2.301-68* устанавливает форматы листов чертежей и других документов, предусмотренных стандартами на конструкторскую документацию всех отраслей промышленности и строительства.

Формат листа определяется размерами внешней рамки, выполняемой тонкой линией. Внутренняя рамка проводится сплошной основной линией на расстоянии 20 мм от левой стороны внешней рамки и на расстоянии 5 мм от остальных сторон (рис. 4.1).

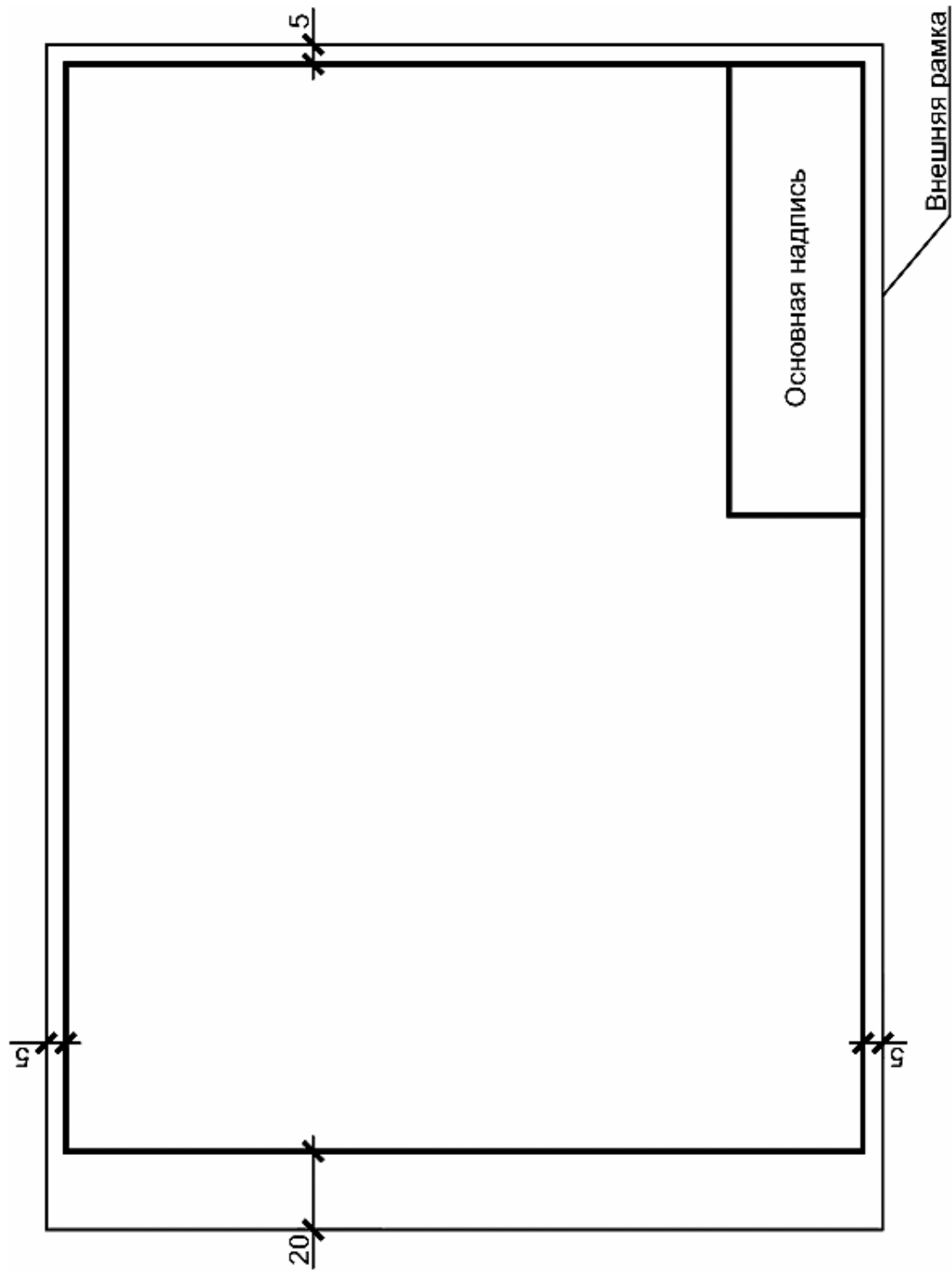


Рис. 4.1. Горизонтальное расположение листа

Обозначение и размеры сторон основных форматов приведены в табл. 4.1.

Т а б л и ц а 4.1

Размеры основных форматов

Обозначение формата	Размеры сторон формата, мм
A0	841×1189
A1	594×841
A2	420×594
A3	297×420
A4	210×297

Дополнительные форматы получены увеличением коротких сторон основных форматов на величину, кратную их размерам, например, A0×2, A4×2 (табл. 4.2).

Т а б л и ц а 4.2

Размеры дополнительных форматов

Кратность	Формат, мм				
	A0	A1	A2	A3	A4
2	1189×1682	-	-	-	-
3	1189×2523	841×1783	594×1261	420×891	297×630
4	-	841×2378	594×1682	420×1189	297×841
5	-	-	594×2102	420×1486	297×1051
6	-	-	-	420×1783	297×1261
7	-	-	-	420×2080	297×1471
8	-	-	-	-	297×1682
9	-	-	-	-	297×1892

Предельные отклонения сторон форматов указаны в табл. 4.3.

Т а б л и ц а 4.3

Предельные отклонения сторон форматов

Размеры сторон форматов	Предельные отклонения, мм
До 150	±1,5
Свыше 150 до 600	±2,0
Свыше 600	±3,0

4.3. Основные надписи

Формы, размеры и порядок заполнения основных надписей и дополнительных граф к ним, а также размеры рамок на чертежах и в текстовых документах, входящих в состав проектной документации, должны соответствовать ГОСТ 21.101-97 с учетом следующего дополнительного требования: нумерация листов основного комплекта чертежей КМД на заводах-изготовителях должна применяться по объектной, в которой каждому номеру объекта (заводского заказа) присваивается порядковая нумерация листов, начиная с общих данных, затем схемы расположения конструкций, узлов и рабочих чертежей элементов.

Каждый лист графического и текстового документа должен иметь основную надпись и дополнительные графы к ней.

В проектной и рабочей документации основную надпись оформляют:

а) на листах основных комплектов рабочих чертежей и основных чертежах проектной документации – по форме 3 (рис. 4.2);

б) на первом листе чертежей строительных изделий – по форме 4 (рис. 4.3);

в) на первых листах текстовых документов и эскизных чертежей общих видов нетиповых изделий – по форме 5 (рис. 4.4);

г) на последних листах чертежей строительных изделий, текстовых документов и эскизных чертежей общих видов – по форме 6 (рис. 4.5);

д) допускается на первом листе чертежа строительного изделия основную надпись выполнять по форме 3 (см. рис. 4.2).

Основные надписи располагают в правом нижнем углу графического или текстового документа. На листах формата А4 по ГОСТ 2.301-68 основная надпись размещается вдоль короткой нижней стороны листа.

Основные надписи и рамки выполняют сплошными основными и сплошными тонкими линиями по ГОСТ 2.303-68*.

В графах основных надписей (номера граф на формах показаны в кружках) указывают:

а) в графе 1 – обозначение документа, в том числе раздела проекта, основного комплекта рабочих чертежей, чертежа изделия, текстового документа и др.;

б) в графе 2 – наименование предприятия, жилищно-гражданского комплекса или другого объекта строительства, в состав которого входит здание (сооружение), или наименование микрорайона;

Technical drawing of a sheet layout (Forma 3) showing dimensions and numbered boxes for various document sections.

Dimensions:

- Overall width: 185
- Overall height: 120
- Top margin: 10
- Left margin: 10
- Right margin: 10
- Bottom margin: 10
- Box (20) width: 5
- Box (21) width: 7
- Box (22) width: 5
- Box (10) width: 10
- Box (11) width: 15
- Box (12) width: 10
- Box (13) width: 10
- Box (14) width: 10
- Box (15) width: 10
- Box (16) width: 10
- Box (17) width: 10
- Box (18) width: 10
- Box (19) width: 10
- Box (20) height: 25
- Box (21) height: 25
- Box (22) height: 25
- Box (10) height: 20
- Box (11) height: 20
- Box (12) height: 20
- Box (13) height: 20
- Box (14) height: 20
- Box (15) height: 20
- Box (16) height: 20
- Box (17) height: 20
- Box (18) height: 20
- Box (19) height: 20

Numbered Boxes:

- (1) Main title
- (2) Subtitle
- (3) Author
- (4) Date
- (5) Stage
- (6) Sheet
- (7) Total sheets
- (8) Total sheets
- (9) Total sheets
- (10) Name, No. of sheet
- (11) Date
- (12) No. of sheet
- (13) Date
- (14) Name, No. of sheet
- (15) Date
- (16) No. of sheet
- (17) Date
- (18) No. of sheet
- (19) Date
- (20) Name, No. of sheet
- (21) Date
- (22) No. of sheet

Other Labels:

- Согласовано
- Копировал (26)
- 11x5 = 55

Рис. 4.2. Форма 3 – для листов:

- основных комплектов рабочих чертежей;
- основных чертежей разделов проектной документации;
- графических документов по инженерным изысканиям

в) в графе 3 – наименование здания (сооружения) и, при необходимости, вид строительства (реконструкция, техническое перевооружение, капитальный ремонт);

г) в графе 4 – наименование изображений, помещенных на данном листе, в точном соответствии с наименованием на чертеже.

Наименование спецификаций и других таблиц, а также текстовых указаний, относящихся к изображениям, в графе не указывают;

д) в графе 5 – наименование изделия и/или наименование документа;

е) в графе 6 – условное обозначение стадии проектирования:

П – для проектной документации, в том числе утверждаемой части рабочего проекта;

Р – для рабочей документации;

ж) в графе 7 – порядковый номер листа или страницы текстового документа при двусторонней печати. На документах, состоящих из одного листа, графу не заполняют;

и) в графе 8 – общее число листов документа. Графу заполняют только на первом листе.

На первом листе текстового документа при двусторонней печати указывают общее число страниц;

к) в графе 9 – наименование или различительный индекс организации, разработавшей документ;

л) в графе 10 – характер выполненной работы (разработал, проверил, нормоконтроль).

В зависимости от стадии проектирования, сложности и значимости документа допускается свободные строки заполнять по усмотрению руководства организации (указать должности лиц, ответственных за разработку документа (чертежа));

м) в графах 11–13 – фамилии и подписи лиц, указанных в графе 10, и дату подписания.

Подписи других должностных лиц и согласующие подписи размещают на поле для подшивки листа;

н) в графах 14–19 – графы таблицы изменений;

п) в графе 20 – инвентарный номер подлинника;

р) в графе 21 – подпись лица, принявшего подлинник на хранение, и дату приемки (число, месяц, год);

с) в графе 22 – инвентарный номер подлинника документа, взамен которого выпущен подлинник;

т) в графе 23 – обозначение материала детали (графу заполняют только на чертежах деталей);

у) в графе 24 – массу изделия, изображенного на чертеже, в килограммах без указания единицы измерения. Массу изделия в других единицах измерения приводят с указанием единицы измерения.

Пример: 2,4 т;

ф) в графе 25 – масштаб (проставляют в соответствии с ГОСТ 2.302);

ш) в графе 26 – подпись лица, копирующего чертеж (при необходимости).

4.4. Масштабы

Масштабы – это отношение размеров изображения предмета к действительным размерам. Масштабы изображений на чертежах должны выбираться по ГОСТ 2.302-68* из следующего ряда:

- масштабы уменьшения – 1:2; 1:2,5; 1:4; 1:5; 1:10; 1:15; 1:20; 1:25; 1:40; 1:50; 1:75; 1:100; 1:200; 1:400; 1:500; 1:800; 1:1000;
- натуральная величина – 1:1;
- масштабы увеличения – 2:1; 2,5:1; 4:1; 5:1; 10:1; 20:1; 40:1; 50:1; 100:1.

При проектировании генеральных планов крупных объектов допускается применять масштабы 1:2000; 1:5000; 1:10000; 1:20000; 1:25000; 1:50000.

Чертежи выполняют в оптимальных масштабах с учетом их сложности и насыщенности информацией.

Масштабы на чертежах не указывают за исключением чертежей изделий и других случаев, предусмотренных в соответствующих стандартах СПДС (например при использовании чертежей марки АС в других разделах).

4.5. Линии

Выразительность чертежа зависит от его правильной обводки линиями различной толщины и начертания. Для всех отраслей промышленности и строительства установлены наименование, начертание, толщина и основные назначения линий по ГОСТ 2.303-68*.

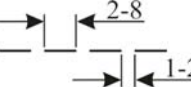
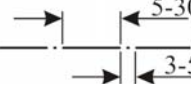
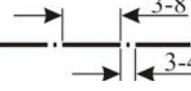
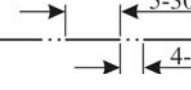
В соответствии с действующими стандартами видимые контуры и грани предметов изображают сплошной линией (табл. 4.4). Невидимые контуры и грани показывают только тогда, когда это необходимо для пояснения изображаемого предмета и для ограничения числа необходимых изображений.

Таблица 4.4

Линии чертежа и их назначение

Наименование	Начертание	Толщина линии по отношению к толщине сплошной основной линии	Основное назначение
1	2	3	4
1. Сплошная толстая – основная		S	1.1. Линии видимого контура, условные изображения элементов конструкций на схемах расположения сборочных конструкций 1.2. Линии перехода видимые 1.3. Линии контура вынесенного сечения 1.4. Линии контура сечения, входящего в состав разреза 1.5. Линии контуров наложенных сечений ($1\ S$) для некоторых видов архитектурно-строительных чертежей 1.6. Линии рамки рабочего поля чертежа 1.7. Линии форм основных надписей и спецификаций 1.8. Засечки размерных линий, стрелки знаков отметок уровней
2. Сплошная тонкая		от $S/3$ до $S/2$	2.1. Линии контура наложенного сечения 2.2. Линии размерные и выносные 2.3. Линии штриховки 2.4. Линии-выноски 2.5. Полки линий-выносок 2.6. Подчеркивание различных надписей 2.7. Линии для изображения пограничных деталей («обстановка») 2.8. Линии ограничения выносных элементов на видах, разрезах и сечениях 2.9. Линии перехода воображаемые 2.10. Линии упрощенных контурных очертаний строительных конструкций 2.11. Оси проекций, следы плоскостей, линии построения характерных точек при специальных построениях 2.12. Линии видимых контуров в разрезах на строительных чертежах, располагающихся за плоскостью сечения, линии заполнения проемов, линии знака открывания оконных переплетов наружу

Окончание табл. 4.4

1	2	3	4
			2.13. Маркировочные и ссылочные кружки 2.14. Линии внешней рамки 2.15. Линии форм основных надписей и спецификаций
3. Сплошная волнистая		от $S/3$ до $S/2$	3.1. Линии обрыва 3.2. Линии разграничения вида и разреза 3.3. Линия замкнутого контура измененной (или замененной) части изображения
4. Штриховая		от $S/3$ до $S/2$	4.1. Линии невидимого контура 4.2. Линии перехода невидимые 4.3. Линии знака открывания оконных переплетов внутрь помещения
5. Штрихпунктирная тонкая		от $S/3$ до $S/2$	5.1. Линии осевые и центровые 5.2. Линии сечений, являющиеся осями симметрии для наложенных или вынесенных сечений
6. Штрихпунктирная утолщенная		от $S/3$ до $2/3S$	6.1. Линии, обозначающие поверхности, подлежащие термообработке или покрытию 6.2. Линии для изображения элементов, расположенных перед секущей плоскостью («наложенная проекция»)
7. Разомкнутая		от S до $1,5S$	7.1. Линии сечений
8. Сплошная тонкая с изломами		от $S/3$ до $S/2$	8.1. Длинные линии обрыва
9. Штрихпунктирная с двумя точками тонкая		от $S/3$ до $S/2$	9.1. Линии сгиба на развертках 9.2. Линии для изображения частей изделий в крайних или промежуточных положениях 9.3. Линии для изображения развертки, совмещенной с видом

В зависимости от толщины линии видимого контура линии чертежа и их назначение классифицированы ГОСТ 2.303-68*. Толщину линии видимого контура S (сплошная, основная) выбирают от 0,5 до 1,4 мм, в зависимости от величины и сложности изображения, а также назначения и формата чертежа. Толщину всех остальных линий определяют соотношениями в зависимости от S (см. табл. 4.4).

Толщина линий на данном чертеже должна быть одинакова для всех изображений, вычерчиваемых в одинаковом масштабе (табл. 4.5).

Т а б л и ц а 4.5

Толщина линий в зависимости от формата

Формат чертежа с размером большей стороны	Толщина линий, мм		Расстояние между линиями, мм	
	в туши	в карандаше	в туши	в карандаше
841 мм и более	0,2	0,3	0,8	1,0
Менее 841 мм		0,3	0,8	

Наименьшая толщина линий для чертежей форматов с размером большей стороны 841 мм и более принимается 0,3 мм, с размером менее 841 мм – 0,2 мм в туши и 0,3 мм в карандаше. Для рамок чертежей, основных надписей и спецификаций сплошные линии должны иметь толщину от S до $S/2$. Длину штрихов в штриховой линии принимают равной 2-8 мм, расстояние между ними 3-5 мм, в середине ставится точка (короткий штрих). Штрихпунктирные линии должны начинаться и заканчиваться штрихом, а не точкой. Центр окружности отмечается пересечением штрихов. В окружности диаметром 12 мм и менее центровые линии должны быть сплошными.

Приступая к выполнению чертежа, следует предварительно установить размеры листа бумаги (формат чертежа), масштаб, расположение изображений на листе, размещение надписей.

В проектной работе часть чертежей оформляют в карандаше. В этом случае рекомендуется сначала чертеж выполнить тонкими линиями карандашом твердости Т или 2Т, а затем обвести его более мягким карандашом (ТМ, М), выдерживая установленные толщины и начертания линий (см. табл. 4.4). При выполнении чертежа карандашом на специальной кальке, с которой делают светокopию, применяют карандаш «Люмограф». Если чертеж оформляют тушью, то обводить его рекомендуется в следующем порядке:

- вписывают все размерные числа и знаки;
- обводят все тонкие сплошные и штрихпунктирные линии толщиной $S/2$ или $S/3$ (кроме штриховки сечений), сначала все кривые линии, затем горизонтальные, вертикальные и наклонные прямые линии;
- обводят все основные сплошные линии толщиной S в последовательности, указанной выше;
- обводят все штриховые и штрихпунктирные утолщенные линии толщиной от $S/2$ до $S/3$ в порядке, указанном выше;
- обводят все сплошные волнистые линии и линии излома у сплошных тонких с изломами толщиной от $S/2$ до $S/3$;
- заштриховывают сечения;

- наносят стрелки или засечки;
- обводят заголовки и поясняющие надписи.

После этого чертеж окончательно проверяют и чистят резинкой.

Толщины линий обводки для чертежей планов и разрезов приведены в табл. 4.6, а для фасадов – в табл. 4.7.

Т а б л и ц а 4.6

Толщина линий для обводки чертежей планов и разрезов

Изображения	Толщина линий обводки для чертежей планов и разрезов, мм, при масштабе		
	1:200	1:100	1:50
Линия земли	0,6	0,8	0,8
Каменные и деревянные элементы, попадающие в сечение	0,3–0,4	0,4–0,5	0,5–0,6
Линии проемов, ворот, дверей и окон	0,3	0,4	0,4
Рисунок коробок, переплетов и полотен ворот, дверей и окон	0,2	0,2	0,2–0,3

Т а б л и ц а 4.7

Толщина линий для обводки фасадов

Изображения	Толщина линий обводки для чертежей планов и разрезов, мм, при масштабе		
	1:200	1:100	1:50
Линия земли	0,6	0,8	0,8
Контуры зданий	0,3–0,4	0,4–0,5	0,5–0,6
Линии проемов, ворот, дверей и окон	0,3	0,4	0,4
Рисунок коробок, переплетов и полотен ворот, дверей и окон	0,2	0,2	0,2–0,3

4.6. Чертежные шрифты и надписи на чертежах

Каждый чертеж сопровождают различными поясняющими надписями. Как буквы, так и цифры должны быть написаны четко, чтобы можно было легко и правильно их прочесть. Надписи наносят от руки карандашом или тушью. При выполнении надписей на чертежах следует применять шрифты и правила, установленные ГОСТ 2.304-81 для всех отраслей промышленности и строительства.

Стандартом определены следующие типы шрифтов:

- тип А без наклона с параметрами, приведенными в табл. 4.8;
- тип А с наклоном около 75° с параметрами, указанными в табл. 4.8;
- тип Б без наклона с параметрами, данными в табл. 4.9;
- тип Б с наклоном около 75° с параметрами, приведенными в табл. 4.9.

Ширина букв и цифр указана в табл. 4.10.

Т а б л и ц а 4.8

Шрифт типа А ($d = h/14$)

Параметры шрифта	Обозначение	Относительный размер	Размеры, мм							
Размер шрифта:										
– высота прописных букв	h	$(14/14)h$ $14d$	2,5	3,5	5	7	10	14	20	
– высота строчных букв	c	$(10/14)h$ $10d$	1,8	2,5	3,5	5	7	10	14	
Расстояние между буквами	a	$(2/14)h$ $2d$	0,35	0,5	0,7	1	1,4	2	2,8	
Минимальный шаг строк (высота вспомогательной сетки)	b	$(22/14)h$ $22d$	4	5,5	8	11	16	22	31	
Минимальное расстояние между словами	e	$(6/14)h$ $22d$	1,1	1,5	2,1	3	4,2	6	8,4	
Толщина линий шрифта	d	$(1/14)h$ d	0,18	0,25	0,35	0,5	0,7	1	1,4	

Т а б л и ц а 4.9

Шрифт типа Б ($d = h/10$)

Параметры шрифта	Обозначение	Относительный размер	Размеры, мм							
Размер шрифта:										
– высота прописных букв	h	$(10/10)h$ $10d$	1,8	2,5	3,5	5	7	10	14	20
– высота строчных букв	c	$(7/10)h$ $7d$	1,3	1,8	2,5	3,5	5	7	10	14
Расстояние между буквами	a	$(2/10)h$ $2d$	0,35	0,5	0,7	1	1,4	2	2,8	4
Минимальный шаг строк (высота вспомогательной сетки)	b	$(17/10)h$ $17d$	3,1	4,3	6	8,5	12	17	24	34
Минимальное расстояние между словами	e	$(6/10)h$ $6d$	1,1	1,5	2,1	3	4,2	6	8,4	12
Толщина линий шрифта	d	$(1/10)h$ d	0,18	0,25	0,35	0,5	0,7	1	1,4	2

Таблица 4.10

Ширина букв и цифр

Шрифт типа А	Отно- сительный размер h	Шрифт типа Б	Отно- сительный размер h
<i>Прописные буквы</i>		<i>Прописные буквы</i>	
Б, В, И, Й, К, Л, Н, О, П, Р, Т, У, Ц, Ч, Ъ, Э, А	(7/14)	Б, В, И, Й, К, Л, Н, О, П, Р, Т, У, Ц, Ч, Ъ, Э, Я	(6/10)
Г, Е, З, С	(6/14)	А, Д, М, Х, Ы	(7/10)
А, Д, Х, Ч, Ю	(8/14)	Ж, Ф, Ш, Щ, Ъ, Ю	(8/10)
Ж, М, Ш, Щ, Ъ, Ф	(11–14)	Е, Г, З, С	(5/10)
<i>Строчные буквы</i>		<i>Строчные буквы</i>	
з, с	(5/14)	а, б, в, г, д, е, з, и, й, к, л,	(5/10)
а, б, в, г, д, е, и, й	(6/14)	н, о, п, р, у, х, ч, ц, ъ, э, я	
к, л, н, о, п, р, у, х, ц, ч,	(7/14)	м, ъ, ы, ю	(6/10)
ь, э, я, м, ъ, ы		ж, т, ф, ш, щ	(7/10)
ж, ю	(8/14)	с	(4/10)
т, ф, ш, щ	(9/14)		
<i>Цифры</i>		<i>Цифры</i>	
2, 4, 6, 7, 8, 9, 0	(7/14)	2, 3, 5, 6, 7, 8, 9, 0	(5/10)
3, 5	(6/14)	4	(6/10)
1	(4/14)	1	(3/10)

Термины и определения, приведенные в ГОСТ 2.304-81.

Размер шрифта h – это высота прописных букв в мм, измеряемая по перпендикуляру от основания строки. Высота строчных букв «с» определяется из соотношения их высоты (без выносных элементов) и размера шрифта h : например, $c = 7/10 h$.

Ширина буквы g – наибольшая ширина буквы, также зависит от размера шрифта h , например $g = 6/10 h$, или от толщины линии шрифта d , например $g = 6d$.

Толщина линии шрифта d – толщина, определяемая в зависимости от типа и высоты шрифта.

Вспомогательная сетка – сетка, образованная вспомогательными линиями, в которые вписывают буквы. Шаг вспомогательной линии сетки определяют в зависимости от толщины линий шрифта.

При выполнении надписей можно использовать десять размеров шрифта: (1,8); 2,5; 3,5; 5; 7; 10; 14; 20; 28; 40. Шрифт размера 1,8 применять не рекомендуется. Он допускается только для шрифтов типа Б.

Основными требованиями, предъявляемыми к надписи на чертежах, являются четкость и простота. ГОСТ 2.304-81 устанавливает начертания букв и цифр, которые можно разбить на несколько групп.

Выполнение надписей. Прежде чем приступить к выполнению надписи, надо хорошо изучить конструкцию букв и цифр шрифта, ко-

торым будет исполнена надпись. При выполнении надписей между двумя параллельными линиями, проведенными на расстоянии, которое соответствует высоте прописных букв, посередине можно провести еще одну линию. В большинстве случаев в конструкции букв средние горизонтальные участки линий проводят выше середины высоты прописных букв и цифр. Надписи, заголовки могут состоять только из прописных (заглавных) букв или из прописных и строчных букв.

При выполнении надписи определяют место для нее и задаются размером шрифта. После этого, если надпись крупная, т.е. высота букв больше 7 мм, необходимо:

- на отведенном для надписи месте провести две параллельные линии на расстоянии, соответствующем высоте букв;
- от начала надписи разметить по масштабной линейке ширину всех букв, расстояние между ними и разрыв между словами;
- через полученные точки разбивки провести параллельные прямые под углом, соответствующим углу наклона шрифта;
- в полученные четырехугольники вписать соответствующие буквы.

Указанный порядок выполнения надписей рекомендуется как для крупных, так и для мелких надписей. В дальнейшем, когда шрифт будет хорошо изучен, при выполнении мелких надписей можно не строить четырехугольники для каждой буквы и цифры, требуется провести ряд произвольных штрихов под углом, принятым для данного шрифта. Эти штрихи помогут выдержать одинаковый наклон букв и цифр в надписи. Овладев в совершенстве шрифтом, можно не наносить вспомогательные штрихи, однако две параллельные линии, устанавливающие высоту надписи, проводить надо обязательно. Хорошо изучив конструкции букв и цифр, можно при выполнении надписей ширину букв и цифр и промежутки между ними брать на глаз, выдерживая соотношения, принятые для шрифта, который используют в надписи.

5. ВЫПОЛНЕНИЕ ЧЕРТЕЖЕЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

5.1. Состав рабочих чертежей

По способу изготовления железобетонные конструкции делят на сборные и монолитные.

Сборные железобетонные конструкции изготавливают на заводах железобетонных изделий, а на строительной площадке из них монтируют здание. Применение сборных конструкций позволяет значительно сократить сроки строительства.

Монолитные железобетонные конструкции создают на строительной площадке. На строительном объекте устраивают необходимую форму – опалубку, в которую укладывают стальную арматуру, и заполняют форму бетоном. После достижения необходимой прочности производят распалубку конструкций.

Рабочие чертежи железобетонных конструкций объединяются в комплект чертежей под маркой КЖ. Чертежи марки КЖ должны содержать все необходимые данные для изготовления монолитных конструкций и монтажа сборных конструкций (ГОСТ 21.501-93).

В состав рабочих чертежей бетонных и железобетонных конструкций входят:

- общие данные по рабочим чертежам;
- схемы расположения элементов конструкций;
- спецификации к схемам расположения элементов конструкций.

В состав рабочих чертежей монолитных железобетонных конструкций дополнительно включают:

- схемы армирования монолитных железобетонных конструкций;
- ведомость расхода стали на монолитные конструкции (табл. 5.1).

В ведомость не включают стандартные изделия – дюбели, болты, шайбы и т.п.

В состав общих данных по рабочим чертежам кроме сведений, предусмотренных ГОСТ 21.101, включают:

- сведения о нагрузках и воздействиях, принятых для расчета конструкций здания или сооружения;
- сведения о грунтах (основаниях), уровне и характере грунтовых вод, глубине промерзания;
- указания о мероприятиях по устройству подготовки под фундаменты и об особых условиях производства работ;
- сведения о мероприятиях по антикоррозионной защите конструкций (при отсутствии основного комплекта рабочих чертежей марки А3);
- указания о мероприятиях при производстве работ в зимнее время.

Ведомость расхода стали, кг

Схемы расположения элементов конструкций. На схеме расположения элементов конструкций (далее – схеме расположения) указывают в виде условных или упрощенных графических изображений элементы конструкций и связи между ними.

Примеры:

- Схему расположения выполняют в виде планов, фасадов или разрезов соответствующих конструкций с упрощенным изображением элементов.

На схему расположения наносят:

- координационные оси здания (сооружения), размеры определяющие расстояния между ними и крайними осями, размерную привязку осей или поверхностей элементов конструкций к координационным осям здания (сооружения) или, в необходимых случаях, к другим элементам конструкций, другие необходимые размеры;
- отметки наиболее характерных уровней элементов конструкций;
- позиции (марки) элементов конструкций;
- обозначения узлов и фрагментов;
- данные о допустимых монтажных нагрузках.

Одинаковые позиции (марки) последовательно установленных элементов конструкций на схеме расположения допускается наносить только по концам ряда с указанием количества позиций.

Схему расположения панелей стен при многоярусном размещении панелей в пределах этажа выполняют в плоскости стен на виде, при однорядном размещении – в плане.

В наименовании схем расположения, при необходимости, приводят сведения, определяющие положение конструкции в здании (сооружении). Допускается схеме расположения присваивать порядковые номера.

Примеры оформления маркировочных схем приведены на рис. 5.1-5.8.

Схему рамы многоэтажного здания (сооружения) используют как общий разрез для поэтажных маркировочных схем колонн и элементов конструкций перекрытий и покрытия (см. рис. 5.5 и 5.6).

На листе с маркировочными схемами помещают спецификацию. Спецификацию заполняют по группам одноименных конструкций. Пример заполнения спецификации приведен на рис. 5.9.

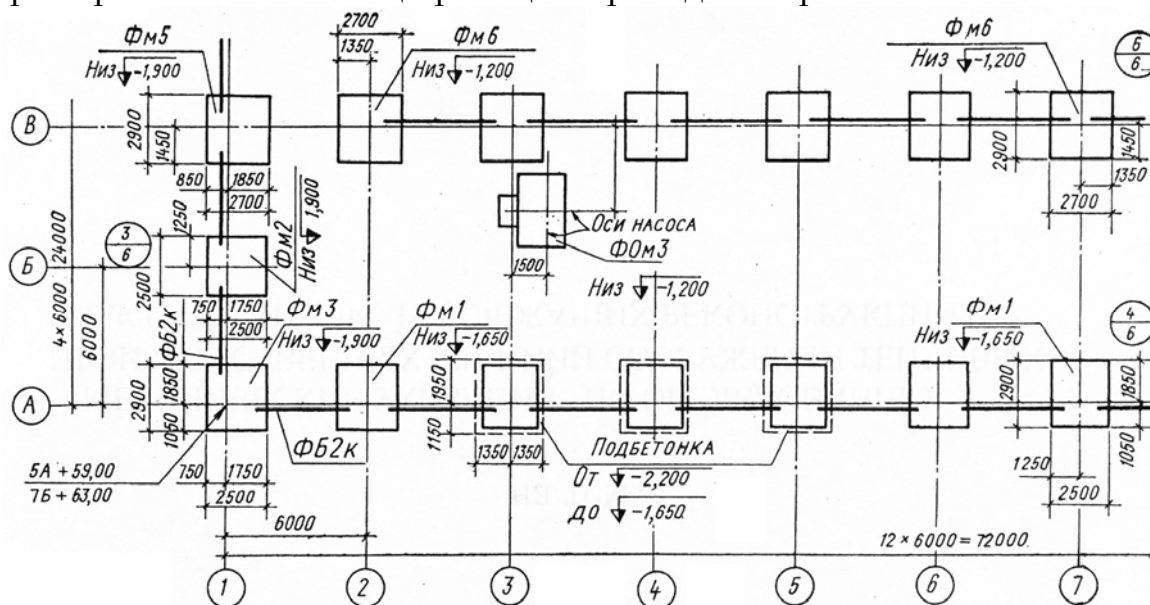


Рис. 5.1. Маркировочная схема фундаментов и фундаментных балок

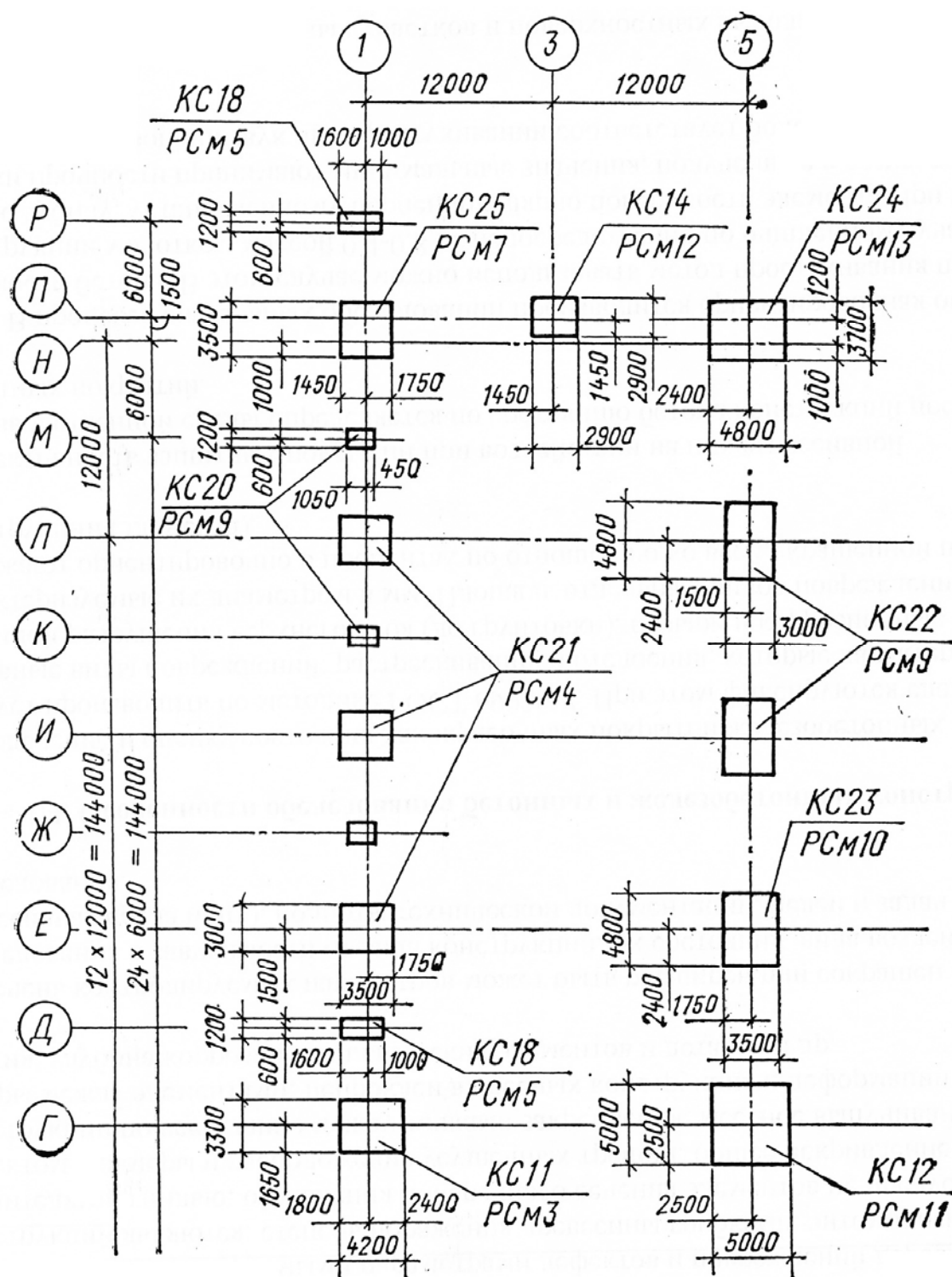
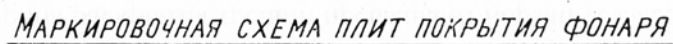


Рис. 5.2. Маркировочная схема свайных кустов и ростверков



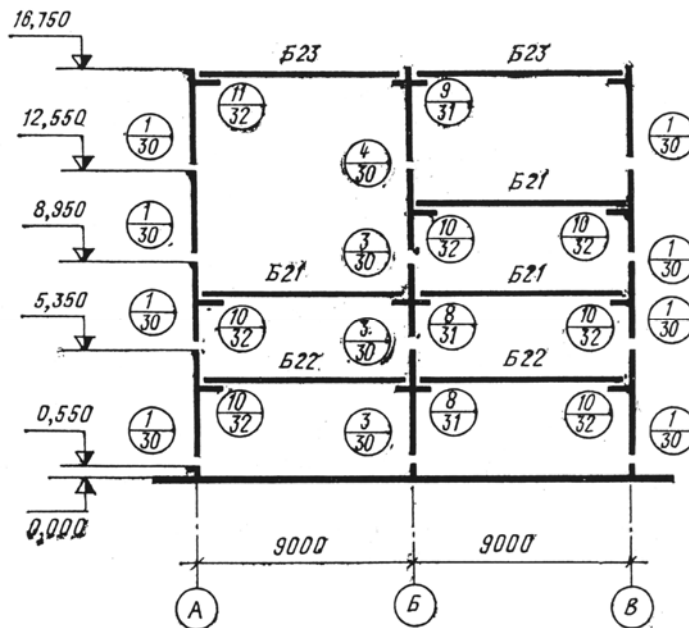


Рис. 5.5. Маркировочная схема рамы P2

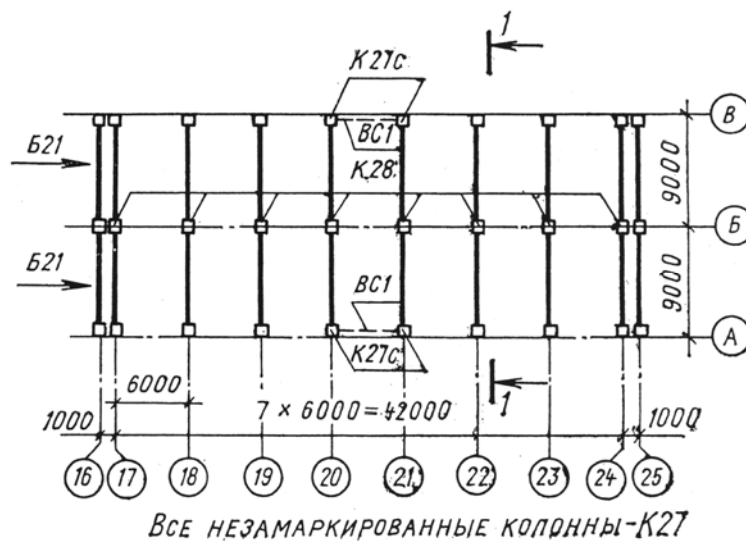


Рис. 5.6. Маркировочная схема колонн и балок перекрытия на отм. +4.800

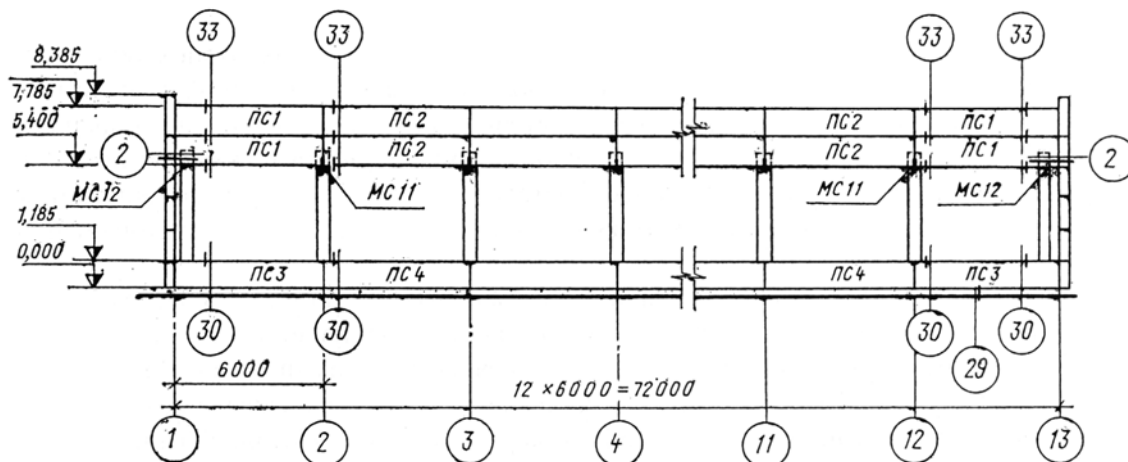


Рис. 5.7. Маркировочная схема стеновых панелей по оси А между осями 1-13

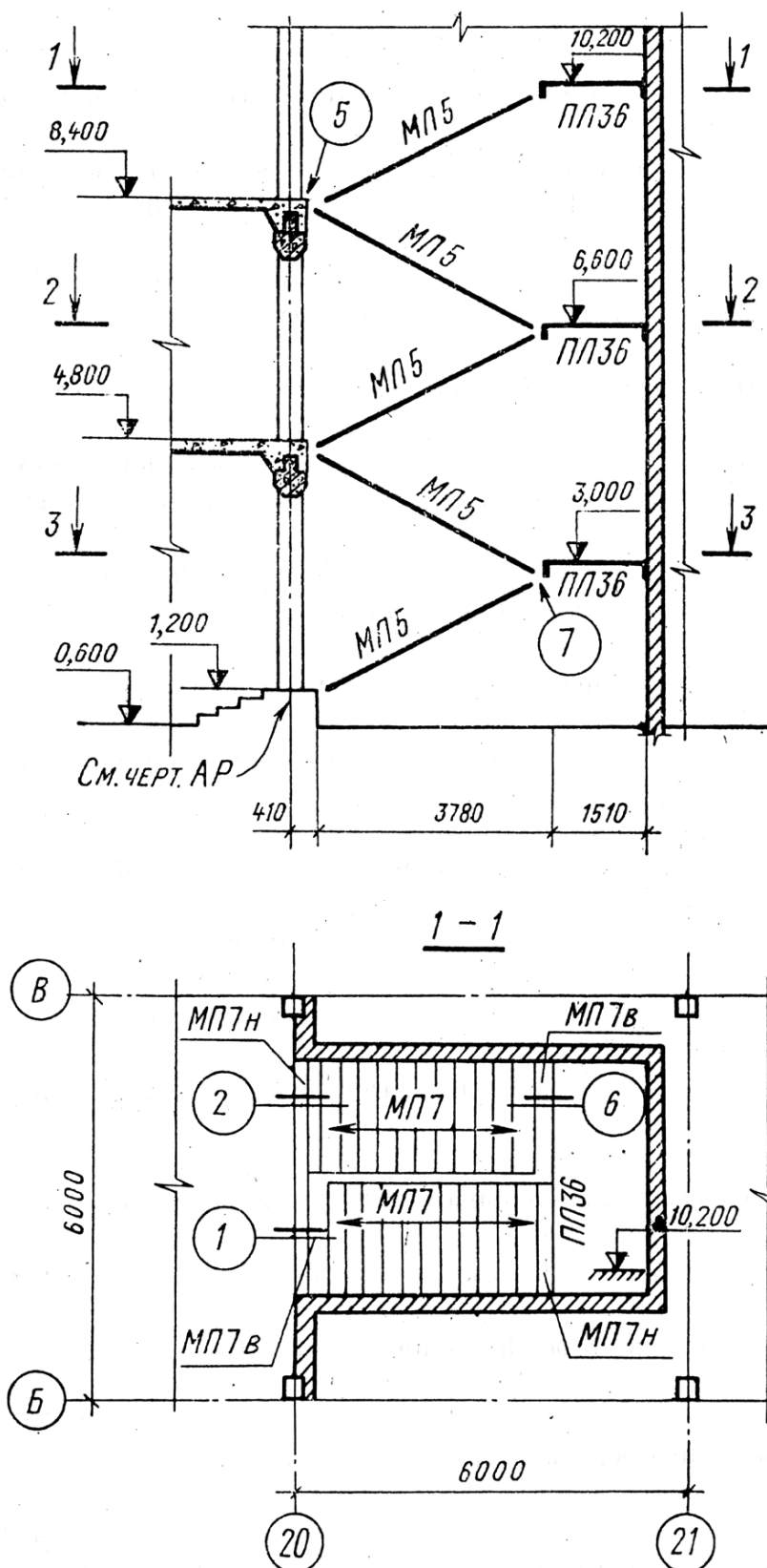


Рис. 5.8. Маркировочная схема элементов лестницы между осями 20-21

МАРКА	ОБОЗНАЧЕНИЕ	НАИМЕНОВАНИЕ	КОЛ.	ПРИМЕЧАНИЕ
		<u>МАРКИРОВОЧНАЯ СХЕМА</u>		
		<u>КОЛОННЫ И РАМ ВОРОТ</u>		
К1	КЗ-01-49, вып. II	Колонна КП II-20	40	5,8 т
К2	То же	» КП II-24	11	6,5 т
К3	» 295-КЖИ-КП II-24 ^а	» КП II-24а	2	6,5 т
К4	КЗ-01-55, вып. II	» КФ-7-4	8	3,2 т
Т4	То же	Элемент колонны	8	0,1 т
		<u>МАРКИРОВОЧНАЯ СХЕМА</u>		
		<u>ФЕРМ И СВЯЗЕЙ ПОКРЫТИЯ</u>		
ФС1	ПК-01-129/68, вып. II	ФЕРМА ФСМ18 I-1 НА IV	33	4,5 т
РС1	ПК-01-129/68 вып. I	Горизонт. связь РС1	6	0,2 т
МС1	То же	Соединит. изделия МС1	78	
МС5	295-КЖИ-МС1÷МС8	То же, МС4	88	
		<u>МАРКИРОВОЧНАЯ СХЕМА</u>		
		<u>ПЛИТ ПОКРЫТИЯ</u>		
П1	1.465-7, вып. 1	ПЛИТА ПЛ III в 3×6 -1	123	2,7 т
П2	То же	» ПЛ III в 3×6 -2	77	2,7 т

Рис. 5.9. Спецификация элементов к маркировочным схемам, расположенным на листе

При размещении на листе нескольких маркировочных схем спецификацию дополнительно расчленяют подзаголовками с наименованиями схем.

При разработке нескольких вариантов конструкций (например, для нескольких расчетных нагрузок) спецификацию составляют на все варианты, расчленяя ее подзаголовками на каждый вариант.

На листах, где помещены маркировочные схемы рам и других конструкций, приводят расчетные схемы конструкций.

Маркировочные схемы фундаментов и других подземных конструкций изображают в условном предположении прозрачности грунта.

Стены, опирающиеся на фундаменты и фундаментные балки, на схеме не показывают.

Пример оформления маркировочной схемы фундаментов и фундаментных балок приведен на рис. 5.1, свайных кустов и ростверков – на рис. 5.2.

Пример оформления узла представлен на рис. 5.10.

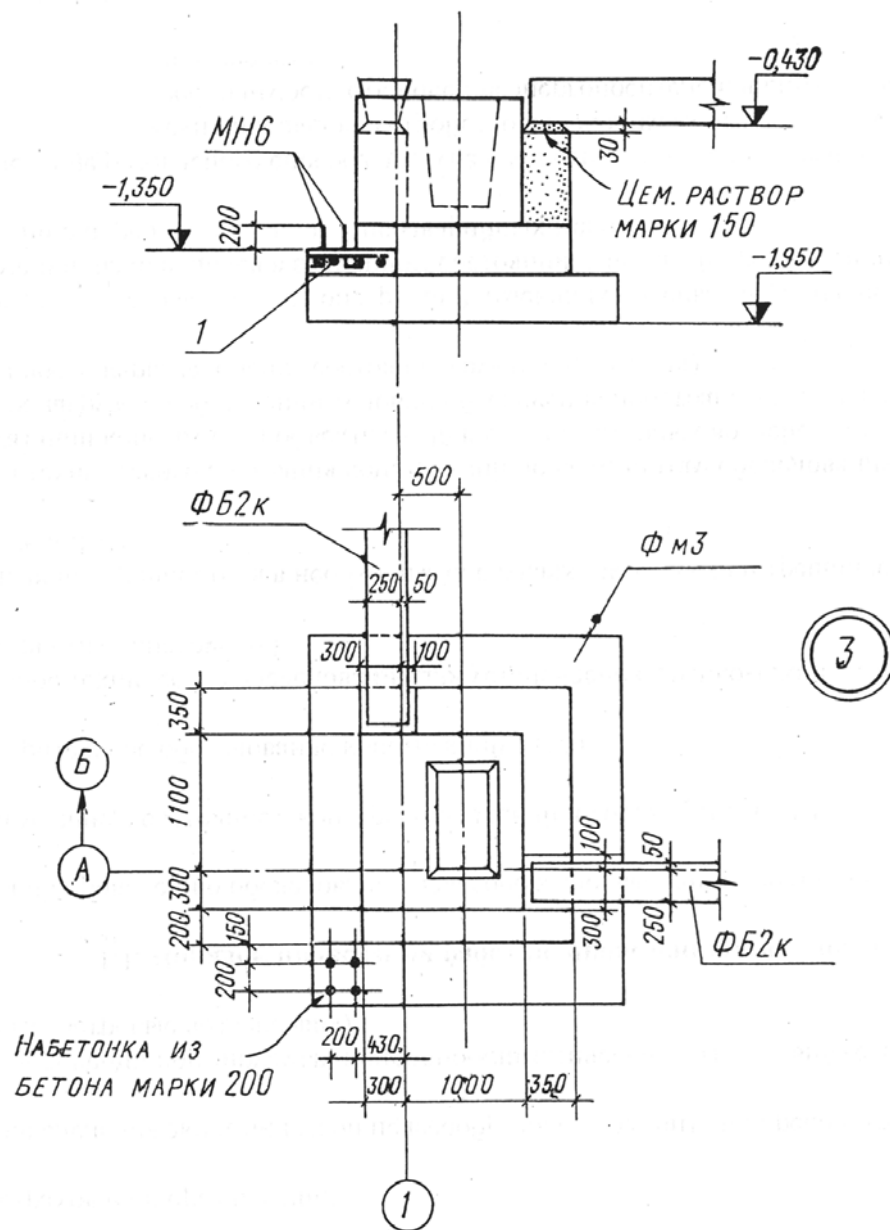


Рис. 5.10. Пример оформления узла

Сборочные чертежи элементов железобетонных конструкций состоят из видов, разрезов и схем армирования.

На видах элемента конструкции и на относящихся к ним разрезах показывают: контуры и габаритные размеры элемента, закладные изделия, отверстия, пробки, каналобразователи и т.п. (рис. 5.11 и 5.12).

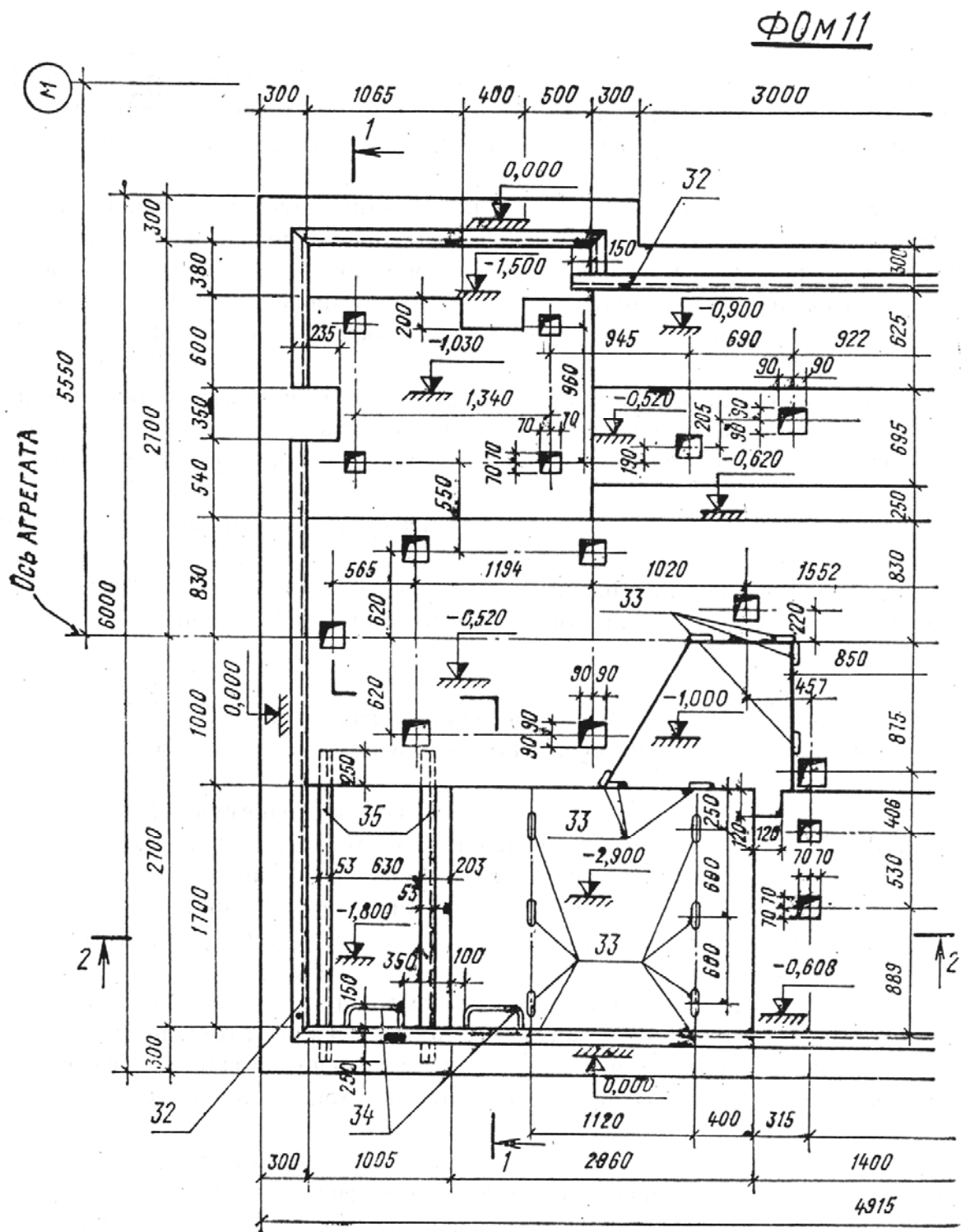


Рис. 5.11. Пример оформления конструкции

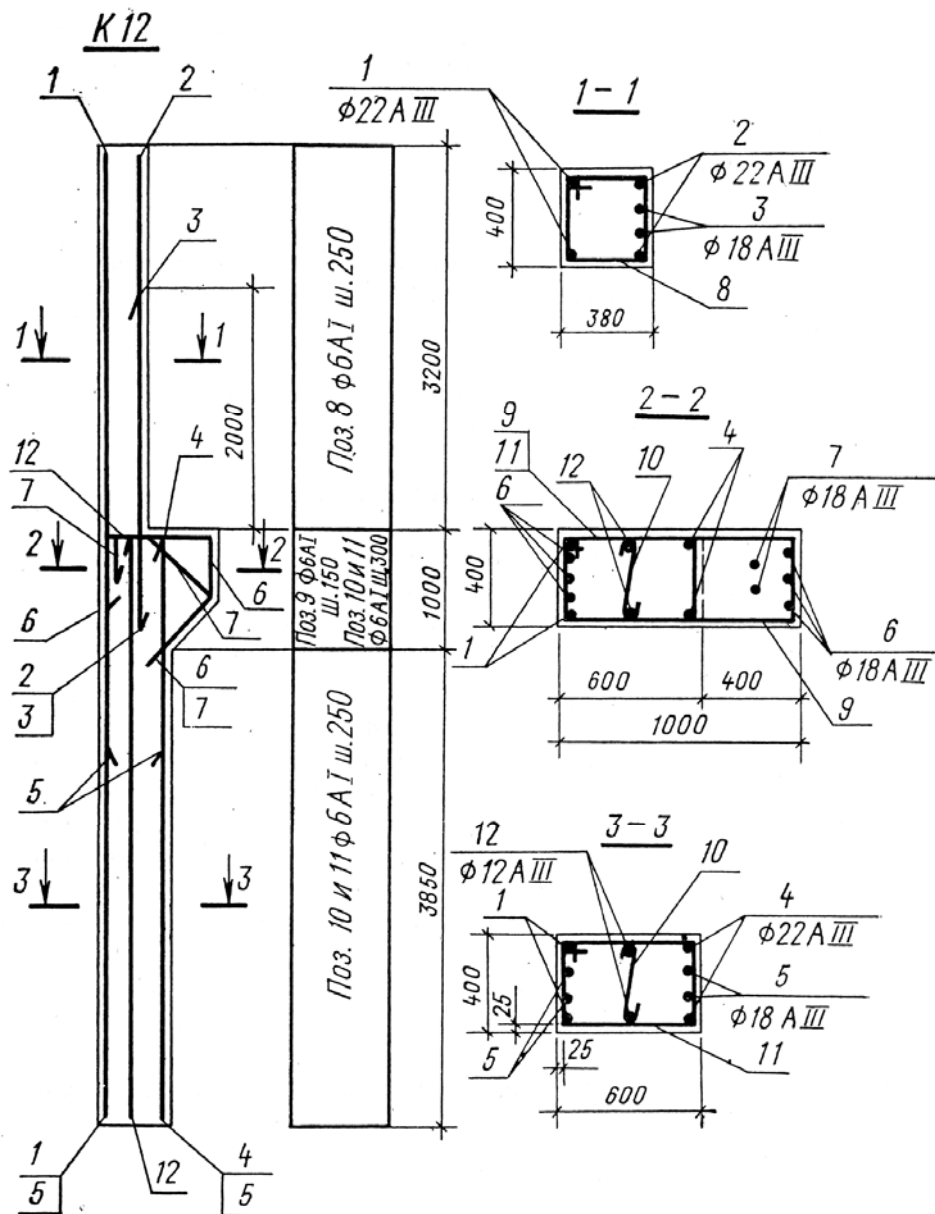


Рис. 5.13. Пример армирования элементов

Номера позиций арматурных и закладных изделий на сборочном чертеже (видах и схеме армирования) принимают в последовательности записи их в спецификации.

Для несложных железобетонных элементов схему армирования допускается совмещать с видами элементов (рис. 5.14-5.18).

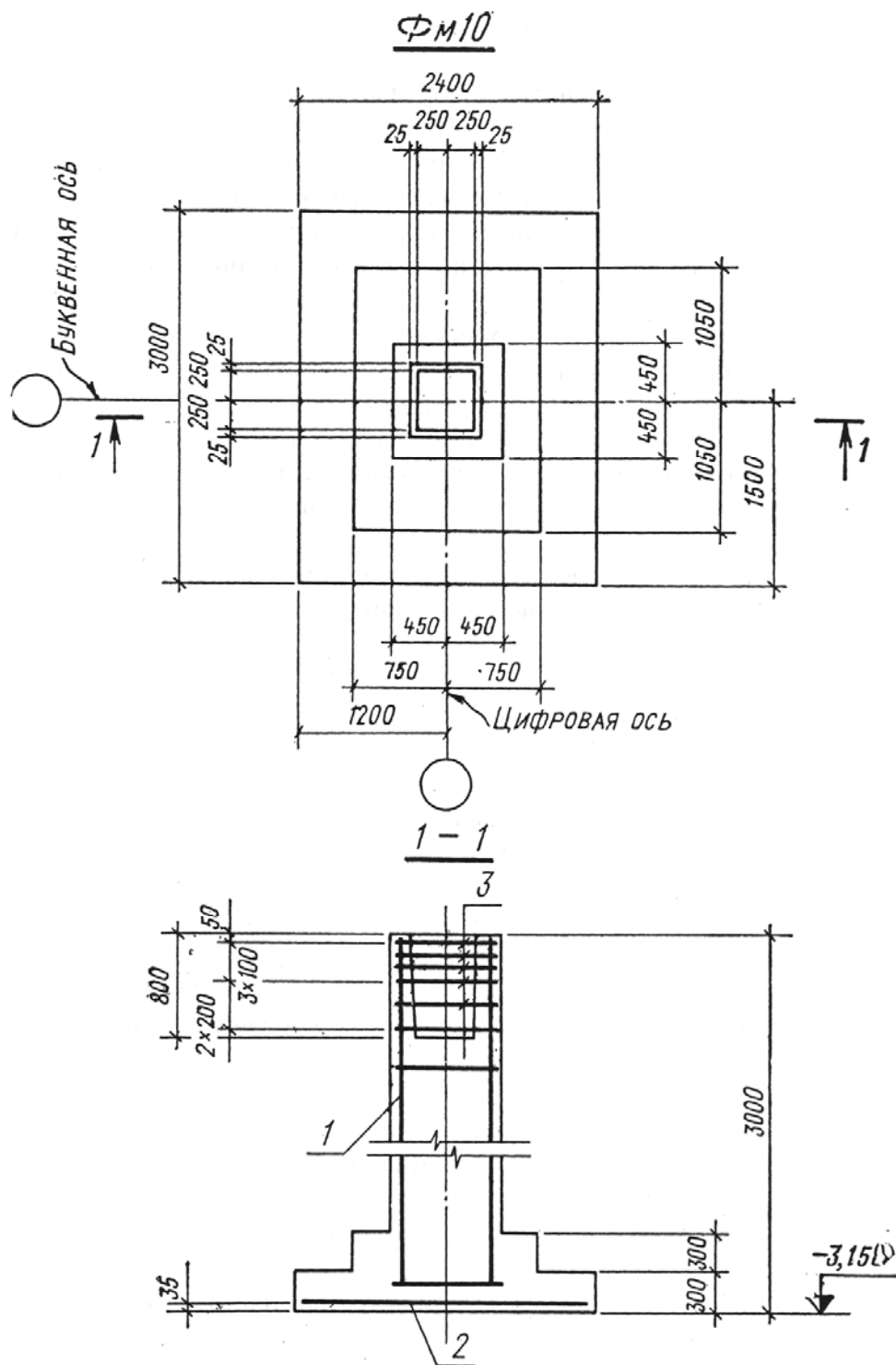


Рис. 5.14. Пример армирования элементов

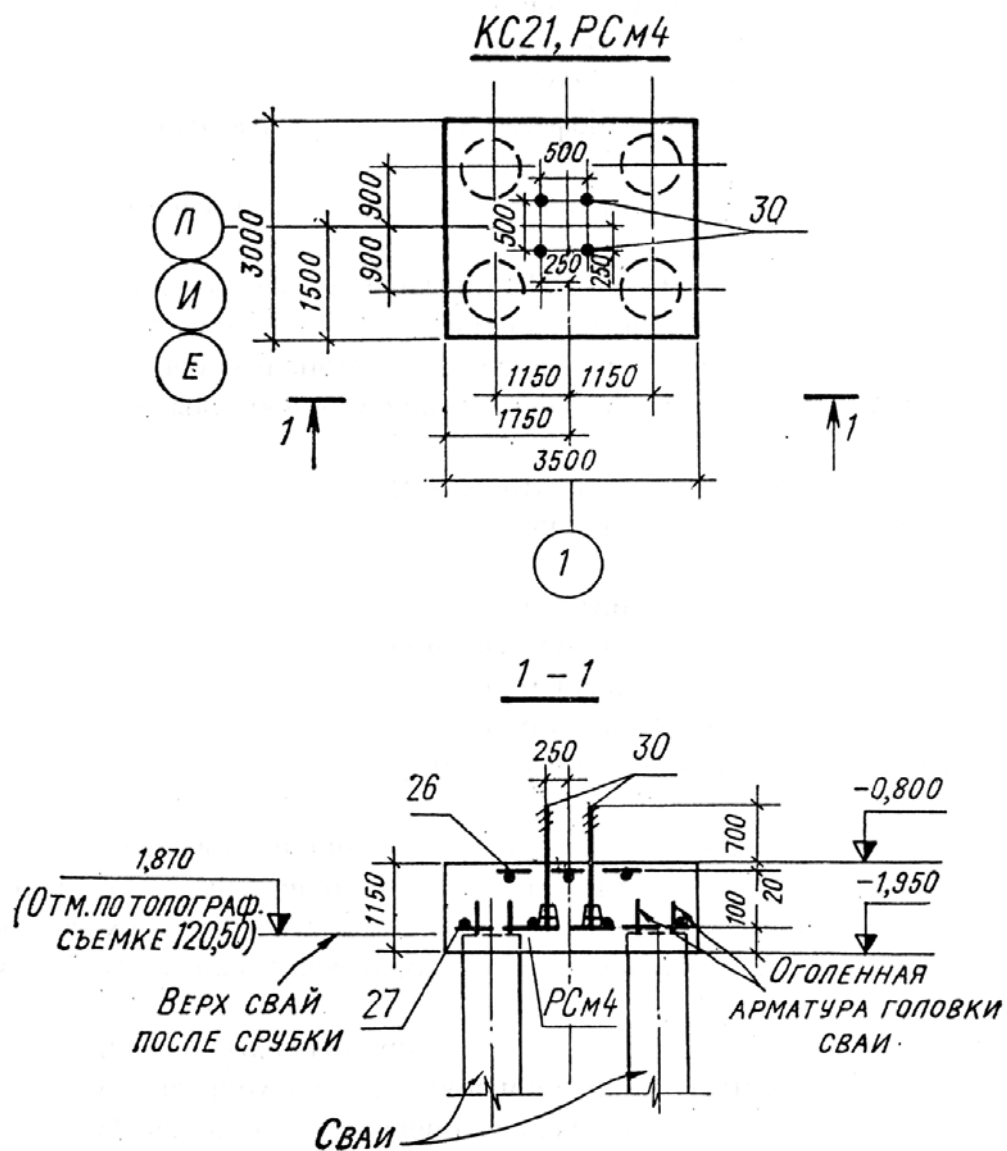
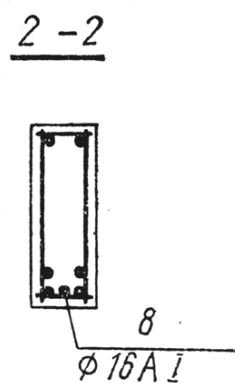
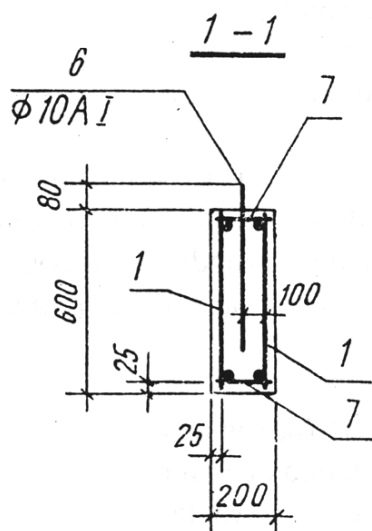
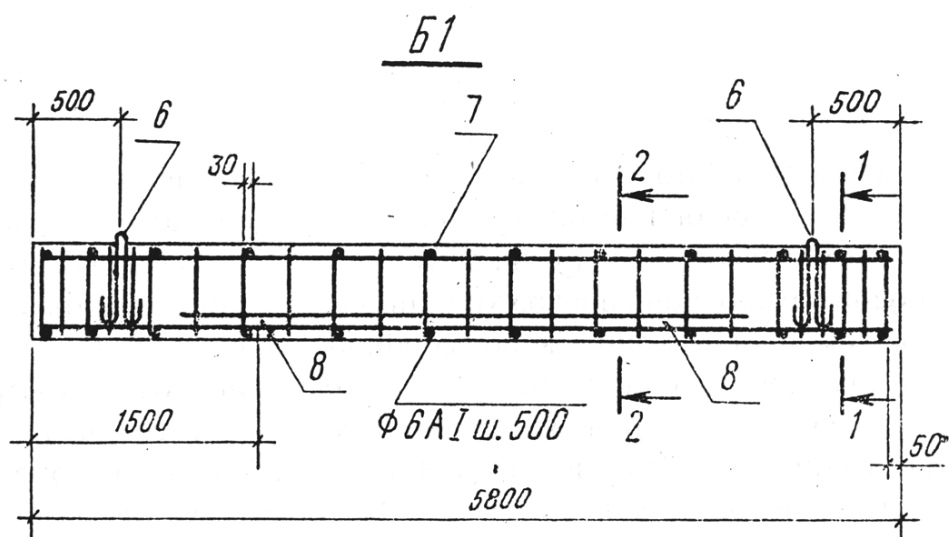
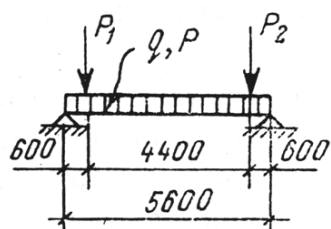


Рис. 5.15. Пример армирования элементов



РАСЧЕТНАЯ СХЕМА



РАСЧЕТНЫЕ НАГРУЗКИ

ПОСТОЯННЫЕ	ВРЕМЕННЫЕ
$q = 0,6 \text{ тс/м}$	$P^{KP} = 0,5 \text{ тс/м}$
	$P_1^{ДЛ} = 0,8 \text{ тс}$
	$P_2 = 1,0 \text{ тс}$

Рис. 5.16. Пример армирования элементов

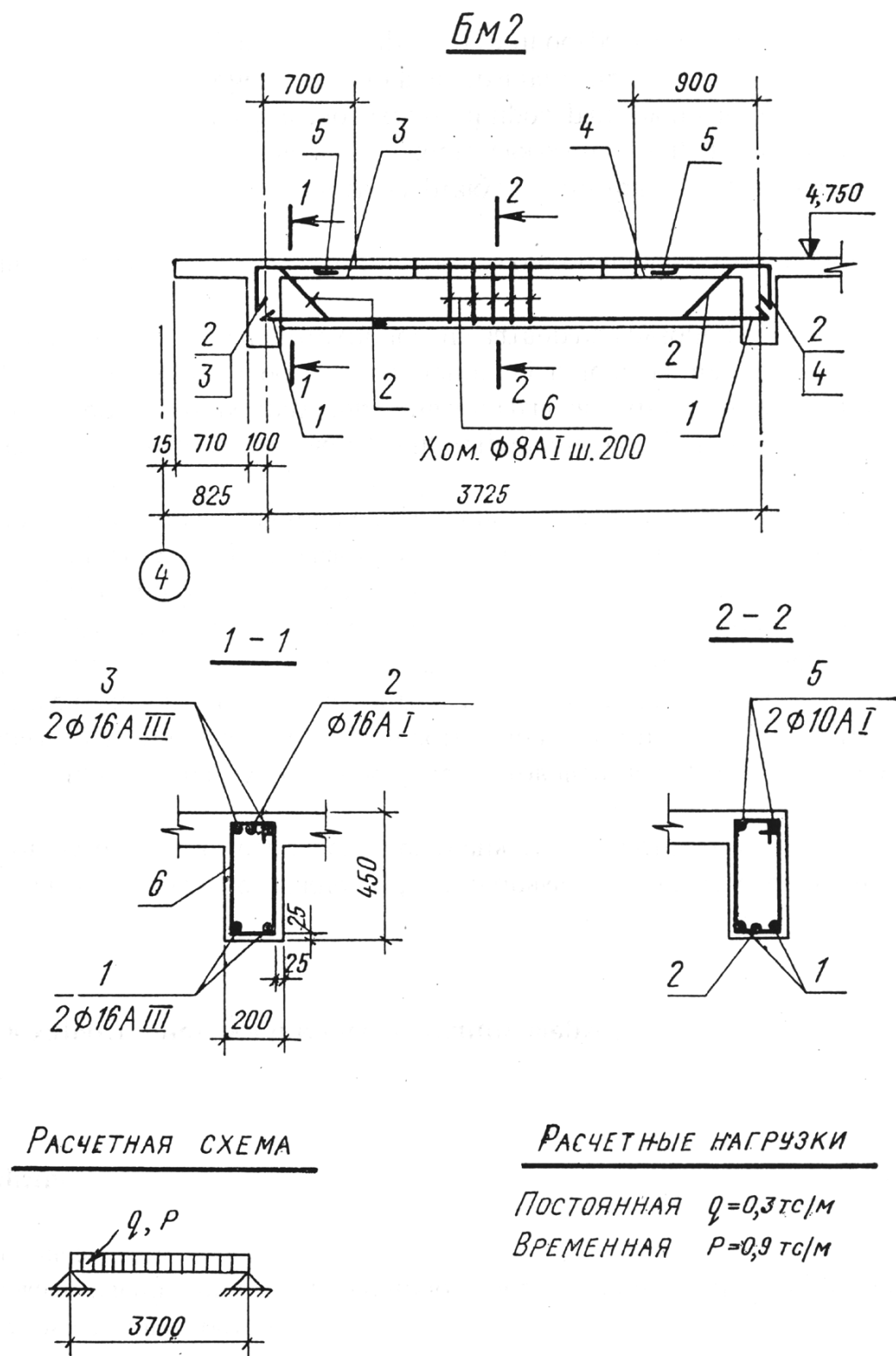


Рис. 5.17. Пример армирования элементов

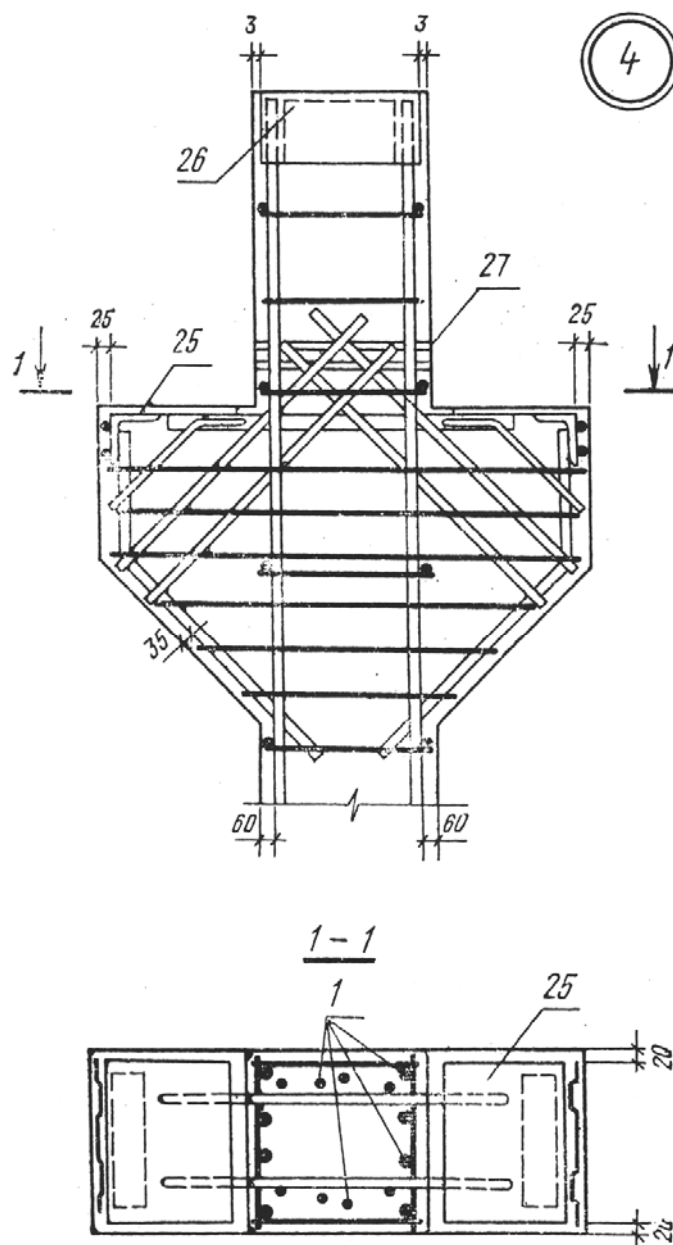


Рис. 5.19. Армирование консоли колонн

На схеме армирования арматуру элементов, пересекающих изображаемый элемент, не показывают.

Размерную привязку арматурных стержней к грани элемента показывают с одного конца, стержней с отгибами – с обоих концов.

Позиции выносят от обоих концов каждого стержня и от отгибов (см. рис. 5.17).

От одинаковых одиночных стержней плиты допускается давать общую выноску позиции (рис. 5.18).

На схеме армирования проставляют, как правило, сокращенные выноски позиций стержней (только номер позиции), на разрезах к схеме – полные (с указанием номера позиций, диаметра стержня,

класса стали и количества стержней данного диаметра или шага ритмично расположенных стержней). Если стержни одной позиции обозначают на нескольких разрезах, то полную длину приводят только на одном из них (см. рис. 5.17). На схеме армирования проставляют полную выноску позиций стержней, не попадающих в разрезы.

Хомуты на разрезах к схеме армирования элементов изображают с крюками (см. рис. 5.17).

Шаг ритмично расположенных хомутов показывают при выноске позиции (см. рис. 5.16 и 5.17). На чертежах колонн номера позиции и шаг хомутов показывают в шкале рядом со схемой армирования (см. рис. 5.13).

Каркасы и сетки изображают на схеме армирования, как правило, контуром, проведенным через концы стержней (рис. 5.20–5.23), или упрощенно – с нанесением поперечных стержней по концам каркаса и в местах изменения шага стержней (см. рис. 5.14).

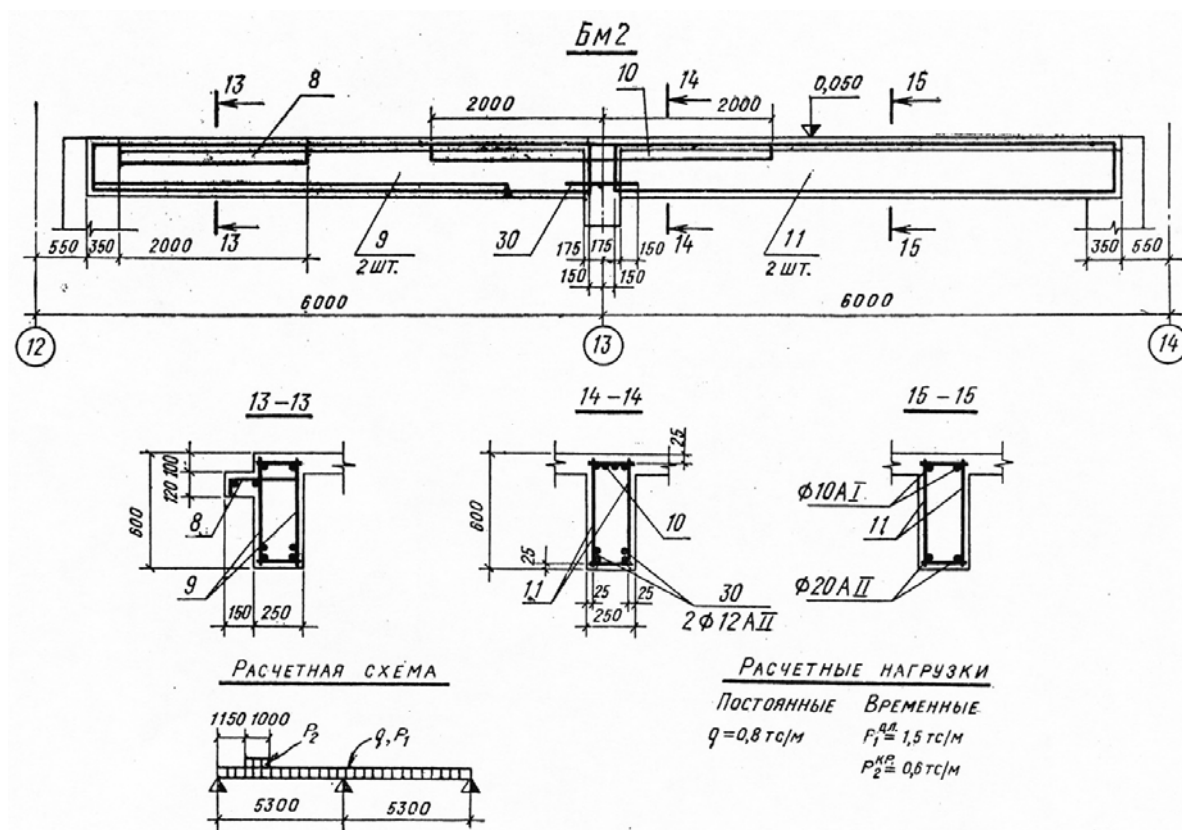


Рис. 5.20. Армирование монолитной железобетонной балки

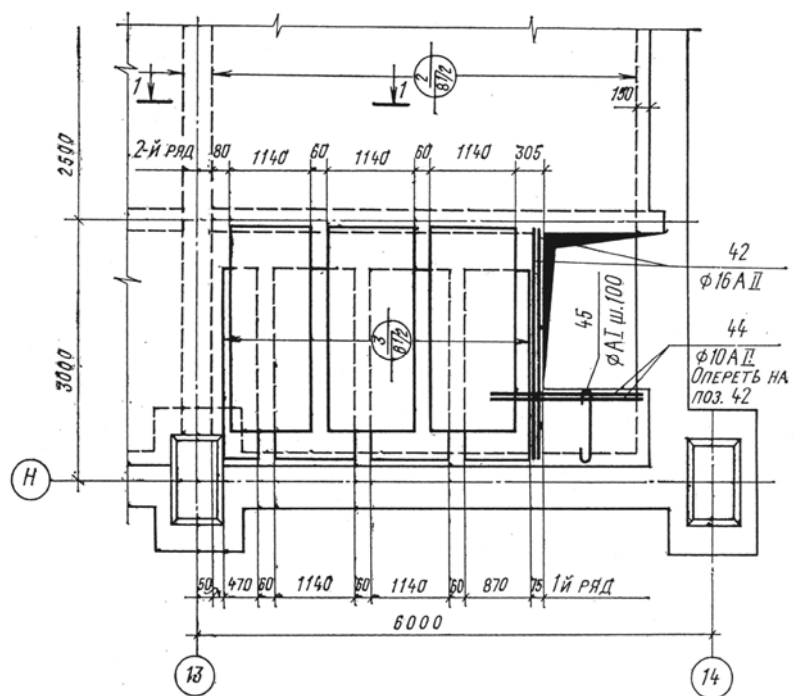


Рис. 5.21. Раскладка нижних арматурных сеток Пм1

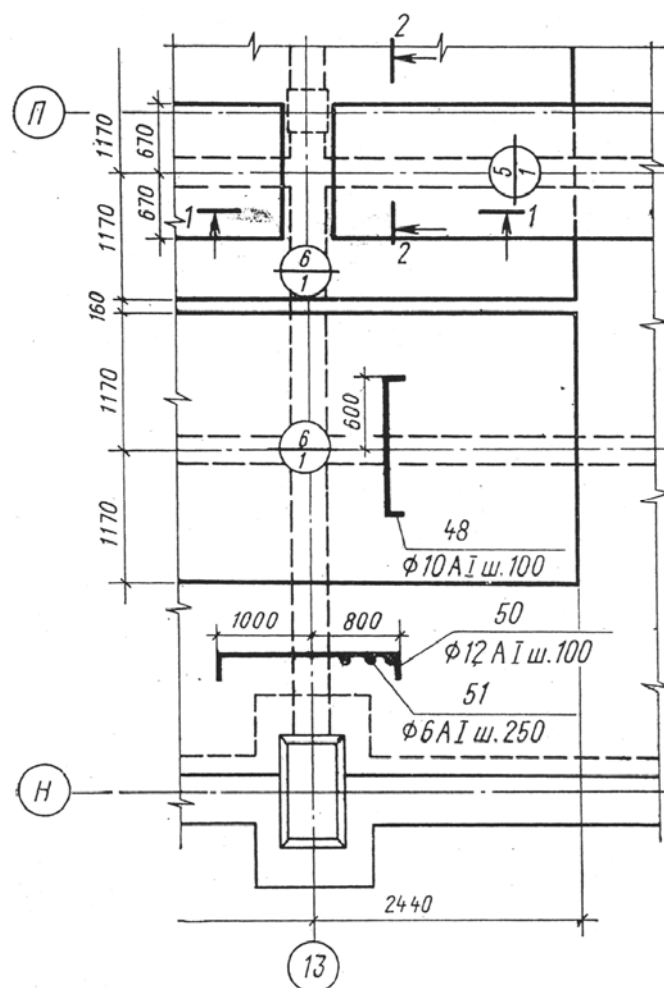


Рис. 5.22. Раскладка верхних арматурных сеток Пм1

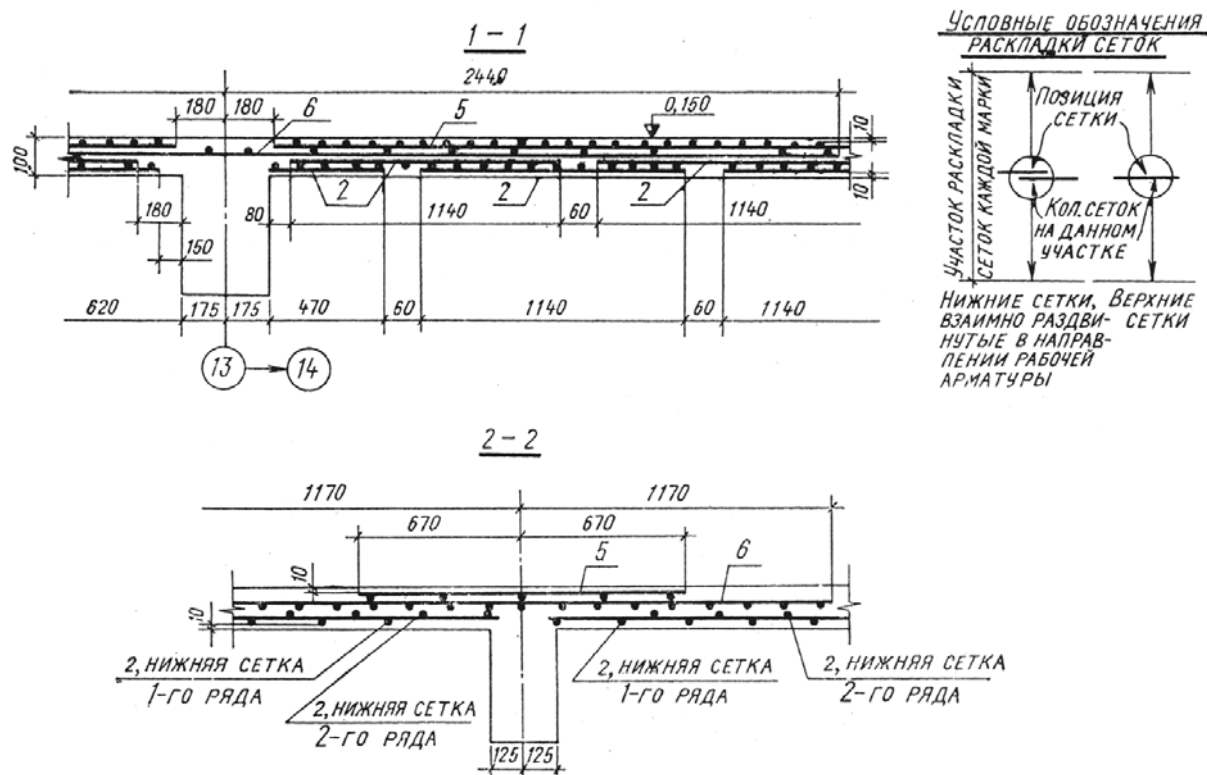


Рис. 5.23. Сечение 1-1

При упрощенном изображении асимметричных каркасов (сеток) показывают данные для установки каркаса (сетки) в проектное положение: различающиеся диаметры стержней, несимметрично расположенные стержни.

При совмещенном изображении одинаковых каркасов (сеток) при выноске позиции указывают их число (см. рис. 5.20).

На схемах армирования плит и стен контуры каркасов и сеток, расположенных с равными интервалами, наносят только на одном из повторяющихся участков, а на остальных участках вместо контуров приводят условное обозначение раскладки (см. рис. 5.21–5.23).

В спецификации арматурные и закладные изделия записывают в раздел «сборочные единицы и детали», соблюдая следующий порядок:

- каркасы пространственные;
- каркасы плоские;
- арматурные сетки;
- одиночные арматурные стержни, пучки, пряди и канаты;
- рулонные сетки;
- закладные изделия.

Пример заполнения спецификации элемента сборной конструкции приведен на рис. 5.24, групповой спецификации – на рис. 5.25, спецификации элементов монолитной конструкций – на рис. 5.26.

Формат	Зона	Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Примечание
				Документация		
12			295-6-КЖИ-К10 СБ	Сборочный чертеж		На 4 лист
				Сборочные единицы и детали		
12	1		295-6-КЖИ-КП12	Каркас пространств. КП12	1	
11	2		295-6-КЖИ-КР18	Каркас плоский КР18	2	
11	3		295-6-КЖИ-С8	Сетка арматурная С8	6	
	4	8	295-6-КЖИ-К10 СБ	Стержни одиночные		См. лист 4
12	9		295-6-КЖИ-МН7	Изделие закладное МН7	2	
12	10		117-1-КЖИ-МН1÷МН4	То же МН12	4	
				Материалы		
				Бетон марки 300	0,7	м³

Инв. № подл.	Подп.	Дата			Лит.	Лист	Листов
					Р	1	1
					Госстрой СССР Промстройпроект Москва		
					Копировал		
					Формат 11		

Рис. 5.24. Спецификация сборной конструкции

Формат	Зона	Поз.	Обозначение	Наименование	Кол. на исполн.			Примечание
				Документация				
12			295-6-КЖИ-К10÷К14 СБ	Сборный чертеж	×	×	×	
				Сборочные единицы и детали				
12	1		295-6-КЖИ-КП12	Каркас пространств. КП12	1	1	1	
11	2		295-6-КЖИ-С8	Сетка арматурная С8	2	1	3	
11	3		295-6-КЖИ-МН7	Изделие закладное МН7	6		3	
				Материалы				
				Бетон марки 300	0,7	0,8	0,7	м³
				Литература				
				Марка	К10	К11	К12	

Инв. № подл.	Подп.	Дата			Лит.	Лист	Листов
					Р	1	1
					Госстрой СССР Промстройпроект Москва		
					Копировал		
					Формат 11		

Рис. 5.25. Спецификация сборных конструкций

ФОРМАТ	ЗОНА	Поз.	ОБОЗНАЧЕНИЕ	НАИМЕНОВАНИЕ	КОЛ.	ПРИМЕЧАНИЕ
				<u>Км1</u>		
				<u>СБОРОЧНЫЕ ЕДИНИЦЫ И ДЕТАЛИ</u>		
12	1		380-1-КЖИ-КП21	КАРКАС ПРОСТРАНСТВ. КП21	1	
11	2		380-1-КЖИ-КР29	КАРКАС ПЛОСКИЙ КР29	2	
11	3		380-1-КЖИ-С10	СЕТКА АРМАТУРНАЯ С10	3	
	4-8		КЖ-21	СТЕРЖНИ ОДИНОЧНЫЕ		
11	9		380-1-КЖИ-МН15	ИЗДЕЛИЕ ЗАКЛАДНОЕ МН15	2	
12	10		295-2-КЖИ-МН10÷МН15	То же, МН11	4	
				<u>МАТЕРИАЛЫ</u>		
				БЕТОН МАРКИ 300	0,7	м³
				<u>Бм1</u>		
				<u>СБОРОЧНЫЕ ЕДИНИЦЫ И ДЕТАЛИ</u>		
12	11		380-1-КЖИ-КП30	КАРКАС ПРОСТРАНСТВ. КП30	1	
12	12		380-1-КЖИ-КП31	КАРКАС ПРОСТРАНСТВ. КП31	1	
11	13		380-1-КЖИ-КР32	КАРКАС ПЛОСКИЙ КР32	3	
11	14		380-1-КЖИ-С11	СЕТКА АРМАТУРНАЯ С11	2	
	15		КЖ-21	СТЕРЖНИ ОДИНОЧНЫЕ		
11	16		380-1-КЖИ-МН16	ИЗДЕЛИЕ ЗАКЛАДНОЕ МН16	6	
				<u>МАТЕРИАЛЫ</u>		
				БЕТОН МАРКИ 300	2,9	м³

Рис. 5.26. Спецификация монолитной конструкции

Пример заполнения выборки стали на один элемент приведен на рис. 5.27, а ведомости стержней на один элемент – на рис. 5.31.

МАРКА ЭЛЕМЕНТА	АРМАТУРНЫЕ ИЗДЕЛИЯ							ЗАКЛАДНЫЕ ИЗДЕЛИЯ							Всего	
	АРМАТУРНАЯ СТАЛЬ ГОСТ 5781-61							Профильная сталь				Арм. сталь ГОСТ 5781-61				Итого
	Класс А I			Класс А II			Класс А II					Класс А III				
	Ф мм		Итого	Ф мм		Итого		Ф мм								
	6 А I	8 А I		16 А II	25 А II			I 18	-δ=12	-δ=16	16 А II		20 А II	22 А II		
Фм1	—	31,2	31,2	5,2	407,6	412,8	444,0	12,1	—	—	—	7,7	—	19,8	463,8	
Фм2	—	33,5	33,5	5,2	420,0	425,2	458,7	—	—	1,2	3,7	—	—	4,9	463,6	
Фм3	20,1	—	20,1	160,2	—	160,2	180,3	—	—	—	—	—	—	—	180,3	
Фм3а	20,1	—	20,1	160,2	—	160,2	180,3	7,8	—	7,2	2,9	—	4,8	22,7	203,0	

Рис. 5.27. Выборка стали на один элемент, кг

На главном виде монолитной ребристой конструкции (РКМ) указывают марки ее элементов – плиты, балок или ребер (рис. 5.28).

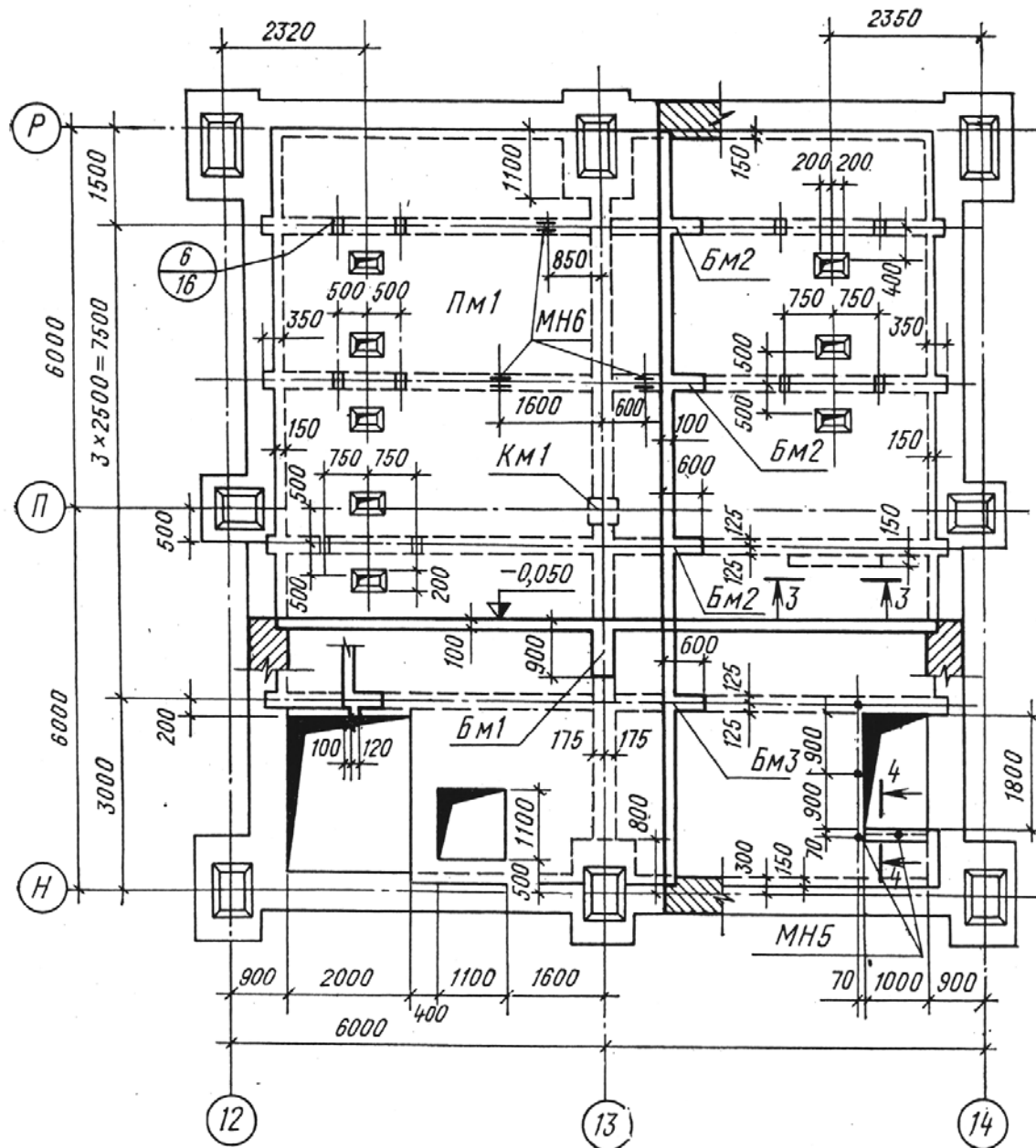


Рис. 5.28. Перекрытие на отм. 0,000 РКМ5

Закладные изделия, устанавливаемые на поверхности плиты, в том числе над балками (ребрами), показывают на главном виде конструкции, прочие закладные изделия – на изображениях балок (ребер).

Выборку стали на монолитную ребристую конструкцию составляют на конструкцию в целом, а графы «Арматурные изделия» (см. рис. 5.27) – поэлементно.

При чертеже элемента, армируемого по расчету, приводят расчетную схему.

Для арматурных, закладных и соединительных изделий элементов железобетонных конструкций выполняют, как правило, групповые чертежи.

На чертежах арматурных каркасов и сеток в зонах со стержнями, расположенными на равных расстояниях, показывают только крайние стержни (рис. 5.29 и 5.30).



Рис. 5.29. Арматурная сетка С7

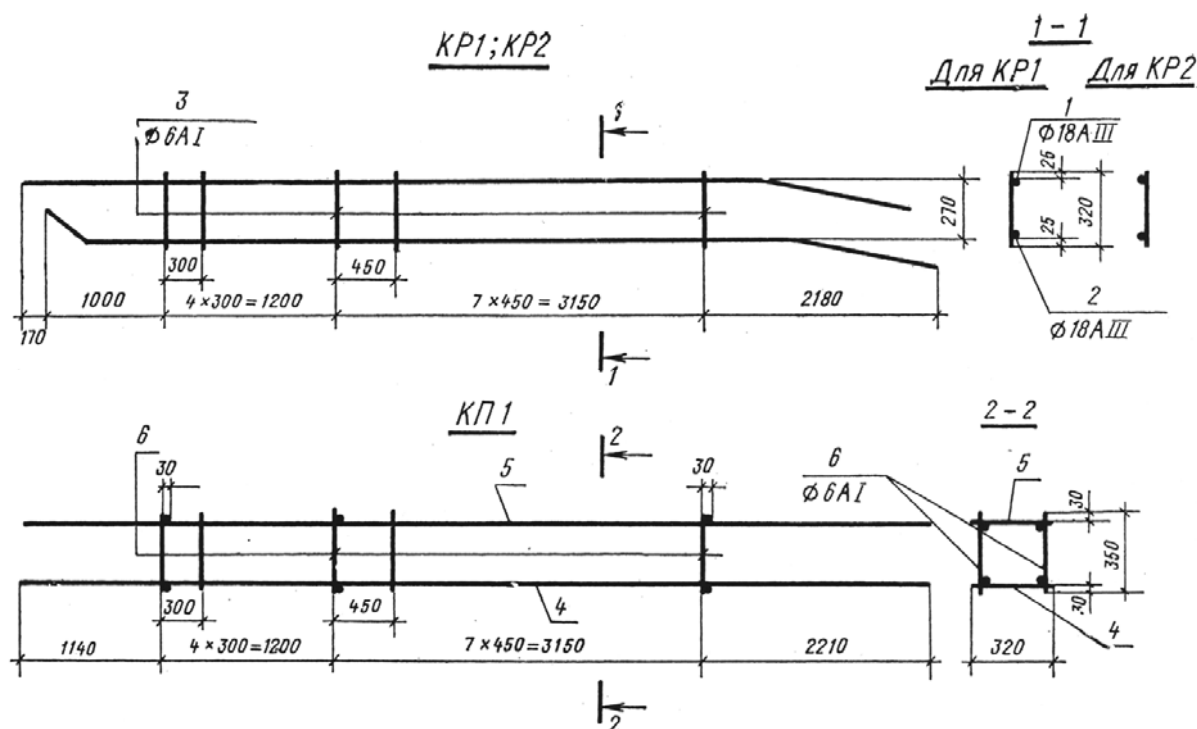


Рис. 5.30. Чертеж плоского и пространственного каркасов

Гнутые плоские каркасы и сетки на главном виде изображают в несогнутом состоянии с нанесением линий сгиба. Направление сгиба показывают на виде сбоку или в сечении (см. рис. 5.29).

Нумерацию позиций отдельных стержней и других деталей изделия (группы изделий) принимают сквозную.

В текстовых указаниях или в выносных надписях указывают:

способ соединения стержней;

типы сварных соединений, размеры сварных швов, типы электродов;

участки нанесения и вид антикоррозионной защиты закладных и соединительных изделий.

Данные для изготовления одиночных стержней приводят в ведомости стержней на один элемент по форме 1. Пример заполнения ведомости приведен на рис. 5.31.

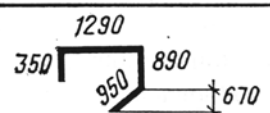
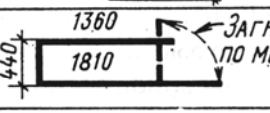
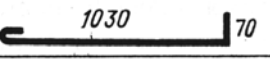
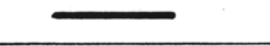
МАРКА ЭЛ-ТА	Поз.	Эскиз или сечение	φ мм	Длина мм	Кол.
КМ12	8		22 A III	3480	3
	9		8 A I	3610	84
	10		8 A I	1160	6
	11		8 A I	580	20

Рис. 5.31. Ведомость стержней на один элемент

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ

1. Для чего бетону арматура?
2. Для чего арматуре бетон?
3. Что такое усадка бетона?
4. Почему различают призмennую и кубиковую прочность бетона при сжатии?
5. В чем различие между марками и классами бетона по прочности на сжатие?
6. Для чего нужно сцепление арматуры с бетоном?
7. От чего зависит сцепление?
8. Что такое нормативное сопротивление бетона и арматуры?
9. Что такое расчетное сопротивление бетона и арматуры?
10. Почему ограничивают расстояния между арматурными стержнями в конструкциях?
11. Что такое предварительно напряженный железобетон?
12. Влияет ли преднапряжение на прочность конструкций?
13. Зависят ли потери напряжений от способа натяжения арматуры?
14. Можно ли к напрягаемой арматуре присоединять другую арматуру?
15. Почему прочность изгибаемых элементов рассчитывают по нормальным и наклонным сечениям?
16. В чем суть условия прочности?
17. Для чего ставят арматуру в сжатой зоне, если бетон и так имеет высокую прочность на сжатие?
18. Как подобрать арматуру в прямоугольном сечении?
19. Как происходит разрушение наклонных сечений?
20. Что такое большие и малые эксцентриситеты?
21. С какой целью выполняют расчет трещиностойкости?
22. С какой целью выполняют расчет прогибов?
23. Как соединяют сборные элементы?
24. Что такое нормативные нагрузки?
25. Что такое расчетные нагрузки?

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В данном учебном пособии рассмотрены вопросы проектирования железобетонных опор линий электропередач.

Теоретической основой расчетов строительных конструкций являются методы сопротивления материалов и строительной механики, изучение которых в вузах предшествует проработке курса строительных конструкций. Однако знание этих предметов еще недостаточно для расчета строительных объектов из реальных материалов.

В пособии показано, как на основе формул сопротивления материалов и строительной механики с учетом результатов экспериментальных исследований элементов конструкций, обработанных методами математической статистики, а также опыта проектирования и строительства реальных объектов создан единый метод расчета строительных конструкций по предельным состояниям.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции [Текст] / Минстрой России. – М.: ГП ЦПП, 2000. – 76 с.
2. СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия [Текст] / Госстрой России. – М.: ГУП ЦПП, 2003. – 44 с.
3. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения [Текст]. – М.: ГУП ЦПП, 2004.
4. Руководство по расчету и проектированию железобетонных напорных предварительно напряженных труб [Текст] / НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: Стройиздат, 1977. – 38 с.
5. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс [Текст]: учебник для вузов / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – 4-е изд., перераб. – М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
6. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям [Текст] / А.С. Залесов, Э.Н. Кодыш, Л.Л. Лемыш, Н.К. Никитин. – М.: Стройиздат, 1988. – 328 с.
7. Кумпяк, О.Г. Железобетонные конструкции. Часть 1. [Текст]: учеб. пособие / О.Г. Кумпяк. – М.: Издательство АСВ, 2003. – 280 с.
8. Кудзис, А.П. Железобетонные и каменные конструкции [Текст]: учеб. для строит. спец. вузов / А.П. Кудзис. – В 2-х частях. Ч. 2. Конструкции промышленных и гражданских зданий и сооружений. – М.: Высш. шк., 1989. – 264 с.
9. Багдоев, С.Г. Проектирование железобетонных напорных труб [Текст]: метод. указ. к дипломному проектированию / С.Г. Багдоев. – Пенза: Пензенский ИСИ, 1987. – 24 с.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Справочные материалы
по расчету железобетонных конструкций

Приложение 1

Соотношения между классами и марками бетона
при нормативном коэффициенте вариации, равном 0,135

Класс бетона по прочности (В)	Средняя прочность бетона данного класса R, МПа (кгс/см ²)	Ближайшая марка бетона по прочности (М)	Отклонение ближайшей марки бетона от средней прочности класса, % (R-M)/R·100
B3,5	4,6 (45,84)	M50	-9,1
B6	6,5 (65,48)	M75	-14,5
B7,5	9,8 (98,23)	M100	-1,8
B10	13,1 (130,97)	M150	-14,5
B12,5	16,4 (163,71)	M150	+8,4
B15	19,6 (196,45)	M200	-1,8
B20	26,2 (261,93)	M250	+4,5
B25	32,7 (327,42)	M350	-6,9
B30	39,3 (392,90)	M400	-1,8
B35	45,8 (458,39)	M450	+1,8
B40	52,4 (523,87)	M550	-5,1
B45	58,9 (589,35)	M600	-1,8
B50	65,5 (654,84)	M700	-6,9
B55	72,0 (720,32)	M700	+2,8
B60	78,6 (785,81)	M800	-1,8

Для предварительно напряженных элементов из тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов класс бетона, в котором расположена напряженная арматура, следует принимать в зависимости от вида и класса напрягаемой арматуры, ее диаметра и наличия анкерных устройств не ниже указанного в табл. 2.

Приложение 2

Вид и класс напрягаемой арматуры	Класс бетона, не ниже
1. Проволочная арматура классов:	
В-II (при наличии анкеров)	B20
Вр-II (без анкеров) диаметром, мм	
до 5 включ.	B20
6 и более	B30
К-7 и К-19	B30
2. Стержневая арматура (без анкеров)	
диаметром, мм:	
от 10 до 18 включ., классов:	
A-IV	B15
A-V	B20
A-VI	B30
20 и более, классов:	
A-IV	B20
A-V	B25
A-VI	B30

Передаточная прочность бетона R_{bp} назначается не менее 11 МПа, а при стержневой арматуре класса A-VI, арматурных канатах классов К-7 и К-19, а также проволочной арматуре без высаженных головок – не менее 15,5 МПа. Передаточная прочность, кроме того, должна составлять не менее 50 % принятого класса бетона.

Нормативные сопротивления бетона R_{bn} и R_{bnt} и расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ различных классов бетона по прочности на сжатие

Вид	Бетон	Нормативные сопротивления бетона R_{bn} , R_{bnt} и расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ при классе бетона по прочности на сжатие																		
		B1	B1,5	B2	B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призмная прочность) R_{bn} и $R_{b,ser}$	Тяжелый и мелкозернистый	—	—	—	—	2,7 27,5	3,6 35,7	5,5 56,1	7,5 76,5	9,5 96,9	11,0 112	15,0 153	18,5 189	22,0 224	25,5 260	29,0 296	32,0 326	36,0 367	39,5 403	43,0 438
	Легкий	—	—	—	—	1,9 19,4	3,5 35,7	5,5 56,1	7,5 76,5	9,5 96,9	11,0 112	15,0 153	18,5 189	22,0 224	25,5 260	29,0 296	—	—	—	—
	Ячеистый	0,95 9,69	1,4 14,3	1,9 19,4	2,4 24,5	3,3 33,7	4,6 46,9	6,9 70,4	9,0 91,8	10,5 107	11,5 117	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Растяжение осевое R_{bnt} и $R_{bt,ser}$	Тяжелый	—	—	—	—	0,39 4,00	0,55 5,61	0,70 7,14	0,85 8,67	1,00 10,2	1,15 11,7	1,40 14,3	1,60 16,3	1,80 18,4	1,95 19,9	2,10 21,4	2,20 22,4	2,30 23,5	2,40 24,5	2,50 25,5
	Мелкозернистый групп: А	—	—	—	—	0,39 4,00	0,55 5,61	0,70 7,14	0,85 8,67	1,00 10,2	1,15 11,7	1,40 14,3	1,60 16,3	1,80 18,4	1,95 19,9	2,10 21,4	—	—	—	—
	Б	—	—	—	—	0,26 2,65	0,40 4,08	0,60 6,12	0,70 7,14	0,85 8,67	0,95 9,69	1,15 11,7	1,35 13,8	1,50 15,3	—	—	—	—	—	—
	В	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1,15 11,7	1,40 14,3	1,60 16,3	1,80 18,4	1,95 19,9	2,10 21,4	2,20 22,4	2,30 23,5	2,40 24,5	2,50 25,5
	Легкий при мелком заполнителе: плотном	—	—	—	0,29 2,96	0,39 4,00	0,55 5,61	0,70 7,14	0,85 8,67	1,00 10,2	1,15 11,7	1,40 14,3	1,60 16,3	1,80 18,4	1,95 19,9	2,10 21,4	—	—	—	—
	пористом	—	—	—	0,29 2,96	0,39 4,00	0,55 5,61	0,70 7,14	0,85 8,67	1,00 10,2	1,10 11,2	1,20 12,2	1,35 13,8	1,50 15,3	1,65 16,8	1,80 18,4	—	—	—	—
	Ячеистый	0,14 1,43	0,21 2,24	0,26 2,65	0,31 3,16	0,41 4,18	0,55 5,61	0,63 6,42	0,89 9,08	1,00 10,2	1,05 10,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—

П р и м е ч а н и я : Над чертой указаны значения в МПа, под чертой — в кгс/см².

1. Значения сопротивлений приведены для ячеистого бетона средней влажностью 10 %.

2. Для керамзитоперлитобетона на вспученном перлитовом песке значения R_{bn} и $R_{bt,ser}$ принимают как для легкого бетона на пористом песке с умножением на коэффициент 0,85.

3. Для поризованного бетона значения R_{bn} и $R_{b,ser}$ принимают такими же, как для легкого бетона, а значения R_{bnt} и $R_{bt,ser}$ умножают на коэффициент 0,7.

4. Для напрягающегося бетона значения R_{bn} и $R_{b,ser}$ принимают такими же, как для тяжелого бетона, а значения R_{bnt} и $R_{bt,ser}$ умножают на коэффициент 1,2.

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} для классов бетона по прочности на сжатие

Вид сопротивления	Бетон	Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} при классе бетона по прочности на сжатие																		
		B1	B1,5	B2	B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призмная прочность) R_b	Тяжелый и мелкозернистый	—	—	—	—	2,1 21,4	2,8 28,6	4,5 45,9	6,0 61,2	7,5 76,5	8,5 86,7	11,5 117	14,5 148	17,0 173	19,5 199	22,0 224	25,0 255	27,5 280	30,0 306	33,0 336
	Легкий	—	—	—	1,5 15,3	2,1 21,4	2,8 28,6	4,5 45,9	6,0 61,2	7,5 76,5	8,5 86,7	11,5 117	14,5 148	17,0 173	19,5 199	22,0 224	—	—	—	—
	Ячеистый	0,63 6,42	0,95 9,69	1,3 13,3	1,6 16,3	2,2 22,4	3,1 31,6	4,6 46,9	6,0 61,2	7,0 71,4	7,7 78,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	Тяжелый	—	—	—	—	0,26 2,65	0,37 3,77	0,48 4,89	0,57 5,81	0,66 6,73	0,75 7,65	0,90 9,18	1,05 10,7	1,20 12,2	1,30 13,3	1,40 14,3	1,45 14,8	1,55 15,8	1,60 16,3	1,65 16,8
Растяжение осевое R_{bt}	Мелкозернистый	—	—	—	—	0,26 2,65	0,37 3,77	0,48 4,89	0,57 5,81	0,66 6,73	0,75 7,65	0,90 9,18	1,05 10,7	1,20 12,2	1,30 13,3	1,40 14,3	—	—	—	—
	А	—	—	—	—	0,17 1,73	0,27 2,75	0,40 4,08	0,45 4,59	0,51 5,81	0,64 6,53	0,77 7,85	0,90 9,18	1,00 10,2	—	—	—	—	—	—
	Б	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	В	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,75 7,65	0,90 9,18	1,05 10,7	1,20 12,2	1,30 13,3	1,40 14,3	1,45 14,8	1,55 15,8	1,60 16,3	1,65 16,8
	Легкий при мел- ком заполнителе: плотном	—	—	—	0,20 2,04	0,26 2,65	0,37 3,77	0,48 4,89	0,57 5,81	0,66 6,73	0,75 7,65	0,90 9,18	1,05 10,7	1,20 12,2	1,30 13,3	1,40 14,3	—	—	—	—
	пористом	—	—	—	0,20 2,04	0,26 2,65	0,37 3,77	0,48 4,89	0,57 5,81	0,66 6,73	0,74 7,55	0,80 8,16	0,90 9,18	1,00 10,2	1,10 11,2	1,20 12,2	—	—	—	—
	Ячеистый	0,06 0,613	0,09 0,918	0,12 1,22	0,14 1,43	0,18 1,84	0,24 2,45	0,28 2,86	0,39 4,00	0,44 4,49	0,46 4,69	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечания: Над чертой указаны значения в МПа, под чертой — в кгс/см².

1. Значения расчетных сопротивлений приведены для ячеистого бетона средней влажностью 10 %.
2. Для керамзитоперлитобетона на вспученном перлитовом песке значения R_{bt} принимают как для легких бетонов на пористом песке с умножением на коэффициент 0,85.
3. Для поризованного бетона значения R_b принимают такими же, как для легкого бетона, а значения R_{bt} умножают на коэффициент 0,7.
4. Для напрягающегося бетона значения R_b принимают таким же, как для тяжелого бетона, а значения R_{bt} умножают на коэффициент 1,2.

Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении для классов бетона по прочности на сжатие

Бетон	Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении $E_n \cdot 10^{-3}$ при классе бетона по прочности на сжатие																		
	B1	B1,5	B2	B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Тяжелый: естественного твердения подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	—	—	—	—	<u>9,5</u> <u>96,9</u>	<u>13,0</u> <u>133</u>	<u>16,0</u> <u>163</u>	<u>18,0</u> <u>184</u>	<u>21,0</u> <u>214</u>	<u>23,0</u> <u>235</u>	<u>27,0</u> <u>275</u>	<u>30,0</u> <u>306</u>	<u>32,5</u> <u>331</u>	<u>34,5</u> <u>352</u>	<u>36,0</u> <u>367</u>	<u>37,5</u> <u>382</u>	<u>39,0</u> <u>398</u>	<u>39,5</u> <u>403</u>	<u>40,0</u> <u>408</u>
	—	—	—	—	<u>8,5</u> <u>86,7</u>	<u>11,5</u> <u>117</u>	<u>14,5</u> <u>148</u>	<u>16,0</u> <u>163</u>	<u>19,0</u> <u>194</u>	<u>20,5</u> <u>209</u>	<u>24,0</u> <u>245</u>	<u>27,0</u> <u>275</u>	<u>29,0</u> <u>296</u>	<u>31,0</u> <u>316</u>	<u>32,5</u> <u>332</u>	<u>34,0</u> <u>347</u>	<u>35,0</u> <u>357</u>	<u>35,5</u> <u>362</u>	<u>36,0</u> <u>367</u>
	—	—	—	—	<u>7,0</u> <u>71,4</u>	<u>9,88</u> <u>99,5</u>	<u>12,0</u> <u>122</u>	<u>13,5</u> <u>138</u>	<u>16,0</u> <u>163</u>	<u>17,0</u> <u>173</u>	<u>20,0</u> <u>204</u>	<u>22,5</u> <u>230</u>	<u>24,5</u> <u>250</u>	<u>26,0</u> <u>265</u>	<u>27,0</u> <u>275</u>	<u>28,0</u> <u>286</u>	<u>29,0</u> <u>296</u>	<u>29,5</u> <u>301</u>	<u>30,0</u> <u>306</u>
	—	—	—	—	<u>7,0</u> <u>71,4</u>	<u>10,0</u> <u>102</u>	<u>13,5</u> <u>138</u>	<u>15,5</u> <u>158</u>	<u>17,5</u> <u>178</u>	<u>19,5</u> <u>199</u>	<u>22,0</u> <u>224</u>	<u>24,0</u> <u>245</u>	<u>26,0</u> <u>265</u>	<u>27,5</u> <u>280</u>	<u>28,5</u> <u>291</u>	—	—	—	—
Мелкозернистый групп: А — естественного твердения подвергнутый тепловой обработке, при атмосферном давлении Б — естественного твердения	—	—	—	—	<u>6,5</u> <u>66,3</u>	<u>9,0</u> <u>91,8</u>	<u>12,5</u> <u>127</u>	<u>14,0</u> <u>143</u>	<u>15,5</u> <u>158</u>	<u>17,0</u> <u>173</u>	<u>20,0</u> <u>204</u>	<u>21,5</u> <u>219</u>	<u>23,0</u> <u>235</u>	<u>24,0</u> <u>245</u>	<u>24,5</u> <u>250</u>	—	—	—	—
	—	—	—	—	<u>6,5</u> <u>66,3</u>	<u>9,0</u> <u>91,8</u>	<u>12,5</u> <u>127</u>	<u>14,0</u> <u>143</u>	<u>15,5</u> <u>158</u>	<u>17,0</u> <u>173</u>	<u>20,0</u> <u>204</u>	<u>21,5</u> <u>219</u>	<u>23,0</u> <u>235</u>	<u>24,0</u> <u>245</u>	—	—	—	—	—
	—	—	—	—	<u>5,5</u> <u>56,1</u>	<u>8,0</u> <u>81,6</u>	<u>11,5</u> <u>117</u>	<u>13,0</u> <u>133</u>	<u>14,5</u> <u>148</u>	<u>15,5</u> <u>158</u>	<u>17,5</u> <u>178</u>	<u>19,0</u> <u>194</u>	<u>20,5</u> <u>209</u>	<u>22,0</u> <u>224</u>	<u>23,0</u> <u>235</u>	<u>23,5</u> <u>240</u>	<u>24,0</u> <u>245</u>	<u>24,5</u> <u>250</u>	<u>25,0</u> <u>255</u>
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	<u>16,5</u> <u>168</u>	<u>18,0</u> <u>184</u>	<u>19,5</u> <u>199</u>	<u>21,0</u> <u>214</u>	<u>22,0</u> <u>224</u>	<u>23,0</u> <u>235</u>	<u>23,5</u> <u>240</u>	<u>24,0</u> <u>245</u>	<u>24,5</u> <u>250</u>	<u>25,0</u> <u>255</u>
Легкий и поризованный марки по средней плотности D:	—	—	—	<u>4,0</u> <u>40,8</u>	<u>4,5</u> <u>45,9</u>	<u>5,0</u> <u>51,0</u>	<u>5,5</u> <u>56,1</u>	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	—	—	—	<u>5,0</u> <u>51,0</u>	<u>5,5</u> <u>56,1</u>	<u>6,3</u> <u>64,2</u>	<u>7,2</u> <u>73,4</u>	<u>8,0</u> <u>81,6</u>	<u>8,4</u> <u>85,7</u>	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	—	—	—	<u>6,0</u> <u>61,2</u>	<u>6,7</u> <u>68,3</u>	<u>7,6</u> <u>77,5</u>	<u>8,7</u> <u>88,7</u>	<u>9,5</u> <u>96,9</u>	<u>10,0</u> <u>102</u>	<u>10,5</u> <u>107</u>	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	—	—	—	<u>7,0</u> <u>71,4</u>	<u>7,8</u> <u>79,5</u>	<u>8,8</u> <u>89,7</u>	<u>10,0</u> <u>102</u>	<u>11,0</u> <u>112</u>	<u>11,7</u> <u>119</u>	<u>12,5</u> <u>127</u>	<u>13,5</u> <u>138</u>	<u>14,5</u> <u>148</u>	<u>15,5</u> <u>158</u>	<u>16,5</u> <u>168</u>	<u>17,5</u> <u>178</u>	<u>18,0</u> <u>184</u>	—	—	—
	—	—	—	—	<u>9,0</u> <u>91,8</u>	<u>10,0</u> <u>102</u>	<u>11,5</u> <u>117</u>	<u>12,5</u> <u>127</u>	<u>13,2</u> <u>135</u>	<u>14,0</u> <u>143</u>	<u>15,5</u> <u>158</u>	<u>16,5</u> <u>168</u>	<u>17,5</u> <u>178</u>	<u>18,0</u> <u>184</u>	—	—	—	—	—

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1800	—	—	—	—	—	<u>11,2</u> 114	<u>13,0</u> 133	<u>14,0</u> 143	<u>14,7</u> 150	<u>15,5</u> 158	<u>17,0</u> 173	<u>18,5</u> 189	<u>19,5</u> 199	<u>20,5</u> 209	<u>21,0</u> 214	—	—	—	—
2000	—	—	—	—	—	—	<u>14,5</u> 148	<u>16,0</u> 163	<u>17,0</u> 173	<u>18,0</u> 184	<u>19,5</u> 199	<u>21,0</u> 214	<u>22,0</u> 224	<u>23,0</u> 235	<u>23,5</u> 240	—	—	—	—
Ячеистый автоклавного твердения марки по средней плотности D:	<u>1,1</u> 11,2	<u>1,4</u> 14,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
500	<u>1,4</u> 14,3	<u>1,7</u> 17,3	<u>1,8</u> 18,4	<u>2,1</u> 21,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
600	—	<u>1,9</u> 19,4	<u>2,2</u> 22,4	<u>2,5</u> 25,5	<u>2,9</u> 29,6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
700	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
800	—	—	—	<u>2,9</u> 29,6	<u>3,4</u> 34,7	<u>4,0</u> 40,8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
900	—	—	—	—	<u>3,8</u> 38,8	<u>4,5</u> 45,9	<u>5,5</u> 56,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1000	—	—	—	—	—	<u>5,0</u> 51,0	<u>6,0</u> 61,2	<u>7,0</u> 71,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1100	—	—	—	—	—	—	<u>6,8</u> 69,3	<u>7,9</u> 80,6	<u>8,3</u> 84,6	<u>8,6</u> 87,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1200	—	—	—	—	—	—	—	<u>8,4</u> 85,7	<u>8,8</u> 89,7	<u>9,3</u> 94,8	—	—	—	—	—	—	—	—	—

П р и м е ч а н и я : 1. Над чертой указаны значения в МПа, под чертой — в кгс/см².

2. Группы мелкозернистого бетона приведены в п. 2.3.

3. Для легкого, ячеистого и поризованного бетонов при промежуточных значениях плотностей бетона начальные модули упругости принимают по линейной интерполяции.

4. Для ячеистого бетона неавтоклавного твердения значения E_b принимают как для бетона автоклавного твердения с умножением на коэффициент 0,8.

5. Для напрягающегося бетона значения E_b принимают как для тяжелого бетона с умножением на коэффициент $\alpha = 0,56 + 0,006B$.

Приложение 6

Нормативные сопротивления растяжению R_{sn} и расчетные сопротивления растяжению стержневой арматуры для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$

Стержневая арматура классов	Нормативные сопротивления растяжению R_{sn} и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$, МПа (кгс/см ²)
A-I	235 (2400)
A-II	295 (3000)
A-III	390 (4000)
A-IV	590 (6000)
A-V	788 (8000)
A-VI	980 (10 000)
At-VII	1175 (12 000)
A-IIIb	540 (5500)

Приложение 7

Нормативные сопротивления растяжению арматуры R_{sn} и расчетные сопротивления растяжению проволочной арматуры для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$

Проволочная арматура классов	Класс прочности	Диаметр арматуры, мм	Нормативные сопротивления растяжению R_{sn} и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$, МПа (кгс/см ²)
Bp-I	-	3-5	490 (5000)
B-II	1500	3	1490 (15 200)
	1400	4-5	1400 (14 250)
	1300	6	1255 (12 800)
	1200	7	1175 (12 000)
	1100	8	1100 (11 200)
Bp-II	1500	3	1460 (14 900)
	1400	4-5	1400 (14 250)
	1000	6	1175 (12 000)
	1100	7	1100 (11 200)
	1000	8	1020 (10 400)
K-7	1500	6-12	1450 (14 800)
	1400	15	1295 (13 200)
K-19	1500	14	1500 (15 300)

Приложение 8

Расчетные сопротивления растяжению стержневой арматуры

для предельных состояний первой и второй группы

Стержневая арматура классов	Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний первой группы, МПа (кгс/см ²)		
	растяжению		сжатию R_{sc}
	продольной R_s	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) R_{sw}	
A-I	225 (2300)	175 (1800)	225 (2300)
A-II	280 (2850)	225 (2300)	280 (2850)
A-III диаметром, мм:			
6–8	355 (3600)	285* (2900)	355 (3600)
10–40	365 (3750)	290* (3000)	365 (3750)
A-IV	510 (5200)	405 (4150)	450 (4600)**
A-V	680 (6950)	545 (5550)	500 (5100)**
A-VI	815 (8300)	650 (6650)	500 (5100)**
АТ-VII	980 (10 000)	785 (8000)	500 (5100)**
A-IIIв с контролем: удлинения и напряжения	490 (5000)	390 (4000)	200 (2000)
только удлинения	450 (4600)	360 (3700)	200 (2000)

* В сварных каркасах для хомутов из арматуры класса А-III, диаметр которых меньше 1/3 диаметра продольных стержней, значения R_{sw} принимаются равными 255 МПа (2600 кгс/см²).

** Указанные значения R_{sc} принимаются для конструкций из тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов при учете в расчете нагрузок.

Приложение 9

Выборка из сортамента сварных сеток по ГОСТ 8478-81 (размеры в мм)

Марка сетки	d и класс проволоки или стержня		Расстояние по осям между стержнями	Площадь сечения арматуры на 1 м, см ²		Ширина	Свободные концы поперечн.	
	продольн., d_1	поперечн., d_2		продольн., s_2	поперечн., $s_1(xs_2)-s$		сетки, B	стержней, k
1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\frac{5epI-100}{5epI-100} \frac{c_1}{20} 1040 \times L$	5Bp-I	5Bp-I	100	100	1,96	1,96	1040	20
$\frac{5epI-100}{5epI-100} \frac{c_1}{20} 1280 \times L$	5Bp-I	5Bp-I	100	100	1,96	1,96	1280	40
$\frac{5epI-100}{5epI-50} \frac{c_1}{40} 1280 \times L$	5Bp-I	5Bp-I	100	50	1,96	3,92	1280	40
$\frac{4epI-200}{4epI-300} \frac{c_1}{45} 1290 \times L$	4Bp-I	4Bp-I	200	300	0,628	0,38	1290	45
$\frac{4epI-200}{6AIII-300} \frac{c_1}{45} 1290 \times L$	4Bp-I	6AIII	200	200	0,628	1,41	1290	45
$\frac{4epI-200}{8AIII-200} \frac{c_1}{45} 1290 \times L$	4Bp-I	8AIII	200	200	0,628	2,51	1290	45
$\frac{4BpI-200}{4BpI-200} \frac{c_1}{20} 1440 \times L$	4Bp-I	4Bp-I	200	200	0,628	0,628	1440	20

Продолжение прил. 9

1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\frac{4BpI-200}{5BpI-200} \frac{c_1}{1440 \times L} \frac{1}{20}$	4Bp-I	5Bp-I	200	200	0,628	0,928	1440	20
$\frac{4BpI-200}{4BpI-100} \frac{c_1}{1500 \times L} \frac{1}{50}$	4Bp-I	4Bp-I	200	100	0,628	1,26	1500	50
$\frac{5BpI-100}{5BpI-100} \frac{c_1}{1540 \times L} \frac{1}{20}$	5Bp-I	5Bp-I	100	100	1,96	1,96	1540	20
$\frac{4BpI-200}{4BpI-100} \frac{c_1}{1660 \times L} \frac{1}{30}$	4Bp-I	4Bp-I	200	100	0,628	1,26	1660	30
$\frac{4BpI-200}{4BpI-200} \frac{c_1}{1660 \times L} \frac{1}{30}$	4Bp-I	4Bp-I	200	200	0,628	0,628	1660	30
$\frac{5BpI-100}{5BpI-100} \frac{c_1}{2350 \times L} \frac{1}{25}$	5Bp-I	5Bp-I	100	100	1,96	1,96	2350	25
$\frac{5BpI-200}{5BpI-150} \frac{c_1}{2660 \times L} \frac{1}{30}$	5Bp-I	5Bp-I	200	150	0,982	1,37	2660	30
$\frac{4BpI-200}{6AIII-150} \frac{c_1}{2660 \times L} \frac{1}{30}$	4Bp-I	6AIII	200	150	0,628	1,98	2660	30
$\frac{4BpI-100}{3BpI-200} \frac{c_1}{2940 \times L} \frac{1}{20}$	4Bp-I	3Bp-I	100	200	1,26	0,353	2940	20

1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\frac{4BpI-200}{4BpI-200} \frac{c_1}{20} \frac{c_1}{20}$	4Bp-I	4Bp-I	100	200	1,26	0,628	2940	20
$\frac{5BpI-200}{5BpI-150} \frac{c_1}{15} \frac{c_1}{15}$	5Bp-I	5Bp-I	200	150	0,982	1,37	3030	15
$\frac{5BpI-200}{6AIII-150} \frac{c_1}{15} \frac{c_1}{15}$	5Bp-I	6AIII	200	150	0,982	1,98	3030	15
$\frac{4BpI-200}{8AIII-150} \frac{c_1}{15} \frac{c_1}{15}$	4Bp-I	8AIII	200	150	0,628	3,52	3030	15
$\frac{5BpI-200}{5BpI-150} \frac{c_1}{30} \frac{c_1}{30}$	5Bp-I	5Bp-I	200	150	0,982	1,37	3260	30
$\frac{4BpI-200}{8AIII-150} \frac{c_1}{30} \frac{c_1}{30}$	4Bp-I	8AIII	200	150	0,628	3,52	3260	30
$\frac{5BpI-200}{6AIII-150} \frac{c_1}{30} \frac{c_1}{30}$	5Bp-I	6AIII	200	150	0,982	1,98	3260	30
$\frac{5BpI-200}{8AIII-150} \frac{c_1}{15} \frac{c_1}{15}$	5Bp-I	8AIII	200	150	0,982	3,52	3630	15

d_1 класс продольной арматуры - $s_1 \frac{c_1 - c_2}{B \times L} \frac{c_1 - c_2}{k}$, где d_1 – диаметр продольных стержней; d_2 – то же, поперечных;
 d_2 класс поперечной арматуры - s_2

s_1 – шаг продольных стержней; s_2 – то же, поперечных; B – ширина сетки; L – длина сетки; c_1 , c_2 – длина свободных концов стержней; k – длина свободных концов поперечных стержней; если $c_1 = c_2$, то в обозначении оставляют только c_1 и k ; S – дополнительный шаг крайних стержней.

Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Значения потерь предварительного напряжения, МПа, при натяжении арматуры	
	на упоры	на бетон
1	2	3
А. Первые потери		
1. Релаксация напряжений арматуры: при механическом способе натяжения арматуры: а) проволочной б) стержневой при электротермическом и электротермомеханиче- ском способах натяжения арматуры: а) проволочной б) стержневой	$\left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1\right) \sigma_{sp}$ $0,1\sigma_{sp} - 20$ $0,05\sigma_{sp}$ $0,03\sigma_{sp}$ Здесь σ_{sp} принимается без учета потерь, МПа. Если вычисленные значения по- терь окажутся отрицатель- ными, их следует прини- мать равными нулю	— — — —
2. Температурный перепад (разность температур на- тянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, вос- принимающего усилие натяжения при прогреве бетона)	Для бетона классов В15–В40 $1,25\Delta t$ Для бетона класса В45 и выше $1,0\Delta t$, где Δt – раз- ность между температурой нагреваемой арматуры и неподвижных упоров (вне зоны нагрева), восприни- мающих усилие натяже- ния, °С. При отсутствии точных данных прини- мается $\Delta t = 65$ °С. При подтягивании на- прягаемой арматуры в про- цессе термообработки на величину, компенсирую- щую потери от темпера- турного перепада, послед- ние принимаются равными нулю	— —

Продолжение прил. 10

1	2	3
3. Деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств	$\frac{\Delta l}{l} E_s,$ где Δl – обжатие опрессованных шайб, смятие высаженных головок и т.п., принимаемое равным 2 мм; смещение стержней в инвентарных зажимах, определяемое по формуле $\Delta l = 1,25 + 0,15d;$ здесь d – диаметр стержня, мм; l – длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров формы или стенда), мм. При электротермическом способе натяжения потери от деформаций анкеров в расчете не учитываются, так как они учтены при определении значения полного удлинения арматуры	$\frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l} E_s,$ где Δl_1 – обжатие шайб или прокладок, расположенных между анкерами и бетоном элемента, принимаемое равным 1 мм; Δl_2 – деформация анкеров стаканного типа, колодок с пробками, анкерных гаек и захватов, принимаемая равной 1 мм; l – длина натягиваемого стержня (элемента), мм
4. Трение арматуры: а) о стенки каналов или о поверхность бетона конструкций	–	$\sigma_{sp} \left(1 - \frac{1}{e^{\omega\chi + \delta\theta}} \right),$ где e – основание натуральных логарифмов; ω, δ – коэффициенты; χ – длина участка от натяжного устройства до расчетного сечения, м; θ – суммарный угол поворота оси арматуры, рад; σ_{sp} – принимается без учета потерь

1	2	3
б) обогигающие приспособления	$\sigma_{sp} \left(1 - \frac{1}{e^{\delta \theta}} \right),$ где e – основание натуральных логарифмов; δ – коэффициент, принимаемый равным 0,25; θ – суммарный угол поворота оси арматуры, рад; σ_{sp} – принимается без учета потерь	–
5. Деформация стальной формы при изготовлении предварительно напряженных железобетонных конструкций	$\eta \frac{\Delta l}{l} E_s,$ где η – коэффициент, определяемый по формулам: при натяжении арматуры домкратом $\eta \frac{n-1}{2n};$ при натяжении арматуры намоточной машиной электротермомеханическим способом (50 % усилия создается грузом) $\eta \frac{n-1}{4n},$ n – число групп стержней, натягиваемых одновременно; Δl – сближение упоров по линии действия усилия P, определяемое из расчета деформации формы; l – расстояние между наружными гранями упоров. При отсутствии данных о технологии изготовления и конструкции формы потери от ее деформации принимаются равными 30 МПа. При электротермическом способе натяжения потери от деформации формы в расчете не учитываются, так как они учтены при определении полного удлинения арматуры	–

1	2	3
6. Быстронатекающая ползучесть для бетона: а) естественного твердения	$40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \text{ при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq \alpha;$ $40\alpha + 85\beta \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - \alpha \right)$ при $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > \alpha,$ где α и β – коэффициенты, принимаемые: $\alpha = 0,25 + 0,025R_{bp},$ но не более 0,8; $\beta = 5,25 - 0,185R_{bp},$ но не более 2,5 и не менее 1,1; σ_{bp} – определяются на уровне центров тяжести продольной арматуры S и S' с учетом потерь по поз. 1–5 настоящей таблицы. Для легкого бетона при передаточной прочности 11 МПа и ниже вместо множителя 40 принимается множитель 60	—
б) подвергнутого тепловой обработке	Потери вычисляются по формулам поз. 6а настоящей таблицы с умножением полученного результата на коэффициент, равный 0,85	—
Б. Вторые потери		
7. Релаксация напряжений арматуры: а) проволочной б) стержневой	— —	$\left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1 \right) \sigma_{sp}$ $0,1\sigma_{sp} - 20$ (см. пояснения к поз. 1 настоящей таблицы)

Продолжение прил. 10

1	2	3	
8. Усадка бетона (см. п. 1.26):	Бетон естественного твердения	Бетон, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	Независимо от условий твердения бетона
тяжелого классов:			
а) В35 и ниже	40	35	30
б) В40	50	40	35
в) В45 и выше	60	50	40
мелкозернистого групп:			
г) А	Потери определяются по поз. 8а, б настоящей таблицы с умножением на коэффициент, равный 1,3	40	
д) Б	Потери определяются по поз. 8а настоящей таблицы с умножением на коэффициент, равный 1,5	50	
е) В	Потери определяются по поз. 8а – в настоящей таблицы как для тяжелого бетона естественного твердения	40	
легкого при мелком заполнителе:			
ж) плотном	50	45	40
з) пористом	70	60	50
9. Ползучесть бетона (см. п. 1.26):	$150\alpha\sigma_{bp} / R_{bp}$ при $\sigma_{bp} / R_{bp} \leq 0,75$;		
а) тяжелого и легкого при плотном мелком заполнителе	$300\alpha(\sigma_{bp} / R_{bp} - 0,375) \cdot p$ $\sigma_{bp} / R_{bp} > 0,75$, где σ_{sp} – то же, что в поз. 6, но с учетом потерь по поз. 1–6 настоящей таблицы; α – коэффициент, принимаемый равным для бетона: естественного твердения – 1,00; подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении – 0,85		
б) мелкозернистого групп: А	Потери вычисляются по формулам поз. 9а настоящей таблицы с умножением полученного результата на коэффициент, равный 1,3		

1	2	3
Б	Потери вычисляются по формулам поз. 9а настоящей таблицы с умножением полученного результата на коэффициент, равный 1,5	
В	Потери вычисляются по формулам поз. 9а настоящей таблицы при $\alpha = 0,85$	
в) легкого при пористом мелком заполнителе	Потери вычисляются по формулам поз. 9а настоящей таблицы с умножением полученного результата на коэффициент, равный 1,2	
Смятие бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры (при диаметре конструкции до 3 м)	—	$70 - 0,22d_{ext}$, где d_{ext} – наружный диаметр конструкции, см
11. Деформация обжатия стыков между блоками (для конструкций, состоящих из блоков)	—	$\frac{n\Delta l}{l}E_s$, где n – число швов конструкции и оснастки по длине натягиваемой арматуры; Δl – обжатие стыка, принимаемое равным для стыков, заполненных бетоном, – 0,3 мм; при стыковании насухо – 0,5 мм; l – длина натягиваемой арматуры, мм

Примечания: 1. Потери предварительного напряжения в натягаемой арматуре S' определяются так же, как в арматуре S .

2. Для самонапряженных конструкций потери от усадки и ползучести бетона определяются по опытным данным.

Приложение 11

Вспомогательная таблица для расчета изгибаемых элементов

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0,01	0,995	0,010	0,21	0,895	0,188	0,41	0,795	0,326	0,61	0,695	0,424
0,02	0,990	0,020	0,22	0,890	0,196	0,42	0,790	0,332	0,62	0,690	0,428
0,03	0,985	0,030	0,23	0,885	0,204	0,43	0,785	0,338	0,63	0,685	0,432
0,04	0,980	0,039	0,24	0,880	0,211	0,44	0,780	0,343	0,64	0,680	0,435
0,05	0,975	0,049	0,25	0,875	0,219	0,45	0,775	0,349	0,65	0,675	0,439
0,06	0,970	0,058	0,26	0,870	0,226	0,46	0,770	0,354	0,66	0,670	0,442
0,07	0,965	0,068	0,27	0,865	0,234	0,47	0,765	0,360	0,67	0,665	0,446
0,08	0,960	0,077	0,28	0,860	0,241	0,48	0,760	0,365	0,68	0,660	0,499
0,09	0,955	0,086	0,29	0,855	0,243	0,49	0,755	0,370	0,69	0,655	0,452
0,10	0,950	0,095	0,30	0,850	0,255	0,50	0,750	0,375	0,70	0,650	0,455
0,11	0,945	0,104	0,31	0,845	0,262	0,51	0,745	0,380	0,72	0,640	0,461
0,12	0,940	0,113	0,32	0,840	0,269	0,52	0,740	0,385	0,74	0,630	0,466
0,13	0,935	0,122	0,33	0,835	0,276	0,53	0,735	0,390	0,76	0,620	0,471
0,14	0,930	0,130	0,34	0,830	0,282	0,54	0,730	0,394	0,78	0,610	0,476
0,15	0,925	0,139	0,35	0,825	0,289	0,55	0,725	0,399	0,80	0,600	0,480
0,16	0,920	0,147	0,36	0,820	0,295	0,56	0,720	0,4036	0,85	0,575	0,489
0,17	0,915	0,156	0,37	0,815	0,302	0,57	0,715	0,407	0,90	0,550	0,495
0,18	0,910	0,164	0,38	0,810	0,308	0,58	0,710	0,412	0,95	0,525	0,499
0,19	0,905	0,172	0,39	0,805	0,314	0,59	0,705	0,416	1,00	0,500	0,500
0,20	0,900	0,180	0,40	0,800	0,320	0,60	0,700	0,420	-	-	-

Приложение 12

Значения коэффициентов ξ_R и α_R для элементов из тяжелого бетона
без предварительного напряжения

Коэффициент условий работы бетона γ_{b2}	Класс растяну- той арматуры	Обозначение	Классы бетона							
			B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50
0,9	A-I	ξ_R	0,700	0,675	0,651	0,631	0,612	0,593	0,570	0,551
		α_R	0,455	0,447	0,439	0,432	0,425	0,417	0,407	0,339
	A-II	ξ_R	0,681	0,656	0,632	0,612	0,592	0,573	0,550	0,531
		α_R	0,449	0,441	0,432	0,425	0,417	0,409	0,399	0,390
	A-III ($\varnothing 10-40$), Bp-I ($\varnothing 4; 5$)	ξ_R	0,654	0,628	0,604	0,583	0,564	0,544	0,521	0,503
		α_R	0,440	0,431	0,422	0,413	0,405	0,396	0,385	0,376
1,0	A-I	ξ_R	0,673	0,645	0,618	0,596	0,575	0,553	0,528	0,508
		α_R	0,446	0,437	0,427	0,419	0,410	0,400	0,389	0,379
	A-II	ξ_R	0,650	0,623	0,595	0,573	0,552	0,530	0,505	0,485
		α_R	0,439	0,429	0,418	0,409	0,399	0,390	0,378	0,367
	A-III ($\varnothing 10-40$), Bp-I ($\varnothing 4; 5$)	ξ_R	0,619	0,590	0,563	0,541	0,519	0,498	0,473	0,453
		α_R	0,427	0,416	0,405	0,395	0,384	0,374	0,361	0,351

Приложение 14

Сортамент арматурных канатов класса К-7

Номинальный диаметр, мм	Расчетная площадь поперечного сечения арматурных канатов, мм ² , при их числе									Теоретическая масса 1 м, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
6	22,7	45,4	68,1	90,8	113,5	136,2	158,9	181,6	204,3	
9	51	102	153	204	255	306	357	408	459	
12	90,6	181,2	271,8	362,4	453	543,6	634,2	724,8	815,4	
15	141,6	283,2	424,8	566,4	708	849,6	991,2	1132,8	1274,4	

Приложение 15

Соотношения между диаметрами свариваемых стержней
и минимальные расстояния между стержнями в сварных сетках
и каркасах, изготовляемых с помощью контактной точечной сварки

Диаметр стержня одного направления, мм	3	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления, мм	3	3	3	3	3	4	4	5	5	6	8	8	8	10	10
Наименьшее допустимое расстояние между осями стержней одного направления, мм	50	50	75	75	75	75	75	100	100	100	150	150	150	200	200
То же, продольных стержней при двухрядном их расположении в каркасе, мм	-	30	30	30	40	40	40	40	50	50	50	60	70	80	80

Приложение 16

Коэффициенты φ_b и φ_{sb} для расчета сжатых элементов из тяжелого бетона на действие продольной силы со случайным эксцентриситетом

Коэффициент	N_l/N	При l_0/h							
		6	8	10	12	14	16	18	20
φ_b	0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,84
	0,5	0,92	0,91	0,90	0,89	0,86	0,82	0,78	0,72
	1,0	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,76	0,69	0,61
		А. При $a = a' < 0,15h$ и отсутствии промежуточных стержней или при площади сечения этих стержней менее $A_{s,tot}/3$							
φ_{sb}	0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,84
	0,5	0,92	0,92	0,91	0,89	0,88	0,86	0,83	0,79
	1,0	0,92	0,91	0,90	0,89	0,87	0,84	0,79	0,74
		Б. При $0,25h > a = a' \geq 0,15h$ или при площади сечения промежуточных стержней равной или более $A_{s,tot}/3$, независимо от величины a							
	0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,85	0,82	0,79
	0,5	0,92	0,91	0,90	0,88	0,85	0,81	0,76	0,71
	1,0	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,77	0,70	0,63

ОГЛАВЛЕНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ	3
ВВЕДЕНИЕ.....	4
Основные буквенные обозначения.....	5
1. ОСНОВЫ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОНА.....	9
1.1. Сущность железобетона	9
1.2. Предварительно напряженные железобетонные конструкции	12
1.3. Технологические особенности изготовления железобетонных конструкций	17
1.3.1. Сборные конструкции.....	17
1.3.2. Монолитные конструкции	18
1.3.3. Сборно-монолитные конструкции	19
2. РАСЧЕТ ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	20
2.1. Сопротивление железобетонного элемента раскрытию нормальных трещин.....	23
3. РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ОПОР ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧ.....	25
3.1. Общие указания по проектированию	25
3.2. Расчет нормативных нагрузок.....	30
3.3. Выбор расчетных сочетаний нагрузок.....	32
3.4. Расчет опор.....	33
3.5. Пример расчета	36
4. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К РАБОЧИМ ЧЕРТЕЖАМ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ	44
4.1. Общие требования к выполнению архитектурно-строительных чертежей	44
4.2. Форматы.....	45
4.3. Основные надписи.....	48
4.4. Масштабы	54
4.5. Линии	54
4.6. Чертежные шрифты и надписи на чертежах	58
5. ВЫПОЛНЕНИЕ ЧЕРТЕЖЕЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	62
5.1. Состав рабочих чертежей	62

КОНТРОЛЬНЫЕ ВОПРОСЫ.....	89
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	90
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.....	91
ПРИЛОЖЕНИЯ	93

Учебное издание

Туманов Антон Вячеславович

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ОПОР
ЛИНИЙ ЭЛЕКТРОПЕРЕДАЧ**
Учебное пособие

Редактор М.А. Сухова
Верстка Н.А. Сазонова

Подписано в печать 20.03.13. Формат 60×84/16.
Бумага офисная «Снегурочка». Печать на ризографе.
Усл. печ. л. 6,74. Уч.-изд. л. 7,25. Тираж 80 экз.
Заказ №67



Издательство ПГУАС.
440028, г. Пенза, ул. Германа Титова, 28.