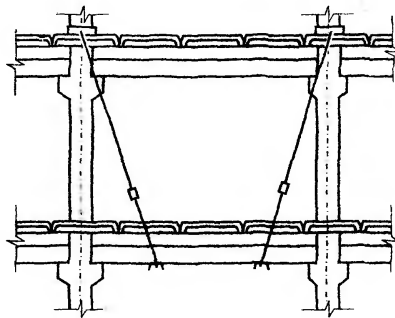


НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ГОССТРОЯ УКРАИНЫ

**УСИЛЕНИЕ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ
И
ПРОСАДОЧНЫХ ОСНОВАНИЙ**



КИЕВ — 2004

ББК 38.53
У74

У74 **Усиление** несущих железобетонных конструкций производственных зданий и просадочных оснований / А. Б. Гольшев, П. И. Кривошеев, П. М. Козелецкий и др.— К.: Логос, 2004.— 219 с.: ил.— Библиогр.
ISBN 966-581-469-9.

В книге изложены конструктивно-технологические решения усиления несущих железобетонных конструкций бетоном (железобетоном) и разгружающими элементами, практические способы расчета усиливаемых конструкций, рекомендации по усилению просадочных оснований и примеры расчета.

ББК 38.53

© Государственный научно-исследовательский институт строительных конструкций Госстроя Украины, 2004

© А. Б. Гольшев, П. И. Кривошеев,
П. М. Козелецкий, И. А. Розенфельд,
И. Н. Ткаченко, 2004

ISBN 966-581-469-9

ПРЕДИСЛОВИЕ

В ближайшие годы стране предстоит большая работа по реконструкции действующих предприятий. При этом рост производства может быть достигнут, в значительной степени, за счет усовершенствования технологических процессов, производственных режимов и максимального использования существующих площадей. Но всякая реконструкция сопровождается, как правило, изменением нагрузок на строительные конструкции и изменением их первоначальных конструктивных схем, что приводит, в свою очередь, к необходимости увеличения несущей способности конструкций и, следовательно, их усиления.

Необходимость усиления строительных конструкций в процессе эксплуатации возникает не только при реконструкции, но и по причине их преждевременного износа в результате непредусмотренных проектом изменений технологии производства при действующем оборудовании, различных повреждениях и т. п.

Поскольку среди строительных конструкций, используемых уже многие годы в производственных зданиях, преобладают железобетонные, обобщение и анализ существующих предложений по проектированию и применению эффективных способов усиления таких конструкций и их соответствующая систематизация имеют серьезное народно-хозяйственное значение. Необходимо также учитывать, что почти 90% территории Украины подвержены воздействию сложных инженерно-геологических условий строительства, в том числе около 70% территории занимают лесовые просадочные группы. Строительство и эксплуатация зданий на таких грунтах, деформативность которых резко увеличивается при их обводнении, сопровождаются появлением и развитием значительных и даже аварийных деформаций в железобетонных конструкциях. Это обстоятельство накладывает свой отпечаток на проектирование и выбор способов усиления конструкций, имея в виду при этом, что их усилению должны предшествовать работы по ликвидации источников замачивания грунтов и дополнительные изыскания на площадке объекта для выбора оптимального способа усиления основания.

В настоящей работе приведены материалы по выбору и осуществлению конструктивно-технологических решений усиления несущих железобетонных конструкций и по расчету усиливаемых конструкций, сохраняемых в составе зданий после реконструкции и капитального ремонта, а также технические решения усилений плит, балок, колонн, стропильных ферм и различных типов фундаментов, получивших наибольшее распространение в строительстве при реконструкции и ремонтно-восстановительных работах, принципы усиления просадочных оснований и примеры расчетов, облегчающие использование теоретических решений.

Работа выполнена **А. Б. Гольшевым, П. И. Кривошеевым, П. М. Козелецким, И. А. Розенфельдом и И. Н. Ткаченко**. Предназначена для инженерно-технических работников проектных, строительных организаций и эксплуатационных служб.

ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

M_1, N_1, Q_1	<p>Усилия от нагрузок — изгибающий момент, продольная сила и поперечная сила в усиленном сечении от нагрузок, приложенных до включения в работу усиления;</p>
M_2, N_2, Q_2	<p>— то же, от внешних нагрузок, приложенных после включения в работу усиления;</p>
R_{bt} и R_{bt2}	<p>Характеристики материалов — расчетные сопротивления бетона усиливаемой конструкции и бетона усиления осевому сжатию для предельных состояний первой группы;</p>
R_{bt1} и R_{bt2}	<p>— то же, осевому растяжению;</p>
$R_{b,ser1}$ и $R_{b,ser2}$	<p>— расчетные сопротивления бетона усиливаемой конструкции и бетона усиления осевому сжатию для предельных состояний второй группы;</p>
$R_{bt,ser1}$	<p>— расчетное сопротивление бетона усиливаемой конструкции осевому растяжению для предельных состояний первой группы;</p>
E_{bt1} и E_{bt2}	<p>— начальные модули упругости бетона усиливаемой конструкции и бетона усиления при сжатии и растяжении;</p>
E_s	<p>— модуль упругости арматурной стали; $\alpha_1 = E_s / E_{bt1}$; $\alpha_{21} = E_{bt2} / E_{bt1}$; $\alpha_2 = E_s / E_{bt2}$.</p>
W_{red}	<p>Геометрические характеристики — момент сопротивления усиленного сечения, приведенного (по модулю упругости) к бетону усиливаемой конструкции, для крайнего растянутого волокна;</p>
A_{red} и I_{red}	<p>— площадь усиленного сечения, приведенного (по модулю упругости) к бетону усиливаемой конструкции и момент инерции указанного сечения относительно его центра тяжести;</p>
y'_{red} и y_{red}	<p>— расстояния от центра тяжести усиленного сечения, приведенного (по модулю упругости) к бетону усиливаемой конструкции, до крайних сжатых и растянутых волокон указанного сечения;</p>
$W_{red,1}$	<p>— момент сопротивления неусиленного приведенного сечения для крайнего растянутого волокна;</p>
$A_{red,1}$ и $I_{red,1}$	<p>— площадь неусиленного приведенного сечения и момент инерции указанного сечения относительно его центра тяжести;</p>
$y'_{red,1}$ и $y_{red,1}$	<p>— расстояния от центра тяжести неусиленного приведенного сечения до крайних сжатых и растянутых волокон указанного сечения.</p>

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Усиление железобетонных конструкций осуществляется в целях повышения несущей способности и эксплуатационной пригодности при изменении действующих на них нагрузок и условий эксплуатации, а также при обнаружении дефектов и повреждений в конструкциях.

1.2. К усилению железобетонных конструкций следует прибегать лишь после того, как будут исчерпаны все возможности их надежной эксплуатации (ограничение технологических нагрузок, введение временных разгружающих опор при монтаже-демонтаже оборудования, одновременного загрузения временными нагрузками больших площадей перекрытий многоэтажных зданий, снижение уровня вибрации и др.).

1.3. Определение возможности и целесообразности усиления, а также выбор способов и схемы усиления производятся в каждом отдельном случае с учетом фактического состояния конструкции, агрессивности среды и пожароопасности производственных помещений, недопустимости запыленности и сварочных работ во взрывоопасных помещениях, а также возможности выполнения усиления без остановки основного производства, величины полезных нагрузок, свободных габаритов и условий производства работ по усилению.

1.4. Проектирование усилений железобетонных конструкций и просадочных оснований производится в соответствии с ДБН А.3.1-7, ДБН В.3.1-1-2002, ДБН В.1.1-5-2000 и пп. 2.1–2.3, 3.1–3.3 и 4.1–4.4 настоящей работы.

2. КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ РЕШЕНИЯ УСИЛЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

2.1. ОСНОВНЫЕ СПОСОБЫ УСИЛЕНИЯ. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА

2.1.1. Усиление железобетонных конструкций достигается двумя основными способами:

- устройством разгружающих элементов;
- усилением бетоном и железобетоном (т. е. увеличением поперечных сечений конструкций).

При этом различают разгружающие элементы жесткие или неподатливые и гибкие, имеющие упругую податливость. К первым относятся элементы усиления, жесткость которых мало отличается от жесткости усиливаемой конструкции, ко вторым — элементы, жесткость которых значительно меньше жесткости усиливаемой конструкции.

Введение включающихся в совместную работу с усиливаемой конструкцией разгружающих элементов сопровождается изменением первоначальной расчетной схемы конструкции (т. е. повышением степени внешней статической неопределенности или изменением места передачи нагрузки) и/или ее напряженного состояния.

Усиление бетоном или железобетоном не вызывает изменения расчетной схемы усиливаемой конструкции и ее напряженного состояния.

2.1.2. Жесткие разгружающие элементы применяются (главным образом) в тех случаях, когда необходимо значительное увеличение нагрузки после усиления конструкции и когда не представляется возможным осуществить их достаточное предварительное напряжение, гибкие — для усиления конструкций, на которые действует (в основном) постоянная нагрузка и когда усиление выполняется при полном или почти полном загрузении конструкции.

Усиление бетоном и железобетоном применяется (при прочих равных условиях) при необходимости увеличения несущей способности и обеспечении эксплуатационной надежности конструкции в условиях агрессивной среды.

2.1.3. Способ и вид усиления конструкций, работающих на изгиб и внецентренное сжатие, выбирается в зависимости от степени прочности сжатой и растянутой зон сечения, т. е. от величины характеристики сечения $\xi = x/h_0$, и от наличия повреждений бетона и арматуры. При $\xi > \xi_R$, где ξ_R — граничное значение относительной высоты сжатой зоны, определяемое в соответствии с п.3.12 СНиП 2.03.01-84*, исчерпание несущей способности конструкции происходит из-за разрушения бетона сжатой зоны (т. е. она и подлежит в первую очередь усилению). Поэтому при проектировании усиления необходимо, чтобы после усиления соблюдалось условие $\xi \leq \xi_R$, где при усилении гибкими разгружающими элементами R_b — предельное сопротивление осевому сжатию бетона усиливаемой конструкции, равное R_{b1} , а при усилении бетоном и железобетоном $R_b = (R_{b1}S_1 + R_{b2}S_2)/S$, где S_1 — статический момент части сжатой зоны сечения из бетона усиливаемой конструкции относительно оси, проходящей через центр тяжести крайнего растянутого ряда арматуры; S_2 — тоже, части сжатой зоны из бетона усиления; S — тоже, всей сжатой зоны.

2.2. ОСНОВНЫЕ ВИДЫ РАЗГРУЖАЮЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

2.2.1. Жесткие разгружающие элементы, введение которых сопровождается повышением степени внешней статической неопределимости усиливаемой конструкции, применяются в виде металлических и железобетонных стоек, подкосов, полураскосов, порталных рам, свай и т. п., а также в виде железобетонных балок, плит и перемычек, бетонируемых на месте усиления.

Такие элементы усиления рекомендуется применять с тем, чтобы обеспечить своевременное включение их в работу. Степень предварительного напряжения может быть незначительной, обеспечивающей устранение люфтов (при их наличии) между усиливаемой конструкцией и разгружающими элементами.

2.2.2. Жесткие разгружающие элементы, введение которых сопровождается изменением места передачи нагрузки, применяются в виде металлических или железобетонных балок, располагаемых сверху или снизу усиливаемой конструкции.

Характерной особенностью этого вида усиления является наличие зазора между усиливаемой конструкцией и распределительными балками по длине между точками контакта.

2.2.3. Гибкие разгружающие элементы применяются в виде:

- крестовых связей и подвесок из арматурной стали и прокатных профилей;
- балок из прокатных профилей, шпренгельных балок, сборных монолитных железобетонных балок;
- двухконсольных кронштейнов, подкосов и раскосов из прокатных профилей;
- горизонтальных, диагональных, шпренгельных затяжек из арматурной стали, прокатных профилей и (реже) листовой стали и шарнирно-стержневых цепей из арматурной стали, прокатных профилей и (реже) канатов;
- горизонтальных и наклонных тяжей и хомутов из арматурной стали;
- обойм и приставных стоек из прокатных профилей и листовой стали;
- коротких консолей — опорных столиков из прокатных профилей.

Гибкие разгружающие элементы в подавляющем большинстве случаев выполняются предварительно напряженными.

2.2.4. Жесткие разгружающие элементы в виде стоек, порталных рам, подкосов и полураскосов применяются, в основном, для усиления ригелей и стоек железобетонных рам, балок сборных и монолитных перекрытий, воспринимающих значительные вертикальные нагрузки (рис. 36, 37, 110, 123, 124 и 126 прил. 1) и ленточных фундаментов (рис. 167 прил. 1), а подвесные опоры в виде подкосов — для усиления рам, воспринимающих значительные горизонтальные нагрузки (рис. 125 прил. 1). При этом постановка подкосов, разгружающих ригель и стойки рам (в пределах этажа), способствует увеличению общей жесткости каркаса здания.

Жесткие элементы в виде дополнительных опор — стоек могут применяться также для усиления (в том числе, создания неразрезности) стропильных ферм (рис. 84, 85 прил. 1), а в виде свай — для усиления фундаментов (рис. 145—150, 182—186 прил. 1).

Ввод в напряженное состояние указанных выше элементов (не касается свай) осуществляется подклинкой, с помощью домкратов или напряженных затяжек. При этом следует стремиться к максимальной разгрузке конструкции к моменту ее усиления, так как перераспределяться по новой схеме будет только нагрузка, приложенная к конструкции после включения в работу усиления. При невозмож-

ности эффективной разгрузки усиливаемой конструкции выполняется предварительный подъем ее в месте установки дополнительной опоры. Усилие подъема может определяться исходя из величины прогиба конструкции.

2.2.5. Жесткие элементы в виде распределительных балок применяются, главным образом, для частичного разгружения ребристых монолитных перекрытий (рис. 11, 12 прил. 1).

При постановке распределительных балок сверху усиливаемой конструкции уменьшается трудоемкость производства работ по усилению, но создаются неудобства для передвижения людей и народного транспорта, перепады отметок перекрытия. Нагрузка от распределительных балок на существующую конструкцию передается через опорные подушки в виде стальных листов.

При невозможности создания перепадов высот на перекрытии распределительные балки подвешиваются снизу усиливаемой конструкции. Нагрузка от балок на существующую конструкцию передается через тяжи, пропущенные в отверстия перекрытия и заанкеренные с помощью стальных пластин.

Зазор между усиливаемой конструкцией и распределительными балками принимается не менее максимальной величины прогиба вышерасположенного элемента (распределительной балки или усиливаемой конструкции).

2.2.6. Гибкие элементы в виде крестовых связей и подвесок применяются при необходимости усиления ригелей или балок перекрытий отдельных этажей многоэтажных зданий (рис. 127, 128 прил. 1), когда несущие конструкции вышележащих этажей или колонны имеют излишний запас прочности.

Гибкие элементы менее эффективны по сравнению с жесткими, однако позволяют в меньшей степени стеснять свободное пространство помещений.

Крепление крестовых связей и подвесок к колоннам и передача нагрузки от усиливаемой конструкции осуществляется с помощью специальных анкерных устройств в виде прокатных профилей и/или металлических обойм. Их предварительное напряжение производится, чаще всего, с помощью натяжных муфт.

2.2.7. Упруго-податливые балки применяются для усиления и частичной разгрузки сборных железобетонных ребристых плит, сборных балок, плит и балок монолитных перекрытий (рис. 3, 10, 41, 49, 50, 54, 38, 5, 42 прил. 1), а также фундаментов (рис. 129, 132,

133, 150–152, 162, 163 прил. 1) и фундаментных плит (рис. 180, 181 прил. 1). Включение сборных железобетонных балок и балок из прокатных профилей в работу осуществляется подклинкой, шпренгельных — путем натяжения затяжки шпренгеля, а монолитных железобетонных балок (формально) — после приобретения бетоном усиления заданной прочности.

2.2.8. Двухконсольные кронштейны и подкосы применяются при необходимости уменьшения расчетного пролета балок сборных и монолитных перекрытий (рис. 40, 52 прил. 1), т. е. усиления их несущей способности по нормальным и наклонным сечениям, а также при нарушении анкеровки арматуры.

Кронштейны и подкосы устанавливаются попарно со стороны боковых граней усиливаемой конструкции и соединяются между собой опорными элементами.

Высота опорной части кронштейна принимается равной высоте опорных частей усиливаемых балок. Длина вылета консолей не превышает $1/4$ – $1/6$ пролета балки.

Включение кронштейнов в совместную работу с усиливаемой конструкцией осуществляется расклиниванием с контролем прогиба или подвеской тарированного груза весом, равным величине опорной реакции, и укладкой в образовавшийся зазор фиксирующих прокладок, а включение в работу подкосов — с помощью затяжек с натяжными муфтами (с контролем натяжения).

Подкосы и раскосы используются также для разгрузки фундаментов и фундаментных плит путем передачи части нагрузки от колонны на обрез фундамента (рис. 132 прил. 1), основание (рис. 129 прил. 1) или плиту (рис. 177 прил. 1).

2.2.9. Затяжки применяются при усилении плит и балок сборных покрытий (рис. 13–17 и 32–35 прил. 1), балок ребристых монолитных перекрытий (рис. 55–60 прил. 1) и при усилении (в том числе путем создания неразрезности) стропильных балок (рис. 69–72, 75, 83 прил. 1) и растянутых элементов ферм (рис. 80–82 прил. 1). Шарнирно-стержневые цепи применяются, преимущественно, при усилении сборных балок, балок монолитных ребристых перекрытий и стропильных ферм и балок (рис. 43, 53, 67, 68, 86 прил. 1).

Эти виды разгружающих элементов обеспечивают значительный эффект при усилении конструкций, нагруженных основной или полной нагрузкой, но нуждающихся в усилении вследствие дефектов конструкций. Их установка увеличивает несущую способность

не только по нормальным, но и (применительно к балкам) по наклонным сечениям.

Конструкция анкерных устройств зависит от места их закрепления на усиливаемой конструкции. Для балочных конструкций со свободными торцами анкерные устройства принимаются из швеллеров или листовой стали, охватывающих надпорную часть конструкции. Для неразрезных опор анкера принимаются в виде отрезков швеллеров, привариваемых со стороны боковых граней к оголенной арматуре конструкции. Если опорами усиливаемой конструкции являются колонны, то анкерные устройства выполняются в виде обойм, охватывающих колонны.

Предварительное напряжение затяжек осуществляется созданием уклона ветвей затяжек в горизонтальной и вертикальной плоскостях, а шарнирно-стержневых цепей — в вертикальной плоскости (с контролем угла перегиба ветвей). Уклон ветвей в вертикальной плоскости создается их отклонением от усиливаемой конструкции или подтягиванием к конструкции. В случае малой ширины поперечного сечения или большой длины конструкции, когда расстояние между ветвями затяжки недостаточно для придания им требуемого уклона в горизонтальной плоскости, применяется их взаимное стягивание несколькими стяжными болтами с установкой между ними дополнительных распорок (рис. 32 прил. 1). В местах перегиба между шпренгельной затяжкой и усиливаемой конструкцией устанавливаются прокладки из пластины и круглого коротыша с ограничителями, предотвращающими взаимное сближение ветвей затяжки при их предварительном напряжении взаимным стягиванием, а в местах перегибов шарнирно-стержневых цепей — распорки из уголков и швеллеров или пластин и (под узлами ферм) специальные упорные элементы.

Предварительное напряжение затяжек и шарнирно-стержневых цепей может также осуществляться стяжными муфтами, электротермическим нагреванием с контролем усилия по завинчиванию упорных и опорных гаек.

Величина предварительного напряжения затяжек и шарнирно-стержневых цепей принимается равной 70–100 МПа.

2.2.10. Тяжи применяются для усиления коротких консолей на колоннах, работающих главным образом на срез, коротких балок монолитных перекрытий, опорных частей стропильных ферм и

балок и при устройстве температурных швов (рис. 114, 115 и 118 прил. 1), а хомуты — для усиления балок по наклонным сечениям (рис. 44, 46, 64, 67, 78, 79 прил. 1).

Предварительное напряжение тяжей и хомутов создается приданием тяжам и хомутам уклона путем их попарного стягивания с помощью стяжных болтов или закручиванием гаек на концах при их нагреве.

Величина предварительного напряжения тяжей и хомутов принимается равной 70–100 МПа.

2.2.11. Обоймы и приставные стойки применяются для усиления сжатых конструкций — колонн (рис. 108, 109, 111, 112 прил. 1) и сжатых элементов стропильных ферм и балок (рис. 74, 76, 77 прил. 1), опорных и промежуточных узлов стропильных ферм (рис. 87, 90–92 прил. 1), узлов сопряжения колонн с фундаментами (рис. 120, 122 прил. 1) и свай с ростверками (рис. 188, 191, 192 прил. 1), а также для усиления столбчатых фундаментов против раскалывания и продавливания (рис. 141, 143 прил. 1) и усиления или исправления разрушенных элементов крепления подкрановых балок к колоннам (рис. 102 прил. 1).

При усилении сжатых конструкций предпочтения заслуживают преднапряженные распорки, которые в процессе монтажа включаются в работу с усиливаемой колонной и позволяют осуществлять контроль за степенью их напряженного состояния.

Преднапряженные распорки бывают двусторонние (рис. 105 прил. 1) и односторонние (рис. 104 прил. 1). Первые применяются для увеличения несущей способности центрально сжатых колонн и внецентренно сжатых с двузначными моментами, вторые — при усилении внецентренно сжатых колонн с большими и малыми эксцентриситетами.

Установка распорок производится с перегибом в середине высоты, упирая верхние и нижние концы в достаточно прочные и жесткие конструкции (например, фундаменты, балки перекрытий и пр.).

Ввод в напряженное состояние распорок осуществляется их выпрямлением с помощью натяжных монтажных болтов. Фиксируются распорки в напряженном состоянии поперечными соединительными планками. Величина предварительного напряжения распорок принимается равной 70–100 МПа.

Усиление колонн по всей длине или частично (в местах повреждений и наибольших напряжений) может также эффективно осуществляться обоймами с термонапряженными поперечными планками (рис. 113 прил. 1), устанавливаемыми по длине колонны через 250–300 мм. Продольные элементы обоймы устанавливаются на безусадочном цементном растворе и прижимаются струбцинами к колонне. Поперечные планки, предварительно нагретые до 100–400°С, последовательно привариваются к стойкам, образуя замкнутые преднапряженные хомуты.

Ввод обойм в напряженное состояние может производиться и с помощью стяжных устройств.

Стальные обоймы и приставные стойки рассчитываются как металлические конструкции с учетом их гибкости, определяемой по фактической свободной длине сжатых элементов с учетом расположения точек их закрепления к железобетонной колонне.

2.3. ОСНОВНЫЕ ВИДЫ УСИЛЕНИЯ БЕТОНОМ И ЖЕЛЕЗОБЕТОНОМ. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

2.3.1. Усиление бетоном и железобетоном обычно осуществляется устройством обойм, рубашек и путем одностороннего, двустороннего и бокового наращивания.

2.3.2. Обоймы представляют собой конструктивные решения, когда усиливаемая конструкция охватывается со всех сторон железобетоном, рубашки — когда конструкция охватывается бетоном только с трех сторон. Наращивание может осуществляться со стороны сжатой зоны конструкции, со стороны растянутой зоны или со стороны боковых граней конструкции по всей высоте сечения.

2.3.3. Обоймы применяются для усиления центрально сжатых конструкций — колонн (рис. 103 прил. 1) и (реже) изгибаемых конструкций — балок (рис. 29, 61 прил. 1), а также коротких консолей (рис. 118 прил. 1), сжатых элементов стропильных ферм и балок (рис. 74, 78 прил. 1), узлов сопряжения колонн с фундаментами (рис. 120, 122 прил. 1) и узлов стропильных ферм и балок (рис. 88, 97 прил. 1).

Обоймы могут устраиваться по всей длине конструкции (так, например, обоймы усиления колонн — в пределах одного или нескольких этажей с доведением в верхнем сечении до уровня вышележащего перекрытия, в нижнем сечении — до верхнего обреза

фундамента или до нижележащего перекрытия) или частично — в местах повреждений и наибольших напряжений с перепуском на неповрежденные участки не менее чем на пять толщин обоймы, на ширину большей грани конструкции и не менее чем на 400 мм.

Обойма армируется продольной рабочей и поперечной арматурой.

Толщина обоймы колонны зависит от степени усиления и обычно не превышает 300 мм. Минимальная толщина при укладке бетона вибрированием принимается не менее 70–80 мм, а при укладке торкретированием — не менее 50 мм.

Площадь поперечного сечения продольной арматуры обоймы устанавливается расчетом, но ее диаметр должен быть не менее 16 мм для сжатых зон и не менее 12 мм — для растянутых зон. Поперечная арматура в виде хомутов принимается диаметром не менее 6 мм и устанавливается с шагом не более 15 диаметров продольной арматуры, не более трехкратной толщины обоймы и не более 200 мм. В местах концентрации напряжений и около опорных частей обоймы хомуты устанавливаются с шагом, уменьшенным вдвое.

Продольная арматура в необходимых случаях может быть пропущена через узлы неразрезных монолитных и сборно-монолитных конструкций.

Совместная работа “старого” и “нового” бетона при увеличении поперечного сечения усиливаемой конструкции достигается устройством в “старом” бетоне открытых пазов, насечки или дополнительным поперечным армированием хомутами, соединяемыми с арматурой конструкции. Для улучшения сцепления “нового” бетона со “старым” кроме насечки, для местной обоймы, рекомендуется выполнять адгезионную грунтовку полимерраствором.

Обоймы применяются также для увеличения или восстановления несущей способности фундаментов и фундаментных плит различного назначения (рис. 131, 133, 134–136, 155, 158, 160, 161, 164, 165, 176 прил. 1) с передачей нагрузки, в случае необходимости, от колонны на сваи (рис. 145–150 прил. 1), и усиления узлов сопряжения колонн с фундаментами и свай с ростверками (рис. 187 прил. 1), а также для усиления столбчатых фундаментов против раскалывания и продавливания (рис. 140, 142 прил. 1).

2.3.4. Рубашки используются для усиления внецентренно сжатых колонн (рис. 106 прил. 1) и балок монолитных перекрытий (рис. 62 прил. 1), а также сжатых элементов ферм. При этом устройство рубашек в изгибаемых конструкциях наиболее эффективно при одновременном наращивании плиты сверху.

Рубашки устраиваются обычно по всей длине конструкции. Толщина рубашек определяется расчетом, а минимальная толщина — исходя из условий бетонирования (см. п. 2.3.3.).

Рубашки армируются продольной и поперечной арматурой, часть из которой является рабочей, а остальная часть ставится конструктивно. Сечение рабочей арматуры определяется расчетом. Устанавливается она в растянутой зоне конструкции. Диаметр продольной арматуры принимается не менее 12 мм, а поперечной — не менее 8 мм. Поперечная арматура выполняется в виде отдельных стержней или открытых хомутов, привариваемых к существующим. Хомуты замыкаются или соединяются сваркой со специальными анкерами (уголки, полосовая сталь и т. д.). Если по расчету хомуты не требуются, они ставятся конструктивно. При этом шаг может быть принят максимальным, но не более трехкратной толщины рубашки, не более 15 кратного диаметра продольной арматуры и не более 200 мм. Около опорных частей рубашек хомуты устанавливаются с шагом, уменьшенным вдвое.

Рубашки применяются также для усиления фундаментов (рис. 130, 137, 154 прил. 1) и узлов сопряжения свай с растворками (рис. 188 прил. 1). Устраиваются они поверх существующих конструкций и армируются замкнутой горизонтальной арматурой и перпендикулярными стержнями в вертикальных плоскостях. Рабочей арматурой фундаментных рубашек являются нижние горизонтальные стержни, которые устанавливаются по расчету. Обычно фундаментные рубашки соединяются с обоймами усиления колонн; если же последние не усиливаются, то под фундаментными рубашками устраиваются обоймы в пределах нижней части колонн на высоту не менее 1 м.

2.3.5. Наращивание применяется как для усиления сборных ребристых плит и балок покрытий, плит сборных и монолитных перекрытий, так и для усиления внецентренно сжатых колонн, коротких консолей колонн и верхних крайних частей подкрановых балок.

Применяется наращивание и для усиления ленточных и плитных фундаментов (рис. 166, 178, 179 прил. 1), а также для усиления узлов сопряжения свай с ростверками (рис. 189 прил. 1) и перестройка столбчатых фундаментов в ленточные (рис. 172–175 прил. 1) и ленточных в плитные (рис. 168–171 прил. 1).

2.3.6. Нарращивание плит и балок сверху (рис. 1, 2, 7–9, 28 прил. 1) производится в основном при необходимости значительного увеличения несущей способности конструкции и осуществляется бетонированием поверху утолщающей плиты. При усилении плит монолитных перекрытий над опорами (поверху) устанавливается дополнительная арматура (как надопорная арматура неразрезных балок).

Совместная работа “старого” и “нового” бетона достигается за счет механического зацепления, устройством насечки и/или за счет установки дополнительной поперечной арматуры, соединяемой приваркой к существующей. Для повышения сцепления “старого” и “нового” бетона могут применяться также композиции на основе оксидного, акрилового и других видов синтетических клеев.

Толщина наращивания определяется расчетом. Минимальная толщина наращивания при укладке бетона вибрированием составляет 35 мм, а при укладке торкретированием — 25 мм.

Поперечная арматура принимается диаметром не менее 6 мм и устанавливается с шагом не более 15 диаметров дополнительной продольной арматуры.

2.3.7. Нарращивание плит и балок снизу производится обычно при невозможности усиления наращиванием сверху и при необходимости незначительного увеличения несущей способности конструкции. Усиление осуществляется за счет установки дополнительной продольной арматуры, привариваемой к оголенной существующей (рис. 4, 26, 30, 51 прил. 1). Приварка выполняется участками по 50–150 мм через каждые 500–1000 мм по длине стержня. Дополнительные стержни продольной арматуры привариваются либо непосредственно к существующим, либо через коротыши диаметром от 10 до 40 мм и длиной от 80 до 200 мм вразбежку. Возможна также установка дополнительной продольной арматуры на полимеррасстворе (рис. 31 прил. 1).

При необходимости значительного наращивания применяются специальные приваренные отгибы (рис. 6, 27, 63 прил. 1), которые

должны полностью воспринимать сдвигающую силу, действующую в плоскости контактного шва.

Диаметр дополнительных арматурных стержней принимается не менее 12 мм.

Стержни оштукатуриваются цементным раствором или же покрываются торкретбетоном прочностью не ниже класса В25.

Приварка дополнительной арматуры к существующей предварительно напряженной арматуре не допускается.

Приварка дополнительной арматуры к существующей без предварительного разгрузки конструкции также не допускается если напряжения в арматуре наиболее неблагоприятного сечения конструкции превышают 85% ее предела текучести. Определение напряжений в арматуре усиливаемой конструкции производится при фактических (нормативных) значениях действующих нагрузок, прочности бетона и арматуры, площади поперечного сечения арматуры за вычетом сечения существующего свариваемого стержня.

Минимальная толщина наращивания плит снизу при укладке бетона вибрированием составляет 60 мм, при укладке торкретированием — 35 мм. При наращивании нижнего пояса балок безопалубочным методом (торкретированием, набрызгом) набетонка выполняется толщиной не менее 50 мм.

2.3.8. Характер наращивания внецентренно сжатых колонн зависит (при прочих равных условиях) от величины эксцентриситета продольной силы, действующей на конструкцию после ее усиления.

При малых эксцентриситетах усиление производится со стороны более сжатой грани конструкции с установкой дополнительной продольной арматуры.

При больших эксцентриситетах и необходимости значительного увеличения несущей способности конструкции усиление производится со стороны сжатой грани с установкой дополнительной продольной арматуры (рис. 107 прил. 1), а при невозможности усиления сжатой зоны или необходимости незначительного увеличения несущей способности конструкции — со стороны растянутой грани в соответствии с п. 2.3.7.

2.3.9. Усиление коротких консолей колонн может осуществляться увеличением их поперечного сечения путем наращивания. Наращивание производится, как правило, снизу (рис. 8 прил. 1)

с установкой дополнительной замкнутой поперечной арматуры диаметром не менее 6 мм. Класс бетона наращивания принимается не менее чем на один класс выше, чем у бетона колонны. Поперечная арматура наращивания соединяется с оголенной арматурой колонны. Шаг хомутов принимается не более четверти вылета консоли и не более 150 мм. Необходимая высота наращивания определяется расчетом и должна составлять не менее длины вылета консоли.

При необходимости одновременного усиления консоли и сжатой зоны колонны ниже консоли применяется наращивание на всю высоту подконсольной части колонны.

2.3.10. При усилении обоями, рубашками, наращиванием следует стремиться к максимальной разгрузке усиливаемой конструкции. При усилении конструкции под нагрузкой рекомендуется применять, в основном, предварительно напряженные гибкие элементы усиления.

2.3.11. Усиление плит и балок по наклонным сечениям, а также усиление опорных частей и узлов стропильных ферм и балок может осуществляться установкой дополнительной поперечной арматуры в виде вертикальных и наклонных хомутов.

Совместная работа хомутов с усиливаемой конструкцией обеспечивается приваркой к существующей арматуре (рис. 47 прил. 1), приклеиванием к бетону с помощью эпоксидного, акрилового и других видов синтетических клеев (рис. 48 прил. 1), закреплением концами в верхней и нижней зонах с помощью железобетонных плит (рис. 38 прил. 1) или (чаще) анкерных устройств в виде уголков или швеллеров, окаймляющих верхнюю и нижнюю грани конструкции (рис. 44—46 прил. 1). При усилении конструкций таврового сечения крепежные уголки устраиваются под полкой впритык к ребру и заанкериваются болтами, пропускаемыми через отверстия в полке.

После установки в проектное положение дополнительная поперечная арматура обетонируется или покрывается антикоррозийными и огнезащитными составами.

Дополнительная поперечная арматура может также устанавливаться в подготовленных пазах с закреплением полимерраствором (рис. 66 прил. 1).

3. РАСЧЕТ УСИЛИВАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

3.1. ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

3.1.1. Расчет усиливается конструкций по предельным состояниям производится для двух стадий работы:

— до включения в работу бетона усиления (разгружающих элементов) — на нагрузки и воздействия, включающие нагрузку от бетона усиления (разгружающих элементов);

— после включения в работу бетона усиления (разгружающих элементов) — на полные эксплуатационные нагрузки.

3.1.2. Расчет конструкций на стадии до включения в работу бетона усиления (разгружающих элементов) производится в соответствии с пп. 6.10—6.21 СНиП 2.03.01-84*.

3.1.3. Расчет конструкций, усиливается бетоном и железобетоном (т. е. конструкций, усиление которых не связано с изменением их первоначальной расчетной схемы и напряженного состояния), для стадии после включения в работу бетона усиления производится:

для колонн, балок и плит — в соответствии с пп.1.4. и 3.2. настоящей работы;

для фундаментов (в т. ч. свайных) и фундаментных плит — в соответствии с гл. 6 книги “Проектирование железобетонных конструкций. Справочное пособие” (Киев: Будивельник, 1991) или гл. 7 книги “Железобетонные конструкции — том II” (Киев: Логос, 1993) и пп. 2.1.3. и 3.2. настоящей работы.

3.1.4. Расчет конструкций, усиливается разгружающими элементами, введение которых сопровождается изменением их первоначальной расчетной схемы и напряженного состояния (или только расчетной схемы), производится по усилиям в указанных конструкциях как в системах с измененной расчетной схемой и измененным напряженным состоянием (или только с измененной расчетной схемой).

3.1.5. Расчет конструкций, усиливается разгружающими элементами, введение которых сопровождается изменением напряженного состояния, производится в соответствии с СНиП 2.03.01-84* как сжатозогнутых железобетонных элементов.

3.2. РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ, УСИЛИВАЕМЫХ БЕТОНОМ И ЖЕЛЕЗОБЕТОНОМ

Расчет по прочности

3.2.1. Расчет по прочности усиливаемых конструкций производится для сечений нормальных и наклонным к продольной оси конструкции, а также пространственных сечений (при наличии крутящих моментов).

Кроме того производится расчет по прочности контактных швов между усиливаемой конструкцией и бетоном усиления.

Прочность сечений, нормальных к продольной оси конструкции

Центрально сжатые конструкции (колонны), усиливаемые железобетонными обоймами

3.2.2. Проверка прочности конструкций, усиливаемых монолитными железобетонными обоймами (рис. 1), при возросшей расчетной нагрузке производится из условия

$$N = (N_1 + N_2) \leq \varphi [R_b b_1 h_1 + R_{sc1} A'_{s1} + \gamma_b (R_{b2} A_{b2} + R_{sc2} A'_{s2})], \quad (1)$$

где φ — коэффициент продольного изгиба, определяемый по табл. 1; A_{b2} — площадь поперечного сечения бетона обоймы; γ_b — коэффициент условий работы обоймы, принимаемый равным 0,8.

Таблица 1

l_0/b	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
φ	1	0,98	0,96	0,92	0,89	0,85	0,81	0,77	0,71	0,68	0,64

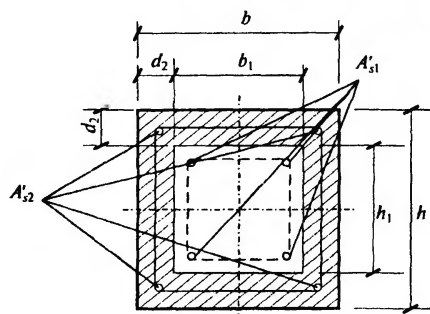


Рис. 1. Поперечное сечение центрально сжатой колонны, усиливаемой железобетонной обоймой

Здесь l_0 – расчетная длина стержня, определяемая по табл. 32 СНиП 2.03.01-84; b – наименьший размер прямоугольного сечения.

При армировании обоймы в пределах 1% можно принять

$$A_{s2} = 0,01A_{b2}. \quad (2)$$

Тогда

$$A_{b2} = \frac{N/\varphi - R_{b2}b_1h_1 - R_{sc1}A'_{s1}}{\gamma_h(R_{b2} + 0,01R_{sc2})}. \quad (3)$$

Расчетная ширина обоймы определяется по формуле

$$d_2 = 0,25 \left[\sqrt{(b_1 + h_1)^2 - 4A_{b2}} - (b_1 + h_1) \right]. \quad (4)$$

Площадь сечения продольной дополнительной арматуры A'_{s2} определяется с учетом полученных при расчете значений φ и A_{b2} .

Внецентренно сжатые конструкции (колонны), усиливаемые наращиванием

3.2.3. При проектировании внецентренно сжатых конструкций, усиливаемых наращиванием, расчет выполняется следующим образом:

а) при $\xi \leq \xi_R \gamma_{dis}$ (где γ_{dis} – коэффициент условий работы, зависящий от степени разгрузки) расчетом определяется, обычно, площадь сечения необходимой дополнительной арматуры A_{s2} в растянутой зоне (рис. 2, а); наращиванием задаются.

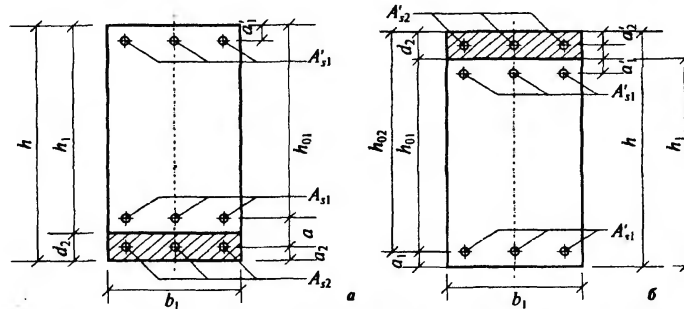


Рис. 2. Поперечное сечение внецентренно сжатой колонны, усиливаемой дополнительной арматурой:

a – в растянутой зоне; b – в сжатой зоне

При $a < 0,5(h-x)$ проверка прочности производится из условия

$$Ne = (N_1 + N_2)e \leq R_b b_1 x (h_{01} + a - 0,5x) + R_{sc1} A'_{s1} (h_{01} + a - a'_1) - R_{s1} A_{s1} a, \quad (5)$$

где $e = e_0 + 0,5h - a_2$; e_0 — эксцентриситет действующей продольной силы относительно геометрической оси сечения без учета наращивания ($e_0 = M/N$).

Высота сжатой зоны x определяется из уравнения

$$R_b b_1 x + R_{sc1} A'_{s1} - R_{s1} A_{s1} - R_{s2} A_{s2} = N. \quad (6)$$

При известных значениях N и d_2 порядок определения A_{s2} принимается следующий:

из уравнения (6) определяют значение x ;

подставляют указанное значение в условие (5) и приравнивают его левую и правую части;

полученное равенство решают относительно A_{s2} .

Если существующая арматура A_{s1} расположена на расстоянии более $0,5(h-x)$ от растянутой грани усиленного сечения, ее принимают с расчетным сопротивлением $0,8R_{s1}$.

При расчете несущей способности учитывается возможность повреждения при сварке стержней арматуры усиленной конструкции: сечение стержней принимается ослабленным на 25%.

б) При $\xi > \xi_R \gamma_{dis}$ расчетом определяется площадь сечения необходимой дополнительной арматуры в сжатой зоне (рис. 2, б); величиной d_2 и в этом случае задаются.

Проверка прочности производится из условия

$$Ne = (N_1 + N_2)e \leq R_b b_1 d_2 (h_{01} - 0,5d_2) + R_b b_1 (x - d_2) [h_{01} - 0,5(x - d_2)] + R_{sc1} A'_{s1} (h_{01} - a'_1) + R_{sc2} A'_{s2} (h_{02} - a'_2), \quad (7)$$

где $e = e_0 + 0,5h - a_1$; e_0 — эксцентриситет продольной силы относительно геометрической оси с учетом наращивания ($e_0 = M/N$).

При этом для усиливаемых конструкций из бетона класса В30 и ниже с арматурой классов А-I, А-II и А-III высота сжатой зоны x определяется из уравнения

$$R_b b_1 d_2 + R_b b_1 (x - d_2) - \sigma_{s1} A_{s1} - R_{sc1} A'_{s1} - R_{sc2} A'_{s2} = N, \quad (8)$$

где

$$\sigma_{s1} = \left(2 \frac{1-x/h_{02}}{1-\xi_R \gamma_{dis}} - 1 \right) R_{s1}; \quad (9)$$

для усиливаемых конструкций из бетона класса выше В30, а также для конструкций с арматурой A_{s1} класса выше А-III высота сжатой

зоны x и напряжения σ_{s1} определяются из совместного решения уравнений

$$R_{b2}b_1d_2 + R_{b1}b_1(x - d_2) - \sigma_{s1}A_{s1} + N = 0 \quad (10)$$

и

$$\sigma_{s1} = \frac{1,1\sigma_{sR}\xi(0,85 - 0,008R_b - \xi)}{0,25 - 0,008R} \quad (11)$$

где σ_{sR} — см. п. 3.12. СНиП 2.03.01-84*, а R_b — п. 2.1.3.

При известных значениях N и d_2 порядок определения A'_{s2} такой же, как и в случае а), с той только разницей, что в данном случае отыскивается не растянутая дополнительная арматура, а сжатая.

При полной разгрузке коэффициент γ_{dbs} принимается равным 0,95, а при разгрузке, достигшей 75, 50 и 25% — равным соответственно, 0,9; 0,8 и 0,7.

Для усиления конструкций из бетона класса В30 и ниже с арматурой классов А-I, А-II и А-III площадь дополнительной сжатой арматуры допускается также определять на основе упрощенного решения, в соответствии с которым

$$A'_{s2} = \frac{Ne - 0,5R_{b1}b_1(h_{01} + d_2)^2 - R_{sc1}A'_{s1}(h_{01} - a'_1)}{R_{sc2}(h_{02} - a'_2)} \quad (12)$$

3.2.4. При расчете прочности центрально и внецентренно сжатых конструкций, усиливаемых железобетонными обоймами, рубашками, наращиванием (в сжатой зоне) толщиной до 50 мм, расчетное сопротивление бетона усиления R_{b2} принимается с коэффициентом 0,85.

Изгибаемые конструкции (балки, балочные плиты), усиливаемые рубашками и наращиванием

3.2.5. Расчетом прочности по нормальным сечениям определяется, обычно, площадь сечения необходимой дополнительной арматуры A_{s2} в растянутой зоне (рис. 3); наращиванием d_2 задаются.

При усилении рубашками (рис. 3, а) проверка прочности производится из условий

$$M = (M_1 + M_2) \leq R_{b1}b'h'_f(h_{01} + a - 0,5h'_f) + R_{b1}b_1(x - h'_f)[h_{01} + a - 0,5(x - h'_f)] + R_{b2}b_2(x - h'_f)[h_{01} + a - 0,5(x - h'_f)] + R_{sc1}A'_{s1}(h_{01} + a - a'_1) - R_{s1}A_{s1}a \quad (13)$$

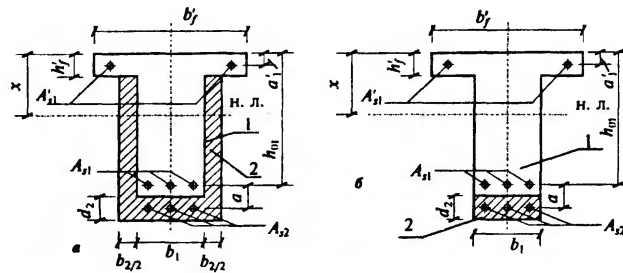


Рис. 3. Поперечное сечение балки, усиливается арматурой в растянутой зоне

Высота сжатой зоны x определяется по формуле

$$x = \frac{R_{s1}A_{s1} + R_{s2}A_{s2} - R_{sc1}A'_{s1} - R_{b1}b'_f h'_f - R_{b1}b_1 h'_f - R_{b2}b_2 h'_f}{R_{b1}b_1 + R_{b2}b_2} \quad (14)$$

При наращивании снизу (рис. 3, б) проверка прочности производится из условий (13) и (14) при $b_1 = b$ и $R_{b2} = 0$.

Порядок определения A_{s2} изложен в п. 3.2.3, а.

Если существующая арматура расположена на расстоянии более $0,5(h - x)$ от растянутой грани усиленного сечения, ее принимают с расчетным сопротивлением $0,8R_{s1}$.

При расчете учитывается возможность повреждения при сварке арматурных стержней, уменьшения площади сечения арматуры в результате коррозии и нарушения сцепления арматуры с бетоном (см. п. 3.2.3, а).

3.2.6. При усилении конструкции наращиванием сверху (рис. 4) толщина наращивания d_2 определяется из условия, чтобы количество имеющейся арматуры A_{s1} было достаточным при возросшем изгибающем моменте в пролете конструкции.

Проверка прочности сечения, показанного на рис. 4, а, производится в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница проходит в полке, т. е. соблюдается условие

$$R_{s1}A_{s1} \leq R_{b2}b'_f d_2 + R_{sc2}A'_{s2}, \quad (15)$$

расчет производится как для конструкции прямоугольного сечения шириной b'_f , выполненной из бетона одного класса (в данном случае — бетона усиления) из условия

$$M \leq R_{b2}b'_f x (h_0 - 0,5x) + R_{sc2}A'_{s2} (h_0 - a'_2), \quad (16)$$

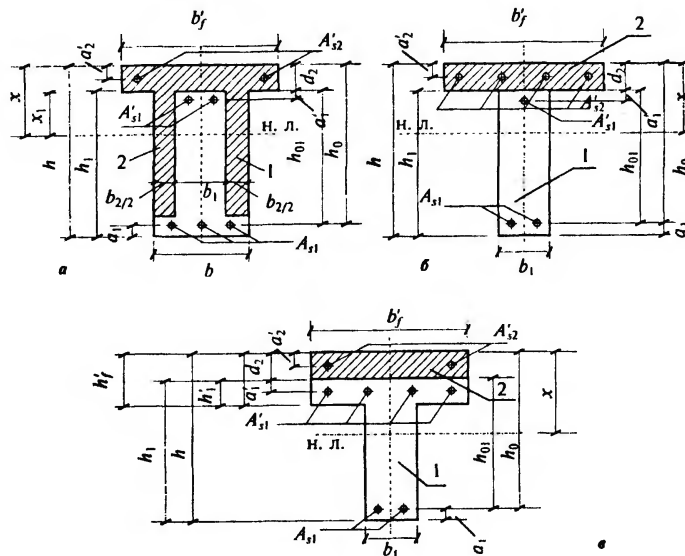


Рис. 4. Поперечное сечение балки, усиливаемой наращиванием бетона сжатой зоны

при этом высота сжатой зоны x определяется по формуле

$$x = \frac{R_{s1}A_{s1} - R_{sc2}A'_{s2}}{R_{b2}b'_f}; \quad (17)$$

б) если условие (15) не соблюдается (рис. 4, а), расчет производится с учетом различных бетонов в сжатой зоне конструкции, т. е. из условия

$$M \leq R_{b2}(b'_f - b)d_2(h_0 - 0,5d_2) + R_{b2}bx(h_0 - 0,5x) + (R_{b1} - R_{b2})x_1(h_0 - 0,5x_1) + R_{sc2}A'_{s2}(h_0 - a'_2) + R_{sc1}A'_{s1}(h_0 - d_2 - a'_1). \quad (18)$$

Высота сжатой зоны x определяется по формуле

$$x = \frac{R_{s1}A_{s1} - R_{sc1}A'_{s1} - R_{sc2}A'_{s2} - R_{b2}(b'_f - b)d_2 - (R_{b1} - R_{b2})x_1b_1}{R_{b2}b}. \quad (19)$$

Проверка прочности сечения, показанного на рис. 4, б, производится в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница сжатой зоны проходит в полке, т. е. соблюдается условие (15), расчет производится как для конструкции прямоугольного сечения шириной b'_f — см. выше;

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре (рис. 4, б), т. е. условие (15) не соблюдается, расчет выполняется из условия

$$M \leq R_{b2}b'_fd_2(h_0 - 0,5d_2) + R_{bt}b(x - d_2) + [h_{01} - 0,5(x - d_2)] + R_{sc2}A'_{s2}(h_0 - a'_2) + R_{sc1}A'_{s1}(h_0 - d_2 - a'_1). \quad (20)$$

Высота сжатой зоны x определяется по формуле

$$x = \frac{R_{s1}A_{s1} - R_{sc1}A'_{s1} - R_{sc2}A'_{s2} - R_{b2}b'_fd_2 + R_{bt}bd_2}{R_{bt}b}. \quad (21)$$

Проверка прочности сечения, показанного на рис. 4, в, производится следующим образом:

а) если граница сжатой зоны проходит в полке из бетона усиления, т. е. соблюдается условие (15), расчет производится как для конструкции прямоугольного сечения шириной b'_f — см. выше;

б) если граница сжатой зоны проходит в полке усиливаемой конструкции, т. е. условие (15) не соблюдается и

$$R_{s1}A_{s1} \leq R_{b2}b'_fd_2 + R_{bt}b'_fh'_{f1} + R_{sc2}A'_{s2} + R_{sc1}A'_{s1}, \quad (22)$$

расчет производится как для конструкции прямоугольного сечения шириной b'_f с учетом бетонов разных классов:

$$M \leq R_{b2}b'_fd_2(h_0 - 0,5d_2) + R_{bt}b'_f(x - d_2)[h_{01} - 0,5(x - d_2)] + R_{sc2}A'_{s2}(h_0 - a'_2) + R_{sc1}A'_{s1}(h_{01} - a'_1). \quad (23)$$

Высота сжатой зоны x определяется по формуле

$$x = \frac{R_{s1}A_{s1} - R_{sc2}A'_{s2} - R_{sc1}A'_{s1} - R_{b2}b'_fd_2}{R_{bt}b'_f}; \quad (24)$$

в) если условие (22) не соблюдается, т. е. граница сжатой зоны проходит в ребре (рис. 4, в), расчет производится из условия

$$M \leq R_{b2}b'_fd_2(h_0 - 0,5d_2) + R_{bt}b'_fh'_{f1}(h_{01} - 0,5h'_{f1}) + R_{bt}b(x - h'_f) \times [h_{01} - 0,5(x - h'_f)] + R_{sc2}A'_{s2}(h_0 - a'_2) + R_{sc1}A'_{s1}(h_{01} - a'_1). \quad (25)$$

Высота сжатой зоны x определяется по формуле

$$x = \frac{R_{s1}A_{s1} - R_{sc2}A'_{s2} - R_{sc1}A'_{s1} - R_{b2}b'_fd_2 - R_{bt}b'_fh'_{f1} + R_{bt}bh'_f}{R_{bt}b}. \quad (26)$$

При проверке условий (15) и (22) для конструкций с высокопрочной арматурой значения $\gamma_{св}$ определяются при $\xi = d_2/h_0$ и $\xi = h'_f/h_0$.

Порядок определения d_2 принимается следующий:

из уравнений соответственно (17), (19), (21), (24) или (26) — в зависимости от типа рассматриваемого сечения и/или положения границы сжатой зоны — определяют значение x ;

подставляют указанное значение в условия соответственно (16), (18), (20), (23) или (25) и приравнивают левую и правую части рассматриваемого условия;

полученное равенство решают относительно d_2 .

Прочность сечений, наклонных к продольной оси конструкции

3.2.7. Проверка прочности усиливаемых конструкций по наклонным сечениям производится для обеспечения прочности на действие поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами; поперечной силы по наклонной трещине; изгибающего момента по наклонной трещине.

3.2.8. Расчет прочности наклонных сечений изгибаемых конструкций производится в зависимости от конструктивного решения конструкции. Для расчета по наклонным сечениям такие конструкции разделяются на два основных типа (рис. 5):

1-й тип — сечение по высоте состоит из бетона усиливаемой конструкции и бетона усиления (рис. 5, а);

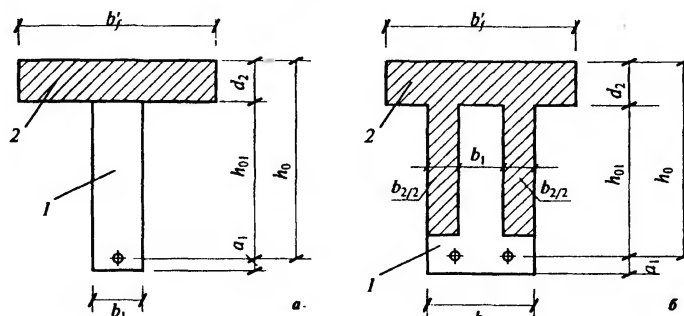


Рис. 5. Типы усиленных конструкций:
а — тип 1; б — тип 2. 1 — усиливаемая конструкция; 2 — бетон усиления

2-й тип – сечение по ширине состоит из бетона усиливаемой конструкции и бетона усиления (рис. 5, б).

В общем случае проверка прочности производится при одинаковых расчетных условиях два раза (по двум схемам расчета):

а) для конструкций 1-го типа:

по рабочей высоте h_{01} и прочности бетоном R_{b1}, R_{bc1} ;

по рабочей высоте h_0 и прочности бетона R_{b2}, R_{bc2} ;

б) для конструкций 2-го типа:

по рабочей высоте h_{01} с учетом ширины участков сечения b_1 и b_2 и бетона с соответствующей прочностью R_{b1}, R_{bc1} и R_{b2}, R_{bc2} ;

по рабочей высоте и ширине h_0, b и прочности бетона R_{b2}, R_{bc2} .

Из указанных выше двойных расчетов принимают наиболее благоприятный результат (наиболее высокую несущую способность).

3.2.9. Проверка прочности конструкций по поперечной силе для обеспечения прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами производится с учетом указаний п. 3.2.8. из условия

$$Q = (Q_1 + Q_2) \leq Q_{b,com}, \quad (27)$$

где Q – поперечная сила, принимаемая в нормальном сечении на расстоянии не менее h_0 от опоры; $Q_{b,com}$ – поперечная сила, воспринимаемая сжатой наклонной полосой между трещинами, определяемая в зависимости от типа конструкции (тип 1 или тип 2) и схемы расчета (по рабочей высоте h_{01} или h_0).

Для конструкций 1-го типа (см. рис. 5, а) значение поперечной силы $Q_{b,com}$ принимается равным:

при расчете по рабочей высоте h_{01}

$$Q_{b,com} = 0,3\varphi_{w1,1}\varphi_{b1,1}R_{bc1}bh_{01}; \quad (28)$$

при расчете по рабочей высоте h_0

$$Q_{b,com} = 0,3\varphi_{w1,2}\varphi_{b1,2}R_{bc2}h_0. \quad (29)$$

Для конструкций 2-го типа (см. рис. 5, б) значение поперечной силы $Q_{b,com}$ принимается равным:

при расчете по рабочей высоте h_{01}

$$Q_{b,com} = 0,3(\varphi_{w1,1}\varphi_{b1,1}R_{bc1}b_1 + \varphi_{w1,2}\varphi_{b1,2}R_{bc2}b_2)h_{01}; \quad (30)$$

при расчете по рабочей высоте h_0

$$Q_{b,com} = 0,3\varphi_{w1,2}\varphi_{b1,2}R_{bc2}bh_0. \quad (31)$$

В формулах (28)–(31): $\varphi_{w1,j}$ – коэффициент, учитывающий влияние поперечных стержней и определяемый по формуле

$$\varphi_{w1,j} = 1 + 5 \frac{A_{sw1}/s_1 + A_{sw2}/s_2}{E_{bj}} \leq 1,3; \quad (32)$$

$\varphi_{b1,j}$ – коэффициент, учитывающий влияние прочности бетона и определяемый по формуле

$$\varphi_{b1,j} = 1 - \beta R_{bj}, \quad (33)$$

где для тяжелого и мелкозернистого бетона $\beta = 0,01$, а для легкого – $0,02$.

Значения E_{bj} и R_{bj} в формулах (32) и (33) соответствуют учитываемой в формулах (28)–(31) прочности бетона R_{b1} или R_{b2} .

3.2.10. Проверка прочности конструкций на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине при постоянной высоте сечения по длине конструкции и поперечном армировании в виде хомутов, нормальных к продольной оси конструкции (рис. 6), производится с учетом положений п. 3.2.8 из условия

$$Q = Q_1 + Q_2 \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (34)$$

где Q – поперечная сила, расположенная по одну сторону от рассматриваемого сечения; при нагрузке, действующей по верхней грани, допускается принимать значение Q в наиболее удаленном от опоры конце наклонного сечения; Q_b – поперечное усилие, воспринимаемое бетоном; Q_{sw} – поперечное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой в наклонной трещине.

Значение поперечной силы Q_b определяется по формуле

$$Q_b = M_b / c \geq Q_{b,min}, \quad (35)$$

где c – длина проекции наклонного сечения на продольную ось конструкции, принимаемая на основании фактически установленных

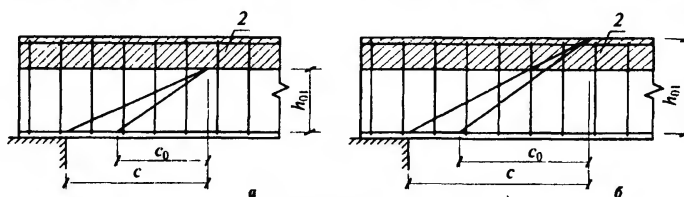


Рис. 6. Расположение наклонных сечений при схеме расчета: *a* – по рабочей высоте усиливаемой конструкции; *b* – по рабочей высоте усиленной конструкции; 1 – усиливаемая конструкция; 2 – бетон усиления

при осмотре конструкции данных о месте образования и наклоне ближайшей к опоре трещины, а при отсутствии необходимых данных определяемая как расстояние от вершины наклонной трещины до опоры; M_b и $Q_{b, \min}$ — характеристики усилий, воспринимаемых бетоном в наклонном сечении, определяемые в зависимости от типа конструкции (тип 1 или тип 2) и схемы расчета (по рабочей высоте h_{01} — рис. 6, а и по рабочей высоте h_0 — рис. 6, б).

Значение поперечной силы Q_{sw} определяется по формуле

$$Q_{sw} = (q_{sw1} + q_{sw2})c_0, \quad (36)$$

где q_{sw1} и q_{sw2} — усилия в поперечных стержнях на единицу длины конструкции, определяемые по формулам

$$q_{sw1} = R_{sw1}A_{sw1}/s_1, \quad (37)$$

$$q_{sw2} = \gamma_{sw}R_{sw2}A_{sw2}/s_2; \quad (38)$$

c_0 — длина проекции наклонной трещины на продольную ось конструкции, определяемая по формулам:

при отсутствии наклонных трещин перед усилением конструкции

$$c_0 = \sqrt{M_b / (q_{sw1} + q_{sw2})}; \quad (39)$$

при наличии наклонных трещин перед усилением конструкции

$$c_0 = \sqrt{M_b / q_{sw1}}, \quad (40)$$

но не более $2h_{01}$ или $2h_0$ (в зависимости от схемы расчета) и не менее соответственно h_{01} или h_0 , а также не более c , если $c_0 > c$.

В формуле (38) γ_{sw} — коэффициент условий работы дополнительно уложенной арматуры, принимаемый равным:

при отсутствии наклонных трещин перед усилением конструкции — 1;

при наличии наклонных трещин и предварительно напряженной дополнительной поперечной арматуры — 0,9;

при наличии наклонных трещин и ненапряженной дополнительной поперечной арматуры — 0,7.

Для конструкций 1-го типа (см. рис. 5, а) значения M_b и $Q_{b, \min}$ принимаются равными:

при расчете по рабочей высоте h_{01} (см. рис. 6, а)

$$M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_n)R_{bn}bh_{01}^2; \quad (41)$$

$$Q_{b, \min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bn}bh_{01}; \quad (42)$$

при расчете по рабочей высоте h_0 (см. рис. 6, б)

$$M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_n)\gamma_{bw}R_{bt2}bh_0^2; \quad (43)$$

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_n)\gamma_{bw}R_{bt2}bh_0. \quad (44)$$

Для конструкций 2-го типа (см. рис. 5, б) значения M_b и $Q_{b,\min}$ принимаются равными:

при расчете по рабочей высоте h_{01}

$$M_b = \varphi_{b2}[(1 + \varphi_n)R_{bt1}b_1 + \gamma_{bw}R_{bt2}b_2]h_{01}^2; \quad (45)$$

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b3}[(1 + \varphi_n)R_{bt1}b_1 + \gamma_{bw}R_{bt2}b_2]h_{01}; \quad (46)$$

при расчете по рабочей высоте h_0

$$M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_d)\gamma_{bw}R_{bt2}bh_0^2; \quad (47)$$

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_d)\gamma_{bw}R_{bt2}bh_0. \quad (48)$$

В формулах (41)–(48):

φ_n — коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения и определяемый по формуле

$$\varphi_n = 0,1P/R_{bt1}b_jh_{01} \leq 0,5, \quad (49)$$

где при расчете по формулам (41) и (42) $b_j = b_1$; φ_d — коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок из бетона усиления и определяемый по формуле

$$\varphi_d = 0,75(b'_j - b)d_2/bh_0 \leq 0,5; \quad (50)$$

при этом b'_j принимается не более $b + 3d_2$.

Для тяжелого, мелкозернистого и легкого бетона коэффициент φ_{b2} равен соответственно 2; 1,7 и 1,9, а коэффициент φ_{b3} — 0,6; 0,5 и 0,5.

В формулах (43)–(48): γ_{bw} — коэффициент условий работы дополнительно уложенного бетона, принимаемый равным: при отсутствии трещин перед усилением конструкции — 1, при наличии трещин и предварительно напряженной дополнительной поперечной арматуре — 0,9, а при наличии трещин и ненапряженной дополнительной поперечной арматуре — 0,7.

При действии на усиливаемую конструкцию сосредоточенных сил, расположенных на расстояниях c_i от опоры, для каждого наклонного сечения с длиной проекции c_i , не превышающей расстояния до нормального сечения с максимальным изгибающим моментом, требуемая интенсивность дополнительного поперечного

армирования определяется в зависимости от коэффициента $\chi_i = (Q_i - Q_{hi})/Q_{hi}$ из условий:

при расчете по рабочей высоте h_{01}

$$\text{если } \chi_i < \chi_{01} = \frac{Q_{b,\min}}{Q_{hi}} \frac{c_0}{2h_{01}} \quad q_{sw2,i} = \frac{Q_i \chi_{01}}{c_0 (1 + \chi_{01})} - q_{sw1,i}; \quad (51)$$

$$\text{если } \chi_{01} \leq \chi_i \leq \frac{c_i}{c_0} \quad q_{sw2,i} = \frac{Q_i - Q_{hi}}{c_0} - q_{sw1,i}; \quad (52)$$

$$\text{если } \frac{c_i}{c_0} < \chi_i \leq \frac{c_i}{h_{01}} \quad q_{sw2,i} = \frac{(Q_i - Q_{hi})^2}{M_b} - q_{sw1,i}; \quad (53)$$

$$\text{если } \chi_i > \frac{c_i}{h_{01}} \quad q_{sw2,i} = \frac{Q_i - Q_{hi}}{h_{01}} - q_{sw1,i}; \quad (54)$$

при расчете по рабочей высоте h_0

$$\text{если } \chi_i < \chi_{01} = \frac{Q_{b,\min}}{Q_{hi}} \frac{c_0}{2h_0} \quad q_{sw2,i} = \frac{Q_i \chi_{01}}{c_0 (1 + \chi_{01})} - q_{sw1,i}; \quad (55)$$

$$\text{если } \chi_{01} \leq \chi_i \leq \frac{c_i}{c_0} \quad q_{sw2,i} = \frac{Q_i - Q_{hi}}{c_0} - q_{sw1,i}; \quad (56)$$

$$\text{если } \frac{c_i}{c_0} < \chi_i \leq \frac{c_i}{h_0} \quad q_{sw2,i} = \frac{(Q_i - Q_{hi})^2}{M_b} - q_{sw1,i}; \quad (57)$$

$$\text{если } \chi_i > \frac{c_i}{h_0} \quad q_{sw2,i} = \frac{Q_i - Q_{hi}}{h_0} - q_{sw1,i}. \quad (58)$$

В условиях (51)–(58) Q_i – поперечная сила в нормальном сечении, расположенном на расстоянии c_i от опоры; $Q_{hi} = M_b/c_i$.

Как в том, так и в другом случае окончательно принимается наибольшее значение $q_{sw2,i}$.

При действии на усиливаемую конструкцию только равномерно-распределенной нагрузки q требуемая интенсивность дополнительного поперечного армирования определяется в зависимости от значения $Q_b = 2\sqrt{M_b q}$ из условий:

при расчете по рабочей высоте h_{01}

$$\text{если } Q_{\max} \leq \frac{Q_b}{0,6} \quad q_{sw2} = \frac{Q_{\max}^2 - Q_b^2}{4M_b} - q_{sw1}; \quad (59)$$

$$\text{если } \frac{M_b}{h_{01}} + Q_b > Q_{\max} > \frac{Q_b}{0,6} \quad q_{sw2} = \frac{(Q_{\max} - Q_b)^2}{M_b} - q_{sw1}; \quad (60)$$

$$\text{если } Q_{\max} \geq \frac{M_b}{h_{01}} + Q_b \quad q_{sw2} = \frac{Q_{\max} - Q_b}{h_{01}} - q_{sw1}. \quad (61)$$

Здесь и ниже Q_{\max} — поперечная сила в опорном сечении конструкции.

Во всех случаях должно выполняться условие

$$q_{sw1} + q_{sw2} \geq \frac{Q_{b,\min}}{2h_{0j}}, \quad (62)$$

где $Q_{b,\min}$ — характеристика усилия, определяемая по формулам (42), (44), (46) и (48) в зависимости от типа конструкции и схемы расчета; h_{0j} — рабочая высота конструкции, принимаемая в зависимости от схемы расчета: по рабочей высоте h_{01} — $h_{0j} = h_{01}$, по рабочей высоте h_0 — $h_{0j} = h_0$.

Если условие (59) не выполняется, интенсивность дополнительного поперечного армирования определяется по формуле

$$q_{sw2} = \frac{Q_{\max}}{2h_{01}} - \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q - \sqrt{\left(\frac{Q_{\max}}{2h_{01}} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q\right)^2 - \left(\frac{Q_{\min}}{2h_{01}}\right)^2} - q_{sw1}, \quad (63)$$

при расчете по рабочей высоте h_0

$$\text{если } Q_{\max} \leq \frac{Q_b}{0,6} \quad q_{sw2} = \frac{Q_{\max}^2 - Q_b^2}{4M_b} - q_{sw1}; \quad (64)$$

$$\text{если } \frac{M_b}{h_0} + Q_b > Q_{\max} > \frac{Q_b}{0,6} \quad q_{sw2} = \frac{(Q_{\max} - Q_b)^2}{M_b} - q_{sw1}; \quad (65)$$

$$\text{если } Q_{\max} \geq \frac{M_b}{h_0} + Q_b \quad q_{sw2} = \frac{Q_{\max} - Q_b}{h_0} - q_{sw1}. \quad (66)$$

Во всех случаях должно соблюдаться условие

$$q_{sw1} + q_{sw2} \geq \frac{Q_{b,\min}}{2h_0}. \quad (67)$$

Если условие (64) не выполняется, интенсивность дополнительного поперечного армирования определяется по формуле

$$q_{sw2} = \frac{Q_{\max}}{2h_0} - \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q - \sqrt{\left(\frac{Q_{\max}}{2h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q\right)^2 - \left(\frac{Q_{\max}}{2h_0}\right)^2} - q_{sw1}. \quad (68)$$

При расчете по рабочей высоте h_{01} (независимо от типа конструкции) значения M_b определяются по формулам (41) и (45), при расчете по рабочей высоте h_0 — по формулам (43) и (47).

Если усиление приопорных участков изгибаемых конструкций осуществляется только за счет дополнительного поперечного армирования, весь приведенный выше расчет сводится, по существу, к расчету конструкции 1-го типа при рабочей высоте h_{01} .

В реальных условиях в большинстве случаев усиление конструкций осуществляется наращиванием сверху (т. е. бетон усиления располагается над наклонной трещиной). Во всех этих случаях проверку прочности по наклонной трещине допускается производить один раз — по рабочей высоте h_0 и прочности бетона R_{bt2} , R_{bt2} (см. п. 3.2.8.). Т. е. формулы (28), (30), (41), (42), (45), (46), (49) и (59)–(63) выпадают.

3.2.11. Расчет железобетонных изгибаемых конструкций на действие момента для обеспечения прочности по наклонной трещине производится на основе уравнения равновесия моментов от внешних и внутренних сил, действующих в наклонном сечении с длиной проекции s на продольную ось конструкции, относительно точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне. Момент M от внешних сил определяется как сумма моментов от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения. Момент от внутренних сил включает момент, воспринимаемый продольной растянутой арматурой — $\sigma_{s1} A_{s1} \cdot 0,9h_0$, и момент, воспринимаемый поперечной арматурой, пересекающей рассматриваемое наклонное сечение — $0,5Q_{sw} h_0^2$.

Расчет производится из условия $M \leq \sigma_{s1} A_{s1} \cdot 0,9h_0 + 0,5Q_{sw} h_0^2$.

3.2.12. Расчет прочности коротких консолей на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной сжатой полосе между грузом и опорой производится (рис. 7) из условия

$$Q \leq Q_u, \quad (69)$$

где

$$2,5R_{bt1} b_1 h_0 \leq Q_u = 0,8R_{bt1} b_1 l_{sup} \sin^2 \theta \left(1 + 5 \frac{E_s}{E_{bt1}} \mu_w \right) \leq 3,5R_{bt1} b_1 h_0; \quad (70)$$

l_{sup} — длина площади опирания;

$$\sin^2 \theta = \frac{h_0^2}{h_0^2 + l_1^2}; \quad (71)$$

θ — угол наклона расчетной сжатой полосы к горизонтали; R_{bt1} , R_{bt1} — расчетное сопротивление бетона консоли соответственно сжатию и

растяжению; μ_w — коэффициент армирования поперечными стержнями по высоте консоли, принимаемый равным:

при наращивании консоли с дополнительным поперечным армированием со стороны нижней грани

$$\mu_w = \frac{A_{sw1}(h_{01}/s_1) + A_{sw2}(d_2/s_2)}{b_1 h_0}; \quad (72)$$

при усилении консоли дополнительной арматурой, расположенной у боковых граней консоли

$$\mu_w = \frac{A_{sw1}/s_1 + A_{sw2}/s_2}{b_1}. \quad (73)$$

При $Q < 2,5 R_{bt1} b_1 h_{01}$ усиление консоли на действие поперечной силы не требуется.

При $Q > 3,5 R_{bt1} b_1 h_{01}$ требуется увеличение поперечного сечения консоли.

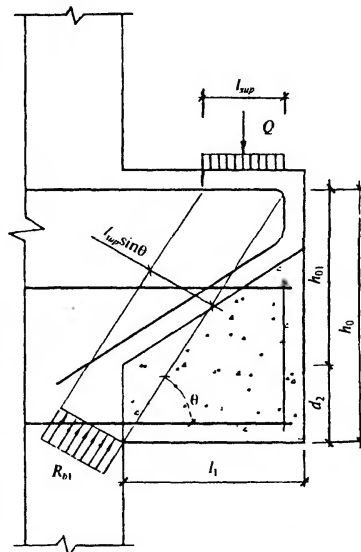


Рис. 7. Расчетная схема короткой консоли при усилении наращиванием на действие поперечной силы

Прочность пространственных сечений

3.2.13. Проверку прочности усиливаемых конструкций по пространственным сечениям допускается производить в соответствии с пп. 3.36—3.38 СНиП 2.03.01-84* по расчетным сопротивлениям бетона, равным R_b (см. п. 2.1.3).

Прочность контактных швов

3.2.14. Проверка прочности контактных швов между усиливаемой конструкцией и бетоном усиления производится из условия

$$Q_{sh} \leq Q_{sh,u}, \quad (74)$$

где Q_{sh} — сдвигающее усилие в шве от внешней нагрузки; $Q_{sh,u}$ — предельное сдвигающее усилие, воспринимаемое контактным швом.

Усилие Q_{sh} определяется в соответствии с пп. 3.2.15 и 3.2.17.

3.2.15. Для свободно опертых конструкций (балок и балочных плит) расчет прочности контактных швов производится у опоры на участке между свободным торцом конструкции и наклонным сечением (рис. 8).

Сдвигающее усилие в шве от внешней нагрузки определяется по формуле

$$Q_{sh} = (M - M_{sw}) / z. \quad (75)$$

где $M = M_2$ — момент от внешней нагрузки в нормальном сечении, проходящем через конец рассматриваемого наклонного сечения у сжатой грани конструкции; M_{sw} — момент, воспринимаемый поперечной арматурой в рассматриваемом наклонном сечении и принимаемый равным $0,5(q_{sw1} + q_{sw2})c^2$, где c — длина проекции наклонного сечения на продольную ось конструкции; z — плечо внутренней пары продольных сил в наклонном сечении, принимаемое равным $0,9h_0$.

Длина поверхности сдвига l_{sh} принимается равной расстоянию от торца конструкции до точки, в которой наклонное сечение пересекает поверхность контакта,

$$l_{sh} = l_0 - l_1, \quad (76)$$

где l_0 — расстояние от торца конструкции до конца наклонного сечения у сжатой грани; l_1 — расстояние от конца наклонного сечения у сжатой грани до конца поверхности сдвига — $l_1 = c(h_{sh}/h_0)$; h_{sh} — расстояние от геометрического центра поверхности сдвига до сжатой грани конструкции.

При расчете в общем случае (при отсутствии фактически установленных при осмотре конструкции данных о месте образования и наклоне ближайшей к опоре трещины) рассматривают ряд поло-

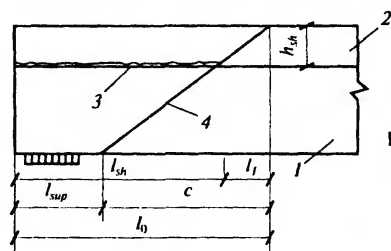


Рис 8. Схема для определения расчетной длины контактного шва у свободной опоры:
1 — усиливаемая конструкция; 2 — бетон усиления; 3 — контактный шов; 4 — наклонное сечение

жений конца наклонного сечения у сжатой грани относительно торца конструкции, определяемых значением l_0 . Далее при различном фиксированном положении конца наклонного сечения рассматривают ряд положений другого конца наклонного сечения (у растянутой грани) при различной длине проекции наклонного сечения c , в зависимости от которой определяют длину l_1 . По полученным значениям l_0 и l_1 определяют положение и длину поверхности сдвига l_{sh} и усилие сопротивления $Q_{сдв, u}$. Для каждого положения поверхности сдвига определяют соответствующие значения моментов $M = M_2$ и $M_{св}$ и сдвигающего усилия $Q_{сдв}$. Производят проверку прочности контактного шва при его различных положениях из условия (74) и устанавливают, достаточна или недостаточна его прочность.

3.2.16. Для неразрезных конструкций расчет прочности контактных швов производится у свободных концов опор в соответствии с п. 3.2.15. и у промежуточных опор на участке между двумя наклонными сечениями, расположенными у опоры и в пролете, в зонах, где действуют моменты разных знаков (рис. 9).

Значение сдвигающего усилия в шве от внешней нагрузки у промежуточной опоры определяется по формуле

$$Q_{сдв} = \frac{M_1 - M_{св, I}}{z_1} + \frac{M_{II} - M_{св, II}}{z_{II}}, \quad (77)$$

где $M_1 = M_{2(I)}$ и $M_{II} = M_{2(II)}$ — моменты от внешней нагрузки в нормальных сечениях, проходящих через концы наклонных сечений у сжатых граней конструкции; $M_{св(I)}$ и $M_{св(II)}$ — моменты, воспринимаемые поперечной арматурой в наклонных сечениях; $z_{(I)}$ и $z_{(II)}$ — плечи внутренней пары продольных сил в наклонных сечениях, принимаемые равными, соответственно, $0,9h_{0(I)}$ и $0,9h_{0(II)}$.

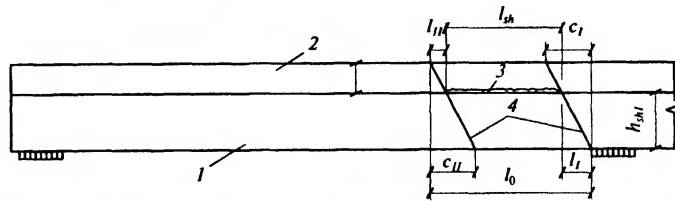


Рис. 9. Схема для определения расчетной длины контактного шва у промежуточной опоры:
1 — усиленная конструкция; 2 — бетон усиления; 3 — контактный шов; 4 — наклонное сечение

Длина поверхности сдвига l_{sh} принимается равной расстоянию между точками пересечения двумя рассматриваемыми наклонными сечениями поверхности сдвига

$$l_{sh} = l_0 - l_I - l_{II}, \quad (78)$$

где l_0 — расстояние от сжатого конца наклонного сечения, расположенного у опоры, до сжатого конца другого наклонного сечения, расположенного в пролете; $l_{(I)}$ и $l_{(II)}$ — расстояния от сжатых концов наклонных сечений до концов поверхности сдвига: $l_I = c_I h_{sh(I)} / h_{0(I)}$; $l_{II} = c_{II} h_{sh(II)} / h_{0(II)}$; $h_{sh(I)}$ и $h_{sh(II)}$ — расстояния от геометрического центра поверхности сдвига до сжатых граней конструкции; c_I и c_{II} — длины проекций наклонных сечений.

Значения l_{sh} и l определяются на основании фактически установленных при осмотре конструкции данных о месте образования и наклоне трещин. При отсутствии необходимых данных рассматривают, в общем случае, положение приопорного наклонного сечения со сжатым концом у опоры и ряд положений сжатого конца другого наклонного сечения в пролете, определяемых величиной l_0 . Далее при фиксированном положении сжатых концов наклонных сечений рассматривают ряд положений растянутых концов наклонных сечений при различной длине их проекций c_I и c_{II} , в зависимости от которых определяют длины l_I и l_{II} . По полученным значениям l_0 , l_I и l_{II} определяют положение и длину поверхности сдвига l_{sh} и усилие сопротивления сдвигу $Q_{sh, u}$. Для каждого положения поверхности сдвига определяют соответствующие значения моментов M_I и M_{II} и сдвигающие усилия Q_{sh} . Производят проверку прочности контактного шва из условия (74) и устанавливают, достаточна или недостаточна его прочность. В случае, если указанное условие не удовлетворяется, принимаются меры по увеличению сопротивляемости сдвигу контактного шва.

3.2.17. Предельное сдвигающее усилие, воспринимаемое контактным швом, определяется по формуле

$$Q_{sh, u} = R_{sh} b_{sh} l_{sh}, \quad (79)$$

где R_{sh} — среднее по длине участка сдвига расчетное сопротивление сдвигу контактного шва; b_{sh} — расчетная ширина поверхности сдвига, принимаемая в соответствии с п. 3.2.21; l_{sh} — расчетная длина поверхности сдвига.

Сопротивление сдвигу R_{sh} определяется в соответствии с п. 3.2.18, длина l_{sh} – в соответствии с пп. 3.2.15 и 3.2.16.

3.2.18. В общем случае среднее суммарное расчетное сопротивление сдвигу контактного шва принимается равным

$$R_{sh} = R_{sh,b} + R_{sh,s} + R_{sh,n}, \quad (80)$$

где $R_{sh,b}$ – сопротивление шва сдвигу за счет сцепления, механического зацепления и обжатия бетона; $R_{sh,s}$ – сопротивление шва сдвигу за счет работы на срез поперечной арматуры, пересекающей шов; $R_{sh,n}$ – сопротивление шва сдвигу за счет работы поперечных шпонок.

При учете в расчетах работы поперечных шпонок сопротивление шва сдвигу $R_{sh,b}$ не учитывается.

При расчете прочности контактного шва с учетом совместной работы шпонок и поперечной арматуры расчетное сопротивление контактного шва сдвигу принимается равным

$$R_{sh} = \gamma_{n1} R_{sh,n} + \gamma_{n2} R_{sh,s}. \quad (81)$$

Значения коэффициентов γ_{n1} и γ_{n2} равны:

если $R_{sh,n} \geq R_{sh,s}$ – $\gamma_{n1} = 1$; $\gamma_{n2} = 0,5$;

если $R_{sh,n} < R_{sh,s}$ – $\gamma_{n1} = 0,5$; $\gamma_{n2} = 1$.

3.2.19. Сопротивление шва сдвигу $R_{sh,b}$ за счет сцепления, механического зацепления и обжатия бетона определяется по формуле

$$R_{sh,b} = \gamma_{b1} \gamma_{b2} \gamma_{b3} R_{bt} \left(1 + \gamma_{b4} \frac{\sigma_{bm}}{R_{bt}} \right), \quad (82)$$

где R_{bt} – расчетное сопротивление бетона усилению растяжению; γ_{b1} – коэффициент, учитывающий влияние многократно повторяющейся нагрузки (приближенный учет для случая, когда указанная нагрузка составляет незначительную часть от общей); его значения для плоского шероховатого, армированного поперечной арматурой контакта принимаются равными: при коэффициенте асимметрии цикла нагружения $\rho = 0,3$ $\gamma_{b1} = 0,65$; при $\rho = 0,6$ $\gamma_{b1} = 0,75$; γ_{b2} – коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки; $\gamma_{b2} = 0,75$; γ_{b3} – коэффициент, учитывающий влияние состояния поверхности контактного шва на сцепление бетона, принимаемый по табл. 2; γ_{b4} – коэффициент, учитывающий влияние состояния поверхности контактного шва при его обжатии, принимаемый по табл. 2;

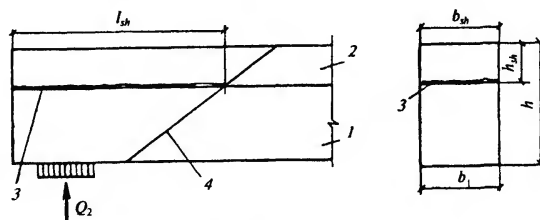


Рис. 10. Схема для определения местных сжимающих напряжений, действующих в контактином шве:
1 – усиливаемая конструкция; 2 – бетон усиления; 3 – контактный шов; 4 – наклонное сечение

σ_{hm} – среднее значение напряжения обжатия контактного шва (рис. 10), определяемое по формуле

$$\sigma_{hm} = \frac{Q_2}{b_{sh} l_{sh}}, \quad (83)$$

где Q_2 – опорная реакция; b_{sh}, l_{sh} – ширина горизонтального участка поверхности контакта и длина поверхности контакта.

При расчете прочности контактных швов у промежуточных опор неразрезных балок или плит значение σ_{hm} принимается равным нулю.

Примечание.

Плоский гладкий, а также неармированный плоский контакт при действии многократно повторяющейся нагрузки применять не допускается.

Характеристики контактов приведены в табл. 2.

Таблица 2

Состояние поверхности контакта усиливаемой конструкции	Коэффициенты γ_{b3} и γ_{b4} при прочности бетона R_{bt} , МПа				
	5,0	10,0	15,0	20,0	40,0
Поверхность гладкая, контакт осуществляется по нескольким плоскостям	0,4/1,6	0,6/1,1	0,9/0,7	1,2/0,5	1,0/0,65
То же, контакт плоский	0,3/2,2	0,5/1,3	0,6/1,1	0,6/1,1	0,5/1,3
Поверхность шероховатая, контакт осуществляется по нескольким плоскостям	0,5/1,3	0,8/0,8	1,2/0,55	1,6/0,4	1,3/0,5
То же, контакт плоский	0,4/1,6	0,7/0,9	0,8/0,8	0,8/0,8	0,6/1,1

Примечания.

1. Над чертой приведены значения γ_{b3} , под чертой – γ_{b4} .

2. Под гладкой подразумевается поверхность с отпечатком деревянной опалубки или заглаженная вручную по свежему бетону; под шероховатой – поверхность, имеющая искусственные или естественные выступы высотой (или впадины глубиной) до 10 мм.

3. Выступы высотой (или впадины глубиной) 10 мм и более рассматриваются как шпонки.
4. Сопротивление сдвигу за счет сцепления и механического зацепления бетонов контактного шва, полученного как отпечаток металлической опалубки, не учитывается. В этом случае принимается $R_{sh,b} = 0,65\sigma_{cm}$ независимо от класса бетона усиления.
5. При контакте по нескольким плоскостям рекомендуется принимать размеры ребра b_1 и h_1 в пределах от $0,3b$ до $0,7b$ (см. рис. 13).
6. Промежуточные значения коэффициентов γ_{k3} и γ_{k4} определяются по интерполяции.

3.2.20. Сопротивление шва сдвигу $R_{sh,s}$ за счет работы поперечной арматуры (рис. 11) определяется по формуле

$$R_{sh,s} = 0,65\sqrt{R_b^2 E_s \mu_{sw}}, \quad (84)$$

но принимается не более $0,7\mu_{sw} R_{sw}$, где R_{sw} — меньшее из значений R_{sw1} и R_{sw2} .

В формуле (84):

R_b — расчетное сопротивление бетона усиления на сжатие; μ_{sw} — коэффициент армирования контактного шва поперечной арматурой, определяемый по формуле

$$\mu_{sw} = A_{sw} / b_{sh} s, \quad (85)$$

3.2.21. Сопротивление шва сдвигу за счет работы поперечных бетонных шпонок, горизонтальных или вертикальных (рис. 12), определяется по формулам:

$$R_{sh,n} = \frac{2R_{fij} b_n l_{ij} n}{b_{sh} l_{sh}} \quad (86)$$

и

$$R_{sh,n} = \frac{R_{fij} b_n l_{ij} n}{b_{sh} l_{sh}} \quad (87)$$

и принимается меньшее значение.

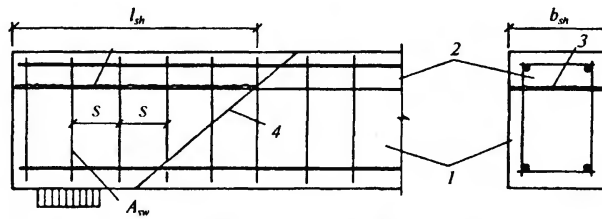


Рис. 11. Схема для определения сдвигающих усилий, воспринимаемых поперечной арматурой в контактном шве:

1 — усиленная конструкция; 2 — бетон усилий; 3 — контактный шов; 4 — наклонное сечение

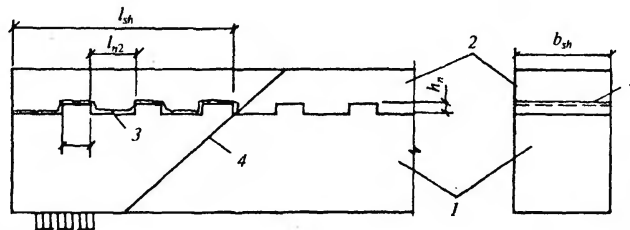


Рис. 12. Схема для определения сдвигающих усилий, воспринимаемых шпонками в контактном шве:
 1 – усиливаемая конструкция; 2 – бетон усилии; 3 – контактный шов; 4 – наклонное сечение

При расчете учитывается прочность шпонок усиливаемой конструкции (R_{n1} , $R_{bc,1}$, l_{n1}) и шпонок из бетона усиления (R_{n2} , $R_{bc,2}$, l_{n2}). В формулах (86) и (87):

R_{nj} и R_{bcj} – расчетные сопротивления сжатию и растяжению бетона шпонок; b_n , h_n , l_{nj} – ширина, высота и длина шпонок; n – число шпонок, вводимое в расчет.

Число треугольных шпонок, вводимое в расчет, должно быть не более шести, прямоугольных и трапециевидных – не более трех.

Расчетная ширина поверхности сдвига b_{sh} определяется в зависимости от характера контактного шва, плоского или ребристого (рис. 13).

При плоском контактном шве (см. рис. 13, а) расчетная ширина b_{sh} принимается равной ширине контакта в месте сопряжения усиливаемой конструкции и бетона усиления, $b_{sh} = b_1$.

При ребристом контактном шве с продольным ребром расчетная ширина b_{sh} принимается по наиболее опасной поверхности сдвига: по всей поверхности контакта (см. рис. 13, б), $b_{sh} = b_1 + 2h_{r1}$, или по поверхности, включающей поверхность контакта и бетона усиления (см. рис. 13, в, г), $b_{sh} = b_1$ или $b_{sh} = b_1 - b_{r1} + 2h_{r2}$.

Расчетное положение контактного шва по высоте конструкции h_{sh} принимается на уровне центра тяжести контура расчетной поверхности сдвига (см. рис. 13).

Расчет на выносливость

3.2.22. Расчет на выносливость усиливаемых конструкций производится для сечений, нормальных и наклонным к продольной оси конструкции. Кроме того, производится расчет на выносливость

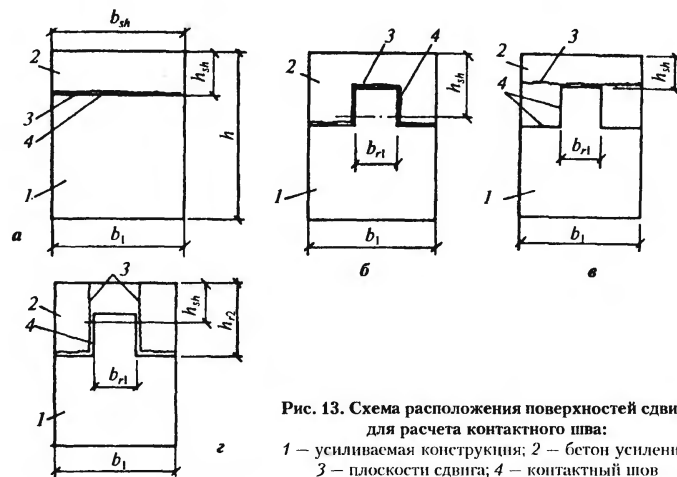


Рис. 13. Схема расположения поверхностей сдвига для расчета контактного шва:
 1 – усиливаемая конструкция; 2 – бетон усиления;
 3 – плоскости сдвига; 4 – контактный шов

контактных швов между усиливаемой конструкцией и бетоном усиления.

3.2.23. Расчет изгибаемых и внецентренно сжатых конструкций на выносливость производится путем сравнения напряжений в бетоне усиливаемой конструкции, в бетоне усиления и в арматуре с соответствующими расчетными сопротивлениями, умноженными на свои коэффициенты условий работы $\gamma_{bl,j}$ и γ_{st} , принимаемые для бетона – по табл. 16, для арматуры – по табл. 25 СНиП 2.03.01-84*, а при наличии сварных соединений арматуры – также на коэффициент условий работы γ_{st} (см. табл. 26 СНиП 2.03.01-84*).

Напряжения в бетоне и арматуре как до приобретения бетоном усиления заданной прочности, так и после вычисляются как для упругого тела (по приведенным сечениям).

Неупругие деформации в сжатой зоне после приобретения бетоном усиления заданной прочности учитываются снижением модуля упругости бетона, принимая коэффициент приведения арматуры к бетону усиливаемой конструкции α' в соответствии с п. 3.47 СНиП 2.03.01-84* и приведения бетона усиления к бетону усиливаемой конструкции равным отношению α'_1/α'_2 .

Выносливость сечений, нормальных к продольной оси конструкции

3.2.24. Проверка на выносливость нормальных сечений производится из условий:

для сжатого бетона

$$\sigma_{b1,\max} \leq R_{b1}. \quad (88)$$

$$\sigma_{b2,\max} \leq R_{b2}; \quad (89)$$

для растянутой арматуры

$$\sigma_{s,\max} \leq R_s. \quad (90)$$

В условиях (88)–(90):

$\sigma_{b1,\max}$ и $\sigma_{b2,\max}$ — соответственно максимальные нормальные напряжения в бетоне усиливаемой конструкции и бетоне усиления; $\sigma_{s,\max}$ — максимальные напряжения в растянутой арматуре;

$$\sigma_{b1,\max} = \frac{M}{I'_{red}}(x_0 - h - h_1) + \frac{N_{tot}}{A'_{red}}; \quad (91)$$

$$\sigma_{b2,\max} = \left(\frac{M}{I'_{red}}x_0 + \frac{N_{tot}}{A'_{red}} \right) \alpha'_1 - \sigma_{b2}; \quad (92)$$

$$\sigma_{s,\max} = \left[\frac{M}{I'_{red}}(h_0 - x_0) - \frac{N_{tot}}{A'_{red}} \right] \alpha'_1 + \sigma_{sp}, \quad (93)$$

где для изгибаемых конструкций

$$M = M_1 + P(e_{sp} - h_0 + x_0) + M_{2,\max} + M_f + N_f(x_0 - y'_2); \quad (94)$$

$$N_{tot} = P + N_f; \quad (95)$$

для внецентренно сжатых конструкций

$$M = M_1 + P(e_{sp} - h_0 + x_0) + M_{2,\max} + N_{2,\max}e_0 + M_f + N_f(x_0 - y'_2); \quad (96)$$

$$N_{tot} = P + N_{2,\max} + N_f. \quad (97)$$

В формулах (94)–(97):

x_0 — расстояние от крайних сжатых волокон конструкции до центра тяжести ее приведенного (с учетом коэффициентов α'_1 и α'_2); сечения; e_{sp} — расстояние от точки приложения равнодействующей усилия предварительного напряжения арматуры до центра тяжести сечения арматуры S ; y'_2 — расстояние от центра тяжести бетона усиления до его крайних сжатых волокон.

Значения M_j и N_j определяются по формулам (134) и (135) при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$ с учетом замены $\alpha_2 E_{b1}$ на E_s/α'_2 и α_2 на α'_1/α'_2 .

В формуле (89):

при отсутствии трещин в бетоне усиливаемой конструкции до приобретения бетоном усиления заданной прочности

$$\sigma_{b2} = \left[\sigma'_{b1} + \frac{h-h_1}{h_1} (\sigma'_{b1} - \sigma_{b1}) \right] \frac{\alpha'_1}{\alpha'_2}, \quad (98)$$

где σ'_{b1} и σ_{b1} — напряжения в наименее и наиболее обжатых волокнах усиливаемой конструкции к моменту приобретения бетоном усиления заданной прочности, определяемые по формулам сопротивления упругих материалов при $\gamma_f > 1$;

при наличии таких трещин

$$\sigma_{b2} = (\alpha'_1/\alpha'_2) E_{b1} \left(\frac{1}{r} \right)_1 (h-h_1-0,8h_{01}), \quad (99)$$

где $(1/r)_1$ определяется в соответствии с п. 3.2.43.

Приведенные характеристики сечения A'_{red} , S'_{red} и I'_{red} определяются следующим образом.

Если в сечении не образуются нормальные трещины, т. е. если выполняются условия п. 3.2.31, при замене значений $R_{bt,ser1}$ на R_{bt1} и $R_{bt,ser2}$ на R_{bt2} , приведенное сечение включает в себя полное сечение бетона (бетона усиливаемой конструкции и бетона усиления), а также площадь сечения всей продольной арматуры, умноженную на коэффициент α'_1 .

Если в сечении образуются нормальные трещины, приведенное сечение включает в себя площадь сечения бетонов, расположенных в сжатой зоне, а также площадь сечения всей продольной арматуры, умноженную на коэффициент α'_1 .

В последнем случае высота сжатой зоны x_0 определяется из условия

$$\frac{M}{N_{кор}} = \frac{I_{b1} + \frac{\alpha'_1}{\alpha'_2} I_{b2} + \alpha'_1 \sum_{i=1}^k I_{si}}{S_{b1} + \frac{\alpha'_1}{\alpha'_2} S_{b2} - \alpha'_1 \sum_{i=1}^k A_{si} (h_{0i} - x_0)}, \quad (100)$$

где M — определяется по формуле (94) или (96) с заменой x_0 на $0,8h_{01}$; $N_{кор}$ — по формуле (95) или (97); I_{b1} — момент инерции сжатой зоны

усиливаемой конструкции относительно нулевой линии; I_{b2} — то же, бетона усиления; I_{si} — момент инерции площади сечения i -го стержня арматуры относительно нулевой линии; S_{b1} и S_{b2} — статические моменты сжатой зоны соответственно усиливаемой конструкции и бетона усиления относительно нулевой линии; A_{si} — площадь сечения i -го стержня арматуры; h_{oi} — расстояние от сжатой грани конструкции до центра тяжести i -го стержня арматуры.

3.2.25. Коэффициенты асимметрии цикла вычисляются по формулам:

для бетонов

$$\rho_{b1} = \sigma_{b1, \min} / \sigma_{b1, \max}; \quad (101)$$

$$\rho_{b2} = \sigma_{b2, \min} / \sigma_{b2, \max}; \quad (102)$$

для арматуры

$$\rho_s = \sigma_{s, \min} / \sigma_{s, \max}. \quad (103)$$

В формулах (101)–(103): $\sigma_{b1, \min}$, $\sigma_{b2, \min}$ и $\sigma_{s, \min}$ — нормальные напряжения в крайних сжатых волокнах усиливаемой конструкции, бетона усиления и в растянутой арматуре, определяемые по формулам (91)–(98) с учетом замены $M_{2, \max}$ ($N_{2, \max}$) на $M_{2, \min}$ ($N_{2, \min}$) — минимальное в пределах цикла значение внешнего усилия (т. е. усилия, прикладываемого после приобретения бетоном усиления заданной прочности).

В зоне, проверяемой по сжатому бетону, при действии многократно повторяющейся нагрузки следует избегать возникновения растягивающих напряжений. Сжатая арматура на выносливость не рассчитывается.

Выносливость сечений, наклонных к продольной оси конструкции

3.2.26. Проверку выносливости наклонных сечений допускается производить в соответствии с п. 3.49 СНиП 2.03.01-84* и пп. 3.2.23 и 3.2.27.

Выносливость контактных швов

3.2.27. Выносливость контактных швов определяется количеством циклов до разрушения, характеризующих долговечность конструкции.

3.2.28. Проверка выносливости контактных швов производится в следующем порядке.

Определяются касательные напряжения, действующие в шве,

$$\tau_{\max}^{(\min)} = Q_{\max}^{(\min)} \frac{S_{red}}{b_{sh} I_{red}}, \quad (104)$$

где S_{red} — статический момент части усиленного сечения, отсекаемой швом, относительно центра тяжести сечения, приведенного (по модулю упругости) к бетону усиливаемой конструкции.

Значение b_{sh} расшифровано в п. 3.2.17.

Отыскивается суммарное сопротивление сдвигу

$$\tau_{sh} = \gamma_{b3} R_{bt2} + \tau_s + 0.69 \sigma_{bm}. \quad (105)$$

Значения γ_{b3} и σ_{bm} расшифрованы в п. 3.2.19.

Определяется количество циклов до разрушения n_u

$$\lg n_u = 9.34 - 8.67 X_1 + 1.58 X_2 + 0.067 X_3, \quad (106)$$

где $X_1 = \tau_{\max} / \tau_{sh}$ — уровень нагрузки; $X_2 = \tau_{\min} / \tau_{\max} = Q_{\min} / Q_{\max}$ — коэффициент асимметрии цикла; X_3 — частота приложения нагрузки, Гц.

3.2.29. При действии многократно повторяющейся нагрузки плоский гладкий, а также неармированный плоский контакт принимать не допускается.

Расчет по образованию трещин

3.2.30. Усиливаемые конструкции, в зависимости от предъявляемых к ним требований по трещиностойкости, рассчитываются по образованию трещин, нормальных к продольной оси конструкции, и наклонных — в зоне действия наибольших главных растягивающих напряжений.

Трещиностойкость сечений, нормальных к продольной оси конструкции

3.2.31. Проверка по образованию нормальных трещин производится из условия

$$M_r \leq M_{cre}, \quad (107)$$

где M_r — момент от полной нагрузки, действующей на конструкцию (т. е. от нагрузки, приложенной до включения в работу бетона усиления и после), относительно оси, проходящей через ядровую точку, наиболее удаленную от растянутой зоны, трещиностойкость которой проверяется;

M_{cre} — момент, воспринимаемый сечением конструкции при образовании трещин.

Для изгибаемых конструкций

$$M_r = M_1 + M_2; \quad (108)$$

для внецентренно сжатых конструкций

$$M_r = M_1 + N_2(e_0 - r). \quad (109)$$

Здесь:

e_0 — эксцентриситет продольной силы N_2 относительно центра тяжести усиленного сечения, приведенного (по модулю упругости) к бетону усиливаемой конструкции;

r — расстояние от центра тяжести указанного сечения до ядровой точки (условной), наиболее удаленной от растянутой зоны, трещиностойкость которой определяется;

$$r = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}} = \varphi a_n. \quad (110)$$

В формуле (110):

$$\varphi = 1,6 - \frac{\sigma'_{b2}}{R_{b,ser2}}; \quad (111)$$

σ'_{b2} — напряжения в крайних сжатых волокнах бетона усиления; при этом должно выполняться условие $0,7 \leq \varphi \leq 1$.

Численные значения σ'_{b2} определяются по формуле

$$\sigma'_{b2} = \frac{\alpha_2 y'_{red}}{y_{red}} (\sigma_{n1} - 2R_{bt,ser1}), \quad (112)$$

где σ_{n1} — напряжения в наиболее обжатых волокнах усиливаемой конструкции к моменту приобретения бетоном усиления заданной прочности, определяемые в соответствии с п. 1.28 СНиП 2.03.01-84*.

Момент, воспринимаемый сечением конструкции при образовании нормальных трещин, определяется по формуле

$$M_{crc} = M_{rp} + R_{bt,ser1} W_{pl}, \quad (113)$$

где

$$M_{rp} = P(e_0 + r_1) \frac{r A_{red}}{W_{red,1}} + M_1 \left(1 - \frac{r A_{red}}{W_{red,1}} \right); \quad (114)$$

r_1 — расстояние от центра тяжести неусиленного приведенного сечения до ядровой точки (условной) указанного сечения, наиболее удаленной от растянутой зоны, трещиностойкость которой определяется

$$r_1 = \varphi_1 \frac{W_{red,1}}{A_{red,1}} = \varphi_1 a_{n1}. \quad (115)$$

В формуле (115):

$$\varphi_1 = 1,6 - (\sigma'_{b1} + \sigma'_b) / R_{b,ser1}; \quad (116)$$

σ'_{b1} — напряжения в наименее обжатых волокнах усиливаемой конструкции к моменту приобретения бетоном усиления заданной прочности, определяемые в соответствии с п. 1.28 СНиП 2.03.01-84*;

σ'_b — напряжения в крайних сжатых волокнах усиливаемой конструкции от внешних нагрузок, т. е. нагрузок, приложенных после приобретения бетоном усиления заданной прочности;

при этом должно выполняться условие $0,75 \leq \varphi_1 \leq 1$.

Численные значения σ'_b определяются по формуле

$$\sigma'_b = (\sigma_{b1} + 2R_{b1,ser1}) \frac{y'_{red1}}{y_{red1}}, \quad (117)$$

где y'_{red1} и y_{red1} — расстояния от центра тяжести сечения конструкции, приведенного (по модулю упругости) к бетону сборного элемента, до наименее и наиболее обжатых волокон указанного элемента.

3.2.32. Значение W_{pl} определяется по формуле

$$W_{pl} = \frac{2(I_{b0} + \alpha_1 I'_{s0} + \alpha_1 I'_{s0})}{h-x} + S_{b0}. \quad (118)$$

Положение нулевой линии сечения, приведенного (по модулю упругости) к бетону усиливаемой конструкции, определяется из условия

$$S'_{b0} + \alpha_1 S'_{s0} - \alpha_1 S_{s0} - 0,5(h-x)A_{bt} = 0. \quad (119)$$

В формулах (118) и (119):

I_{b0} — момент инерции сжатой зоны усиленного сечения, приведенного (по модулю упругости) к бетону усиливаемой конструкции, относительно его нулевой линии;

I_{s0} и I'_{s0} — моменты инерции площадей сечений соответственно арматуры S и S' относительно нулевой линии;

S'_{b0} и S_{b0} — статические моменты площадей соответственно сжатой и растянутой зоны сечения, приведенного (по модулю упругости) к бетону усиливаемой конструкции, относительно нулевой линии;

S'_{s0} и S_{s0} — статические моменты площадей сечения, соответственно арматуры S' и S относительно нулевой линии;

A_{bt} — площадь растянутого бетона в усиленном сечении.

Если перед усилением растянутой зоны установкой дополнительной арматуры с обетонированием в усиливаемой конструкции

уже имеются трещины, значение W_{pl} определяется без учета площади сечения растянутой зоны бетона конструкции.

3.2.33. Расчет по образованию нормальных трещин при действии многократно повторяющейся нагрузки производится из условия

$$\sigma_{bt1} \leq R_{bt,ser1}. \quad (120)$$

где σ_{bt1} — максимальные нормальные растягивающие напряжения в бетоне усиливаемой конструкции, определяемые по формуле

$$\sigma_{bt1} = \frac{M}{I_{red}} y_0 - \frac{N_{tot}}{A_{red}}. \quad (121)$$

В этой формуле:

A_{red} — приведенная площадь усиленного сечения, включающая полное сечение бетонов (приведенное к бетону усиливаемой конструкции), а также площадь сечения всей арматуры, умноженную на коэффициент α' ;

I_{red} — собственный момент инерции указанной площади;

y_0 — расстояние от растянутой грани конструкции до нулевой линии усиленного сечения.

Значение M и N_{tot} определяются при $\gamma_f = 1$ по формулам (94)–(97), значения M_f и N_f — по формулам (138) и (139).

Расчетное сопротивление бетона растяжению $R_{bt,ser1}$ в формуле (120) вводится с коэффициентом условий работы γ_{bt1} , принимаемым по табл. 16 СНиП 2.03.01-84^а.

Трещиностойкость сечений, наклонных к продольной оси конструкции

3.2.34. Проверка по образованию наклонных трещин производится из условия

$$\sigma_{m1} \leq \gamma_{h4} R_{bt,ser1}, \quad (122)$$

где

$$\gamma_{h4} = \frac{1 - \sigma_{mc} / R_{h,ser1}}{0,2 + \alpha B} \leq 1. \quad (123)$$

Здесь α — коэффициент, принимаемый равным для тяжелого бетона 0,01; при этом должно выполняться условие $\alpha B \geq 0,3$; B — класс бетона усиливаемой конструкции по прочности на сжатие в МПа.

Проверка по образованию трещин производится на уровне центра тяжести приведенного сечения конструкции и по линии примыкания сжатой полки к ребру.

Значения главных растягивающих и главных сжимающих напряжений в бетоне усиливаемой конструкции σ_{mf} и σ_{mc} определяются по формуле

$$\sigma_{mf(mc)} = 0,5(\sigma_{x1} + \sigma_x + \sigma_{y1} + \sigma_y) \pm \pm 0,5\sqrt{(\sigma_{x1} + \sigma_x - \sigma_{y1} - \sigma_y)^2 + 4(\tau_{xy1} + \tau_{xy})^2}, \quad (124)$$

где σ_{x1} — нормальные напряжения в бетоне усиливаемой конструкции на площадке, перпендикулярной к ее продольной оси, от сил предварительного обжатия и нагрузок, приложенных до приобретения бетоном усиления заданной прочности, определяемые в соответствии с п. 4.11 СНиП 2.03.01-84*;

σ_x — то же, от внешних нагрузок, т. е. нагрузок, приложенных после приобретения бетоном усиления заданной прочности;

σ_{y1} — местные сжимающие напряжения в бетоне усиливаемой конструкции на площадке, параллельной продольной оси конструкции, от сил предварительного обжатия криволинейной напрягаемой арматурой и нагрузок (или опорной реакции), приложенных до приобретения бетоном усиления заданной прочности, определяемые в соответствии с п. 4.11 СНиП 2.03.01-84*;

σ_y — то же, от внешних нагрузок, т. е. нагрузок, приложенных после приобретения бетоном усиления заданной прочности (рис. 14);

τ_{xy1} — касательные напряжения в бетоне усиливаемой конструкции от сил предварительного обжатия криволинейной напрягаемой арматурой и нагрузок, приложенных до приобретения бетоном усиления заданной прочности, определяемые в соответствии с п. 4.11 СНиП 2.03.01-84*;

τ_{xy} — то же, от внешних нагрузок, т. е. нагрузок, приложенных после приобретения бетоном усиления заданной прочности;

$$\sigma_x = \frac{N_2}{A_{red}} \pm \frac{M_2}{I_{red}} y_1, \quad (125)$$

где y_1 — расстояние между центрами тяжести приведенных сечений усиливаемой конструкции до приобретения бетоном усиления заданной прочности и после;

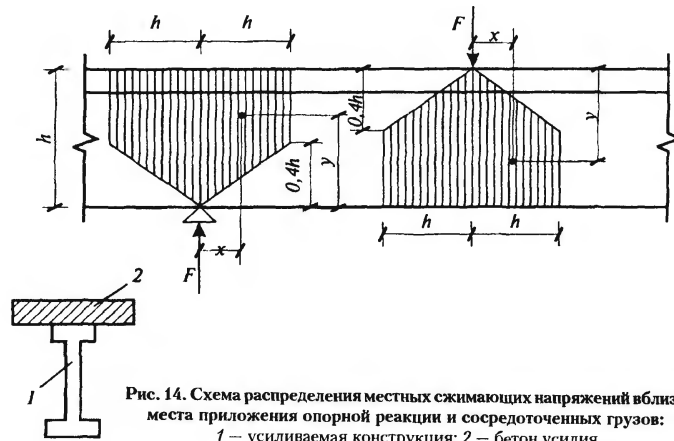


Рис. 14. Схема распределения местных сжимающих напряжений вблизи места приложения опорной реакции и сосредоточенных грузов:
1 – усиваемая конструкция; 2 – бетон усилия

при $y < 0,4h$ и $x \leq 2,5y$

$$\sigma_y = \frac{0,4F}{bh} \left(\frac{h}{y} - 1 \right) \left(1 - 0,4 \frac{x}{y} \right); \quad (126)$$

при $y > 0,4h$ и $x \leq h$

$$\sigma_y = \frac{F}{bh} \left(1 - \frac{y}{h} \right) \left(1 - \frac{x}{h} \right); \quad (127)$$

Касательные напряжения определяются по формуле

$$\tau_{xy} = \frac{Q_2 S}{b I_{red}}. \quad (128)$$

В формуле (128):

S – статический момент части усиленного сечения, приведенного (по модулю упругости) к бетону усиваемой конструкции, расположенной выше уровня, на котором производится проверка по образованию трещин, относительно оси, проходящей через центр тяжести указанного сечения;

b – ширина сечения конструкции на уровне, для которого производится проверка по образованию трещин.

Напряжения σ_x и σ_y подставляются в формулу (124) со знаком “плюс”, если они растягивающие, и со знаком “минус” — если сжимающие. Напряжения σ_{mc} принимаются по абсолютной величине.

Если перед усилением приопорной зоны железобетонной обоймой или рубашкой в усиливаемой конструкции уже имелись трещины, расчетная площадь поперечного сечения конструкции определяется без учета площади сечения конструкции до усиления.

3.2.35. При действии многократно повторяющейся нагрузки проверка по образованию наклонных трещин производится в соответствии с п. 3.2.34, при этом расчетные сопротивления $R_{br, ser1}$ и $R_{b, ser1}$ вводятся с коэффициентом условий работы γ_{b1} , принимаемым по табл. 16 СНиП 2.03.01-84*.

Расчет по раскрытию трещин

3.2.36. Усиливаемые конструкции рассчитываются по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси конструкции, и наклонных — в зоне действия наибольших главных растягивающих напряжений.

Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси конструкции

3.2.37. Проверка по раскрытию нормальных трещин предусматривает два случая:

— если в бетоне растянутой зоны конструкции до включения в работу бетона усиления трещины отсутствуют (конструкции, усиливаемые наращиванием растянутой зоны или рубашками), расчет должен производиться из условия, в соответствии с которым ширина раскрытия трещин после усиления конструкции не должна превышать предельных значений (см. п. 1.16 СНиП 2.03.01-84*).

— если в бетоне растянутой зоны конструкции до включения в работу бетона усиления есть трещины (конструкции, усиливаемые наращиванием сжатой зоны), расчет должен производиться из условия, в соответствии с которым полная ширина раскрытия трещин — зафиксированная до включения в работу бетона усиления, и дополнительная ширина раскрытия указанных трещин после усиления конструкции — не должна превышать предельно допустимых значений.

3.2.38. В первом случае ширина раскрытия трещин, мм, определяется по формуле

$$a_{cr} = \varphi_l \eta \delta_s \lambda_s \frac{\sigma_s}{E_s} d_s, \quad (129)$$

где φ_l — коэффициент, принимаемый равным при учете:
 кратковременных нагрузок и непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок 1;
 многократно повторяющейся нагрузки, а также продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок 1,5;

η — коэффициент, принимаемый равным:
 при стержневой арматуре периодического профиля 1;
 при стержневой арматуре гладкой 1,3;

$$\delta_s = \frac{\alpha_1}{\varphi_d (1 + \alpha_1 \mu_s)}; \quad (130)$$

$$\lambda_s = 2(1 - 1/e^\theta) \leq 1,45; \quad (131)$$

σ_s — напряжения в стержнях крайнего ряда арматуры S или (при наличии предварительного напряжения) приращение напряжений от действия внешней нагрузки;

d_s — диаметр арматуры.

В формуле (130):

φ_d — коэффициент, принимаемый равным:

при диаметре арматуры 10 мм и менее 1;
 при диаметре арматуры 22 мм и менее 1,4;
 при диаметре арматуры 32 мм и более 1,6;

для промежуточных значений коэффициент φ_d принимается по линейной интерполяции;

μ_s — коэффициент, принимаемый равным отношению площади сечения арматуры S к площади сечения бетона растянутой зоны в нормальном сечении конструкции с учетом приведения (по модулю упругости) бетона усиления к бетону усиливаемой конструкции.

В формуле (131):

$$\theta = (5 + 0,6\sigma_s / R_{b,ser}) / \delta_s. \quad (132)$$

Напряжения в растянутой арматуре определяются по формуле

$$\sigma_s = \frac{M - N_{ext} z}{A_s z}, \quad (133)$$

где

для изгибаемых конструкций

$$M = M_1 + Pe_{sp} + M_2 + M_f + N_f(h_0 - y_2'); \quad (134)$$

$$N_{tot} = P + N_f; \quad (135)$$

для внецентренно сжатых конструкций

$$M = M_1 + Pe_{sp} + N_2 \cdot e_s + M_f + N_f(h_0 - y_2'); \quad (136)$$

$$N_{tot} = P + N_2 + N_f. \quad (137)$$

В формулах (134)–(137):

e_s – расстояние от точки приложения продольной силы N_2 до центра тяжести сечения арматуры S ;

M_f и N_f – дополнительные (фиктивные) усилия, введение которых позволяет учесть локальный (ограниченный) характер влияния нагрузки, приложенной до включения в работу бетона усиления, на равновесное состояние расчетного сечения,

$$M_f = 0,85\alpha_2 E_{h1} I_2 \left(\frac{1}{r} \right)_1; \quad (138)$$

$$N_f = 0,85\alpha_2 E_{h1} A_2 (h - y_2') \left(\frac{1}{r} \right)_1 + \sigma_{h1} \alpha_2 A_2. \quad (139)$$

Здесь:

$(1/r)_1$ – кривизна к моменту приобретения бетоном усиления заданной прочности, определяемая по фактически установленному при осмотре конструкции максимальному прогибу, а при отсутствии необходимых данных определяемая в соответствии с п. 4.24. СНиП 2.03.01-84*;

σ_{h1} – напряжения в наиболее обжатых волокнах усиливаемой конструкции к моменту приобретения бетоном усиления заданной прочности, определяемая в соответствии с п. 1.28 СНиП 2.03.01-84*.

A_2 и I_2 – площадь бетона усиления в поперечном сечении конструкции и собственный момент инерции указанной площади.

3.2.39. Во втором случае ширина раскрытия нормальных трещин, мм, определяется по формуле

$$a_{cr,c} = a_{cr,c,1} \left(1 - \frac{\sigma_s - \sigma_{sl}}{\Psi_{s1} \sigma_{s1}} \right), \quad (140)$$

где $a_{cr,c,1}$ – ширина раскрытия начальных трещин к моменту приобретения бетоном усиления заданной прочности, принимаемая равной

фактически установленной при осмотре конструкции ее максимальной величине, а при отсутствии необходимых данных определяемая в соответствии с п. 4.14 СНиП 2.03.01-84*;

σ_{s1} — напряжения в стержнях крайнего ряда арматуры S или (при наличии предварительного напряжения) приращение напряжений от действия нагрузок, приложенных до приобретения бетоном усиления заданной прочности, определяемые в соответствии с п. 4.15 СНиП 2.03.01-84*;

ψ_{s1} — коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона на участке между трещинами до приобретения бетоном усиления заданной прочности и определяемый в соответствии с п. 4.29 СНиП 2.03.01-84*.

Напряжения в растянутой арматуре σ_s определяются по формуле (133), усилия M и N_{rot} — по формулам (134)–(137), где

$$M_f = 0,85\alpha_2 E_{n1} I_2 (1/r)_1; \quad (141)$$

$$N_f = 0,85\alpha_2 E_{n1} A_2 (0,8h_{01} + d_2 - y'_2) (1/r)_1. \quad (142)$$

В формулах (141) и (142):

$(1/r)_1$ — кривизна к моменту приобретения бетоном усиления заданной прочности, определяемая в соответствии с п. 4.27 СНиП 2.03.01-84*.

d_2 — см. рис. 4.

Ширина раскрытия трещин, наклонных к продольной оси конструкции

3.2.40. Проверка по раскрытию наклонных трещин (при армировании хомутами) производится из условия

$$a_{crc} = \varphi_l \eta \delta_w \lambda_w \frac{\sigma_w}{E_s} d_w, \quad (143)$$

где

$$\delta_w = \frac{\alpha_1}{\varphi_d (1 + 2\alpha_1 \mu_w)}; \quad (144)$$

$$\lambda_w = 2(1 - 1/e^{\theta}) \leq 1,45; \quad (145)$$

σ_w — напряжения в хомутах,

d_w — диаметр хомутов.

В формуле (144):

μ_w — коэффициент, принимаемый равным отношению площади сечения хомутов, расположенных в одной, нормальной к продольной оси конструкции, плоскости, пересекающей наклонное сечение, к площади bs_w ;

b — ширина поперечного сечения конструкции с учетом приведения (по модулю упругости) бетона усиления к бетону усиливаемой конструкции,

s_w — расстояние между хомутами, измеренное по длине конструкции.

В формуле (145):

$$\theta = (5 + 0,6\sigma_w / R_{p,ser}) / \delta_w, \quad (146)$$

но не более $0,5(h_0 - a') / d_w \delta_w$.

Остальные обозначения приведены были в п. 3.2.38.

Проверка по раскрытию трещин производится вдоль оси хомутов.

Напряжения в хомутах определяются по формуле

$$\sigma_w = \frac{Q_2 - Q_{h,crk}}{\varphi_w A_w h_0} s_w \leq R_{s,ser}, \quad (147)$$

где

$$Q_{h,crk} = 1,2 R_{bt,ser} b h_0; \quad (148)$$

$$\varphi_w = 0,45 + 50 \mu_w \leq 0,8. \quad (149)$$

Расчет по деформациям

3.2.41. Расчет усиливаемых конструкций по деформациям выполняется для участков конструкций, где в растянутой зоне не образуются трещины, нормальные к продольной оси, и для участков, где в растянутой зоне имеются трещины, нормальные к продольной оси.

Кривизна конструкций на участках без трещин в растянутой зоне

3.2.42. На участках, где не образуются нормальные трещины, полная величина кривизны изгибаемых и внецентренно сжатых конструкций определяется по формуле

$$(1/r)_{tot} = (1/r)_1 + (1/r)_2 + (1/r)_3, \quad (150)$$

где $(1/r)_1$ — кривизна к моменту приобретения бетоном усиления заданной прочности, принимаемая равной фактически установленной при осмотре конструкции, а при отсутствии необходимых данных определяемая в соответствии с п. 4.24 СНиП 2.03.01-84*;

$(1/r)_2$ и $(1/r)_3$ — кривизны соответственно от кратковременной нагрузки и от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок, приложенных после приобретения бетоном усиления заданной прочности:

$$(1/r) = \frac{M_2 \varphi_{b2}}{0,85 E_{bt} I_{red}}; \quad (151)$$

φ_{b2} — коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона усиления и принимаемый по табл. 3, при этом влияние ползучести учитывается (в запас) только применительно к конструкциям, усиливаемым наращиванием сверху. Во всех прочих случаях величину φ_{b2} допускается принимать равной единице.

Таблица 3

Длительность действия нагрузки	Коэффициент φ_{b2} для конструкций из тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов при классе бетона		
	ниже B30	$30 \leq B \leq 50$	выше B50
Непродолжительное действие	1	1	1
Продолжительное действие при влажности окружающей среды, $W, \%$			
ниже 40	4,0	3,4	2,9
$40 \leq W \leq 60$	3,5	3,0	2,5
$60 < W \leq 80$	3,0	2,6	2,0
$80 < W \leq 100$	2,5	2,0	1,9

Кривизна конструкций на участках с трещинами в растянутой зоне

3.2.43. На участках, где образуются нормальные трещины, полная величина кривизны определяется по формуле

$$(1/r)_{tot} = (1/r)_2 - (1/r)_3 + (1/r)_4, \quad (152)$$

где $(1/r)_2$ — суммарная кривизна от нагрузок, приложенных до приобретения бетоном усиления заданной прочности (сила P ,

момент M_1) и непродолжительного действия всей нагрузки, приложенной после приобретения бетоном усиления заданной прочности;

$(1/r)_3$ и $(1/r)_4$ — суммарная кривизна от нагрузок, приложенных до приобретения бетоном усиления заданной прочности (сила P , момент M_1) и соответственно непродолжительного и продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок, приложенных после приобретения бетоном усиления заданной прочности:

$$(1/r) = \frac{M}{h_0 z} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} - \frac{\varphi_{h2}}{(\varphi_d + \xi + \varphi_b) b h_0 E_{h1}} \right] - \frac{N_{tot} \psi_s}{h_0 E_s A_s}. \quad (153)$$

Здесь:

z — расстояние от центра тяжести площади сечения арматуры S до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения конструкции над трещиной,

$$z = h_0 \left[1 - \left(\frac{d_2 \varphi_d + \xi^2}{h_0} \right) / 2(\varphi_d + \xi) \right]; \quad (154)$$

ψ_s — коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона на участке с трещинами

$$\psi_s = 1,25 - 1,1\varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8\varphi_m) e_{s,tot} / h_0}; \quad (155)$$

φ_d и φ_b — коэффициенты, определяемые по формулам соответственно

$$\varphi_d = \frac{b'_l - b}{b h_0} d_2; \quad (156)$$

$$\varphi_b = \left(\frac{b_l}{b} - 1 \right) \left(\xi - \frac{d_2}{h_0} \right) \geq 0, \quad (157)$$

где d_2 — см. рис. 4;

ξ — относительная высота сжатой зоны сечения

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(\delta - \lambda)}{10\mu_{red}\alpha_1}} + \frac{1,5 + \varphi_d}{11,5 \frac{e_{s,tot}}{h_0} - 5}; \quad (158)$$

b и b'_l — минимальная ширина ребра и ширина сжатой полки таврового и двутаврового сечения, приведенных (по модулю упругости) к бетону усиливаемой конструкции.

В формуле (155):

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{|M_r - M_{rp}|}; \quad (159)$$

M_r и M_{rp} — см. п. 3.2.31.

В формуле (158):

$$\delta = \frac{M}{i_1 h_{01} \left[R_{h,ser1} \frac{A_{red,1}}{A_{red}} + R_{h,ser2} \frac{A_2 E_{h2} / E_{h1}}{A_{red}} \right]}; \quad (160)$$

$$\lambda = \frac{\varphi_d}{(1 - d_2 / 2h_0)} \quad (161)$$

$$e_s = M / N_{tot}. \quad (162)$$

Усилия M и N_{tot} определяются по формулам (134)–(137).

Влияние ползучести учитывается (в запас) только применительно к конструкциям, усиливасмым наращиванием сверху. При этом должно соблюдаться условие $x \geq d_2$ (см. рис. 4). Во всех прочих случаях величину φ_{bz} допускается принимать равной единице.

3.2.44. При наличии трещин со стороны растянутых волокон до приобретения бетоном усиления заданной прочности полная величина кривизны изгибаемых и внецентренно сжатых конструкций определяется по формуле (152), значения $(1/r)_2$, $(1/r)_3$ и $(1/r)_4$ — по формуле (153), где

$$\psi_s = 1 - 1,1(1 - \psi_{s1})\varphi_{m1}. \quad (163)$$

Здесь:

$$\varphi_{m1} = \frac{M_1 - M_{rp,1}}{M_1 - M_{rp,1} + M_2 h_{01} / h_0}; \quad (164)$$

$M_{rp,1}$ — момент усилия P относительно оси, проходящей через ядровую точку неусиленного сечения, наиболее удаленную от растянутой зоны, трещиностойкость которой проверяется, определяемый в соответствии с п. 4.5 СНиП 2.03.01-84*.

3.3. РАСЧЕТ КОНСТРУКЦИЙ, УСИЛИВАЕМЫХ РАЗГРУЖАЮЩИМИ ЭЛЕМЕНТАМИ

Изгибаемые конструкции, усиливаемые промежуточными опорами

3.3.1. Конструкции, усиливаемые жесткими промежуточными опорами (рис. 36, 37, 124–127 прил. 1), рассчитываются отдельно на нагрузку, действующую до установки дополнительных опор, и отдельно на ту часть нагрузки, которая будет приложена к ним уже после установки указанных опор. В первом случае за расчетную схему конструкции принимается первоначальная, во втором — с учетом дополнительных опор. Расчетные усилия в сечениях конструкции определяются как алгебраическая сумма соответствующих усилий, полученных при расчете по первой и по второй схемам. Суммарная эпюра изгибающих моментов не должна выходить за пределы эпюры материалов, характеризующей фактическую несущую способность конструкции. В случае превышения отрицательного момента над дополнительной опорой допустимого значения производится перераспределение моментов в пределах 30% от полученного по “упругому” расчету (с проверкой опорного сечения по образованию трещин).

При малой площади сечения верхней арматуры над дополнительной опорой конструкция после образования трещин рассматривается как разрезная.

В местах установки дополнительных опор производится проверка прочности усиливаемой конструкции на действие поперечных сил.

3.3.2. Конструкции, усиливаемые упруго-податливыми промежуточными опорами (рис. 3, 15, 39, 40, 52, 73, 128 прил. 1), рассчитываются по той же схеме, что и конструкции, усиливаемые жесткими опорами. Усилия от части нагрузки, прикладываемой после усиления, определяются как в неразрезной балке на промежуточных упруго-податливых опорах, имеющих соответствующий прогиб (осадку). Изгибающие моменты в сечениях конструкции суммируются от нагрузки, действующей до усиления (т. е. по первоначальной расчетной схеме), и от нагрузки, прикладываемой после усиления (т. е. при измененной расчетной схеме).

Изгибаемые конструкции, усиливаемые установкой рядом дополнительных балок

3.3.3. Конструкции, усиливаемые установкой рядом (сверху, снизу) дополнительных балок (рис. 10, 41, 42, 49, 50, 54 прил. 1), рассчитываются с учетом разгружающего влияния указанных балок. Вначале определяется нагрузка, воспринимаемая усиливаемой конструкцией. Затем на недостающую часть нагрузки рассчитываются подбираемые с соответствующей жесткостью балки усиления. Между усиливаемой конструкцией и балками усиления пропорционально их жесткостям распределяется только та часть нагрузки, которая прикладывается после усиления.

После определения нагрузки и усилий в сечениях конструкции их сопротивление проверяется обычными методами (см. СНиП 2.03.01-84^{*}).

Изгибаемые конструкции, усиливаемые кронштейнами

3.3.4. Расчет усиления кронштейнами состоит из определения необходимой разгружающей нагрузки, статического и конструктивного расчета кронштейнов и определения степени их предварительного напряжения. Зная разрушающий момент M_w и разрушающую поперечную силу Q_w , а также изгибающий момент $M = M_1 + M_2$ и поперечную силу $Q = Q_1 + Q_2$, которые возникнут в сечении от нагрузки, определяют усилия, которые должны возникнуть в конструкции от разгружающего действия кронштейнов (величины, на которые необходимо уменьшить усилия в балке),

$$M_{dis} = M - M_w; \quad (165)$$

$$Q_{dis} = Q - Q_w. \quad (166)$$

По принятой длине консоли (или расстоянию от опоры балки до точки приложения к ней разрушающей силы) и известным значениям M_{dis} и Q_{dis} устанавливают разрушающую силу. При этом расчетная схема конструкции принимается такая же, как и при расчете ее на заданную нагрузку.

Определяют разгружающие значения изгибающего момента и поперечной силы от силы $F = 1$ (приложенной к конструкции на концах консолей и направленной снизу вверх), а потом и силы $F = F_{dis}$:

$$F_{dis} = M_{dis} / M_{dis(F=1)}; \quad (167)$$

$$F_{dis} = Q_{dis} / Q_{dis(F=1)}. \quad (168)$$

Из двух величин F_{dis} принимается большая.

3.3.5. Предварительное напряжение кронштейнов осуществляется силой F , равной F_{dis} и приложенной к концам кронштейнов. Учет потерь от выгиба балки производится за счет увеличения силы F на 20%. Учет потерь за счет обжатия опор кронштейнов и обжатия анкеров осуществляется за счет увеличения силы F на 15–25%.

3.3.6. Расчет кронштейнов на действие силы F_{dis} выполняется как расчет балки или статически определимой фермы.

Изгибаемые конструкции (балки, балочные плиты), усиливаемые затяжками и шарнирно-стержневыми цепями

3.3.7. Устройство затяжек превращает усиливаемую конструкцию в комбинированную систему, состоящую из железобетонной балки (плиты) и затяжки. Поскольку реакция от затяжки передается на опорные сечения конструкции, последняя оказывается под воздействием дополнительной сжимающей силы. Кроме того, в зависимости от места закрепления затяжки, в конструкции возникают концевые разгружающие (дополнительные) моменты. При усилении шпренгельными затяжками на конструкцию действуют разгружающие силы в местах перегиба затяжки.

Для надежного включения затяжки в работу предусматривается ее предварительное напряжение.

Расчет несущей способности железобетонных конструкций, усиливаемых затяжками, производится в предположении, что предельное состояние конструкции наступает одновременно с достижением существующей арматурой и затяжкой расчетного сопротивления.

Сначала ориентировочно определяется площадь поперечного сечения затяжки и подсчитывается усилие в затяжке в предельном состоянии, затем определяются расчетные усилия в системе с учетом реактивной сжимающей силы затяжки и, наконец, производится

проверка прочности конструкции при действии указанных усилий, а также (если это окажется необходимым) проверка по образованию и раскрытию трещин и по деформациям.

Расчет по предельным состояниям по полученным значениям усилий осуществляется в соответствии с СНиП 2.03.01-84^х как внецентренно сжатых элементов.

3.3.8. Величину предварительного напряжения затяжки в момент усиления σ_{sp} допускается принимать равной kR_y , где $k = M_1/M$, а $M = M_1 + M_2$. При этом должно выполняться условие $0,4R_{sn} \leq \sigma_{sp} \leq 0,9R_{sn}$ (для высокопрочной арматуры коэффициент γ_{st} не учитывается).

Предельное отклонение предварительного напряжения затяжек при натяжении путем создания уклона ветвей $\Delta\gamma_{sp}$ принимается равным 0,2.

Потери предварительного напряжения определяются по СНиП 2.03.01-84^х как для конструкций с натяжением арматуры на бетон с учетом податливости концевых анкеров и прокладок в местах сопряжения с усиливаемой конструкцией (металлический упор на бетон с раствором — 3...4 мм/узел; то же, без раствора — 4...5 мм/узел; сопряжение металла с металлом с помощью болтов — 1 мм/узел).

3.3.9. Определение расчетных усилий в однопролетной свободно опертой балке, усиливаемой горизонтальной затяжкой (рис. 15), можно осуществлять приближенно, принимая при этом

$$N = \gamma_{fix} R_{s2} A_{s2}, \quad (169)$$

где N — продольная сжимающая сила от предварительно напряженной затяжки;

A_{s2} — площадь поперечного сечения затяжки;

γ_{fix} — коэффициент условий работы затяжки, для горизонтальной затяжки принимается равным 0,8.

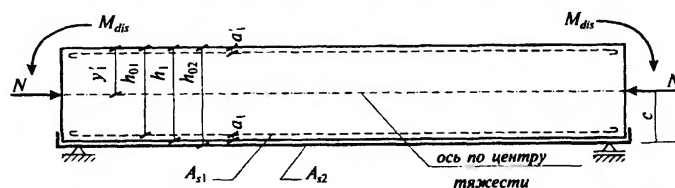


Рис. 15. Схема действия реактивных сжимающих сил в балке, усиливаемой горизонтальной затяжкой

Расчетный изгибающий момент M определяется по формуле

$$M = (M_1 + M_2) - M_{dis}, \quad (170)$$

где $(M_1 + M_2)$ — пролетный изгибающий момент от полной нагрузки, действующей на конструкцию после ее усиления;

M_{dis} — опорный разгружающий момент, равный

$$M_{dis} = Nc = N(h_{02} - y_1'). \quad (171)$$

Площадь поперечного сечения затяжки (при статической нагрузке) допускается определять приближенно, исходя из пропорциональности изгибающих моментов $M = M_1 + M_2$ и M_1 , по формуле

$$A_{s2} = \frac{MA_{s1}}{M_{1u} \gamma_{fex}} - A_{s1}, \quad (172)$$

где M_{1u} — несущая способность балки до усиления.

Эксцентриситет e_0 силы N относительно центра тяжести приведенного сечения конструкции определяется по формуле

$$e_0 = M / N, \quad (173)$$

расстояния e и e' от точки приложения указанной силы до равнодействующей усилий в арматуре соответственно A_{s1} и A'_{s1} , которые необходимо иметь при расчете внецентренно сжатых элементов (см. п. 3.8.7), — по формулам

$$e_0 = e_0 + h_{01} - y_1'; \quad (174)$$

$$e'_0 = e_0 - y_1' + a'_1. \quad (175)$$

3.3.10. Определение расчетных усилий в консольной балке, усиливаемой горизонтальной затяжкой (рис. 16), сводится к определе-

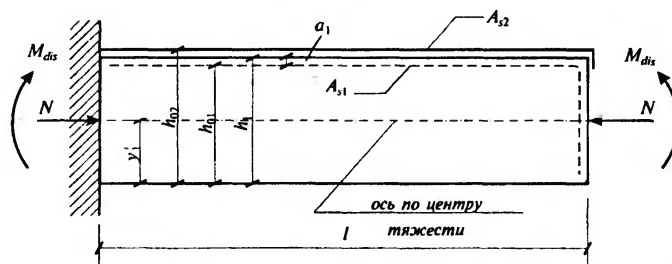


Рис. 16. Схема действия реактивных сжимающих сил в балке, усиливаемой горизонтальной затяжкой

нию продольной сжимающей силы N от предварительно напряженной затяжки (см. формулу (169)) и разгружающего момента в заделке

$$M_{dis} = N \cos \varphi \cdot y. \quad (176)$$

Расчетный момент в этом случае будет равен

$$M = (M_1 + M_2) - M_{dis}, \quad (177)$$

а расчетная поперечная сила —

$$Q = Q_1 + Q_2. \quad (178)$$

Значение e определяется по формуле (174), значение e_0 — по формуле (173).

3.3.11. Определение расчетных усилий в консольной балке, усиливаемой диагональной затяжкой (рис. 17), осуществляется в следующем порядке.

Сначала по формуле (169) определяется продольная сжимающая сила N от предварительного напряжения затяжки, при этом коэффициент условий работы γ_{fiv} для диагональной затяжки принимается равным 0,7.

Затем отыскиваются разгружающая сила в месте опирания затяжки на конце консоли

$$V_{dis} = N \sin \varphi \quad (179)$$

и разгружающий момент в заделке

$$M_{dis} = N \cos \varphi \cdot y_1'. \quad (180)$$

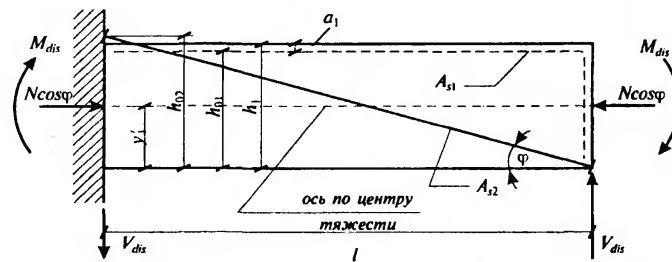


Рис. 17. Схема действия реактивных сжимающих сил в балке, усиливаемой диагональной затяжкой

Расчетные усилия в системе определяются по формулам:
момент в заделке

$$M = (M_1 + M_2) - M_{dis} - V_{dis}l, \quad (181)$$

соответствующая ему поперечная сила

$$Q = (Q_1 + Q_2) - V_{dis}. \quad (182)$$

Значение e определяется по формуле (174), значение e_0 – по формуле (173).

3.3.12. Определение расчетных усилий в однопролетной свободно опертой балке, усиливаемой постановкой шпренгеля, вписывающегося в габариты конструкции, допускается осуществлять приближенным способом*, рассматривая ее как конструкцию, находящуюся под воздействие заданной внешней нагрузки и усилий, передаваемых на нее со стороны шпренгеля (рис. 18), которые приравниваются к внешней нагрузке.

Расчет выполняется в следующем порядке:

- выбирают габариты шпренгеля (a, b, c, h_{02}, φ и A_{s2});
- определяют изгибающие моменты в пролете балки до и после ее усиления M_1 и $(M_1 + M_2)$ и назначают величину предварительного напряжения затяжки σ_{sp} (см. п. 3.3.8);
- определяют распор в шпренгеле в предельном состоянии

$$H = \left[\frac{M_2}{(h_{02} - y'_1 - c)} + \sigma_{sp} A_{s2} \right] 0,8 \leq 0,8 R_{s2} A_{s2}, \quad (183)$$

где 0,8 – коэффициент условий работы,

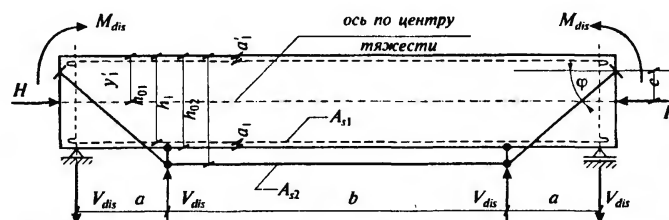


Рис. 18. Схема действия реактивных сжимающих сил в балке, усиливаемой шпренгелей затяжкой

* Так как усиление конструкции выполняется тогда, когда к ней уже приложена основная нагрузка, в расчете ее как статически неопределимой системы нет необходимости.

и усилия от шпренгеля

$$V_{dis} = H \operatorname{tg}\varphi; \quad (184)$$

$$M_{dis} = Hc \quad (185)$$

и, наконец, отыскивают расчетные усилия в системе:

пролетный изгибающий момент

$$M = (M_1 + M_2) + M_{dis} - V_{dis}a \quad (186)$$

и поперечную силу на опоре

$$Q = (Q_1 + Q_2) - V_{dis}. \quad (187)$$

Значения e и e' определяются по формулам соответственно (174) и (175) при

$$e_0 = M / H. \quad (188)$$

3.3.13. Определение расчетных усилий в однопролетной свободно опертой балке, усиливаемой постановкой шарнирно-стержневой цепи, производится, приближенно, так же как и в балке, усиленной шпренгелем. Цепи создают нагрузку, равномерно распределенную по длине балке, что в ряде случаев весьма желательно.

С ж а т ы е к о н с т р у к ц и и , у с и л и в а е м ы е
р а с п о р к а м и

3.3.14. При проектировании усиления распорками следует иметь в виду три характерные случая:

- усиление центрально загруженных конструкций двусторонними распорками;
- усиление односторонними распорками при внецентренном сжатии при одностороннем действии изгибающих моментов;
- усиление двусторонними распорками при внецентренном сжатии при двузначном действии изгибающих моментов.

При этом во всех случаях предполагается, что в предельном состоянии напряжения в распорке достигают предельного сопротивления.

3.3.15. Расчет прочности конструкций, усиливаемых двусторонними распорками (рис. 105 прил. 1), выполняется в таком порядке:

а) определяют предельную нагрузку N_{lu} , которую может воспринять конструкция без усиления,

$$N_{lu} = \varphi(R_b b_1 h_1 + R_{sc1} A'_{s1}), \quad (189)$$

где b_1 и h_1 — размеры поперечного сечения конструкции;

б) устанавливают величину перегрузки $N_{0в}$, которую должны воспринять распорки,

$$N_{0в} = N_1 + N_2 - N_{1в}; \quad (190)$$

в) определяют необходимую площадь поперечного сечения распорки (одной ветви)

$$A_{s2} = N_{0в} / 2\varphi\gamma_{st}R_y, \quad (191)$$

где γ_{st} — коэффициент условий работы распорки, принимаемый равным, для распорок с предварительным напряжением путем создания уклона стоек с надрезом их полок в местах перегиба, 0,75;

г) по формуле

$$Q_{fix} = 20A_{s2} \quad (192)$$

рассчитывают соединительные планки распорок на поперечную силу, а по формулам СНиП 11-23-81* определяют срезающую силу и момент, изгибающий планку в ее плоскости, подбирают сечение планок и производят проверку швов;

д) определяют гибкость распорки

$$\lambda = 0,5l / i_x, \quad (193)$$

где i_x — радиус инерции уголка распорки.

По найденной величине λ в табл. 72 СНиП 11-23-81* находят коэффициент продольного изгиба φ , а затем определяют напряжение в распорке

$$\sigma_{sp} = R_y\varphi; \quad (194)$$

е) по найденной величине σ_{sp} пользуясь графиком рис. 19 отыскивают предельный уклон распорки $a = i_{max} \cdot 0,5l$.

Проверка прочности усиливаемой конструкции производится из условия

$$N = (N_1 + N_2) \leq \varphi (R_{st}b_1h_1 + R_{ст1}A'_{s1} + \gamma_{st}2R_yA_{s2}). \quad (195)$$

3.3.16. При усилении внецентренно нагруженных конструкций при однозначном действии изгибающих моментов расчет выполняется следующим образом.

1. По формулам СНиП 2.01-84* определяют несущую способность конструкции на новые нагрузки без усиления и степень ее перегрузки.

При недостаточной прочности конструкции проектируют усиление.

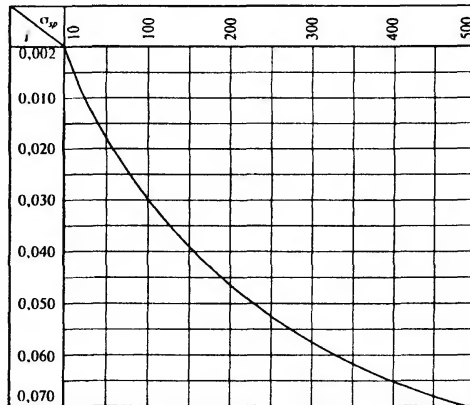


Рис. 19. График для определения напряжений в распорках (затяжках) усиления в зависимости от уклона распорок (тяжей)

2. Определяют необходимую площадь поперечного сечения распорки, устанавливаемой в сжатой зоне конструкции (рис. 20):

а) для случая $\xi \leq \xi_R$ (или ориентировочно, при $e_0 \geq 0,3h_{01}$) проверка прочности производится из условия

$$N = (N_1 + N_2) \leq (R_{bt} b_1 x + R_{sc1} A'_{s1} - R_{s1} A_{s1} + \gamma_{sc} R_s A_{s2}) \quad (196)$$

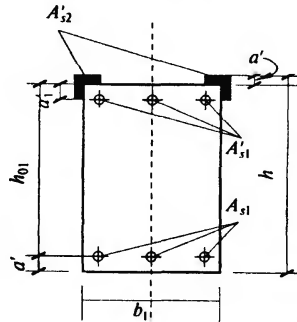


Рис. 20. Поперечное сечение внецентренно сжатой колонны, усиливается преднапряженными распорками

Высота сжатой зоны x определяется из уравнения

$$Ne'' + R_{bt}b\eta x(e - h_{01} - e'') + 0,5R_{bt}b\eta x^2 + R_{sc1}A'_{s1}(e' - e'') - R_{s1}A_{s1}(e - e'') = 0, \quad (197)$$

где e и e' — расстояния от точки приложения продольной силы N до центров тяжести поперечных сечений арматуры, соответственно, A_{s1} и A'_{s1} ;

$$e = \eta e_0 + 0,5h - a_1; \quad (198)$$

$$e' = \eta e_0 - 0,5h - a'_1; \quad (199)$$

$$e'' = \eta e_0 - 0,5h - a'; \quad (200)$$

e_0 — эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести приведенного сечения конструкции (без учета распорки); η — коэффициент, учитывающий влияние прогиба на несущую способность внецентренно сжатой конструкции (см. п. 3.6 СНиП 2.03.01-84*).

Площадь поперечного сечения распорки, установленной в сжатой зоне колонны, определяется по формуле

$$A_{s2} = \frac{N - R_{bt}b\eta x - R_{sc1}A'_{s1} + R_{s1}A_{s1}}{\gamma_{st}R_y}; \quad (201)$$

б) для случая $\xi > \xi_R$ (или, ориентировочно, при $e_0 < 0,3h_{01}$) проверка прочности производится из условия

$$Ne = (N_1 + N_2)e \leq 0,5R_{bt}b\eta h_{01}^2 + R_{sc1}A'_{s1}(h_{01} - a'_1) + \gamma_{st}R_y A_{s2}(h_{01} - a'). \quad (202)$$

Площадь поперечного сечения распорки определяется по формуле

$$A_{s2} = \frac{Ne - 0,5R_{bt}b\eta h_{01}^2 - R_{sc1}A'_{s1}(h_{01} - a'_1)}{\gamma_{st}R_y(h_{01} - a')}. \quad (203)$$

3.3.17. Величину предварительного напряжения распорки в момент усиления σ_{sp} допускается принимать равной kR_y , где $k = N_1/N$. При этом должно выполняться условие $0,4R_{ym} \leq \sigma_{sp} \leq 0,8R_{ym}$.

Предельное отклонение предварительного напряжения распорок путем создания уклона ветвей $\Delta\gamma_{sp}$ принимается равным 0,2.

Потери предварительного напряжения определяются по СНиП 2.03.01-84* с учетом податливости прокладок в местах сопряжения с усиливаемой конструкцией (металлический упор на бетон с раствором — 3...4 мм/узел, то же без раствора — 4...5 мм/узел).

4. УСИЛЕНИЕ ОСНОВАНИЙ, СЛОЖЕННЫХ ПРОСАДОЧНЫМИ ГРУНТАМИ

4.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

4.1.1. Способы и конструктивные решения усиления деформированных железобетонных конструкций, изложенные в прил. 1 данной работы, практически не зависят от вида грунтовых условий и причин, вызвавших эти деформации.

4.1.2. В тех случаях, когда деформации железобетонных конструкций произошли (происходят) вследствие просадки грунта основания при неустранимом источнике его обводнения, все методы усиления конструкций, в том числе фундаментов, оказываются малоэффективными. Дополнительное заглубление, уширение подошв, устранение имеющихся повреждений и деформаций, а также усиление или наращивание тела поврежденного фундамента и т. п. при продолжающихся процессах оседания (просадки) грунта не останавливают дальнейшего деформирования здания.

4.1.3. Работам по оценке характера повреждений (деформаций) железобетонных конструкций, выбору метода их усиления и общему прогнозу восстановления эксплуатационной пригодности объекта в целом должно предшествовать выполнение инженерных мероприятий по устранению причин, вызывающих просадку грунтов в основании фундаментов, после завершения которых и стабилизации процесса оседания грунта и осадок фундаментов здания могут быть начаты работы по усилению конструкций.

Перед началом работ по усилению оснований и конструкций необходимо обеспечить наблюдения за состоянием раскрытия трещин во времени с помощью маяков различных систем, а также организовать и вести непрерывные геодезические наблюдения за осадками фундаментов в течение всего периода подготовки к работам по усилению и на время проведения этих работ.

4.1.4. Для выяснения причин, приводящих к развитию просадочных деформаций в основании существующего объекта, необходимы

дополнительные инженерно-геологические изыскания на его площадке для установления источников обводнения и для определения фактических физико-механических (деформативных и прочностных) показателей грунта, по которым должен производиться расчет фундаментов и оснований. При этом следует устанавливать размеры зон распространения воды в основании, для чего шаг контрольных выработок не должен превышать 10–15 м.

4.1.5. При выполнении работ по усилению фундаментов, основание которых сложено просадочными грунтами, необходимо принимать специальные водозащитные меры для предотвращения попадания в котлованы (траншеи) поверхностных (атмосферных, талых, паводковых или технологических) вод и отводу их в канализацию или другие безопасные места.

4.1.6. Работы по усилению несущих железобетонных конструкций производственных зданий, расположенных на просадочных грунтах, должны включать:

а) инженерно-геологические изыскания на площадке объекта — пп. 4.2.1...4.2.8;

б) разработку способов усиления грунтового основания с целью его стабилизации как на период выполнения строительных работ, так и на последующее время эксплуатации здания — разд. 4.3;

в) усиление конструкции с дополнительными мероприятиями по защите основания на время производства работ — разд. 4.4.

4.2. ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ИНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГИЧЕСКИМ ИЗЫСКАНИЯМ

4.2.1. На площадках, сложенных просадочными грунтами, состав необходимых исходных инженерно-геологических данных для работ по усилению фундаментов следует дополнять:

данными внешнего обследования здания с целью выявления его деформаций (неравномерных осадок, трещин, кренов, прогибов, выгибов, отколов, местных аварийных повреждений конструктивных элементов и т. п.) в увязке с зонами возможного (или установленного) обводнения основания: вводами водонесущих и тепловых сетей, выпусками канализации, внешними источниками (п. 4.2.7), помещениями с постоянным неконтролируемым разливом воды (душевыми, умывальными, туалетами), участками цеха с технологическим регулярным “мокрым” процессом и т. п.;

выявлением очагов инфильтрации воды в грунт и центров развития просадок;
данными геодезических наблюдений за осадками зданий;
замерами абсолютных величин осадок (просадок) и данными о их изменении во времени;
описанием обнаруженных деформаций конструкций и фундаментов объекта обследования;
данными о деформациях соседних зданий, находящихся в аналогичных инженерно-геологических условиях;
сведениями о проведении на рассматриваемом и соседних объектах ремонтно-восстановительных работ и их эффективности.

4.2.2. В тех случаях, когда при обследовании здания обнаружены сверхнормативные деформации его конструкций, вызванные неравномерными осадками фундаментов, следует производить инструментальные замеры величин неравномерностей с целью их последующего устранения при выполнении работ по усилению конструкций объекта. При этом следует руководствоваться таблицей предельных деформаций зданий прил. 3 [1].

Примечание. Предельными деформациями зданий (относительной разностью осадок смежных фундаментов, средней и максимальной осадкой) являются максимально допустимые для объекта данной конструктивной системы величины деформаций совместно с основанием, превышение которых может привести к нарушению нормальной эксплуатации, снижению комфортности проживания, условий нормального функционирования технологического оборудования, а также к снижению прочности и устойчивости основных несущих конструкций или переходу их (или объекта в целом) в аварийное состояние.

4.2.3. Если при обследовании здания обнаружены аварийные (разрушающие) деформации в его несущих конструкциях (хрупкие, усталостные, вязкие, потеря устойчивости формы конструкции или ее положения), – вопрос о целесообразности усиления этих конструкций или реконструкции объекта в целом должен решаться на основе дополнительных обследований, поверочных расчетов и технико-экономических соображений.

4.2.4. Определение физико-механических и прочностных показателей грунтов основания следует производить под воздействием

нагрузок, соответствующих фактическим, действующим на глубине отбора образцов грунта. При этом следует исходить из того, что к моменту проведения изысканий в основании существует фактическое (установившееся) напряженное состояние, включающее напряжения от собственного веса грунтов и распределяемые по глубине толщии напряжения от внешней нагрузки, которые передаются на основание фундаментами как рассматриваемого объекта, так и фундаментами расположенных вблизи соседних зданий, т. е. по всей глубине просадочной толщии H_{s1} имеет место условие

$$\sigma_z = \sigma_{zg} + \sigma_{gp} \quad (204)$$

где σ_z — суммарные установившиеся в основании фактические сжимающие напряжения от совместного действия веса грунтов и внешней нагрузки;

σ_{zg} — сжимающие напряжения от собственного веса грунтов;

σ_{gp} — сжимающие напряжения от внешней нагрузки, передаваемой на основание зданием.

4.2.5. Расчетные характеристики грунтов должны определяться по данным лабораторных или штамповых испытаний с учетом ветвей нагружения и разгрузки как при естественной влажности, так и в замоченном (водонасыщенном) состоянии согласно приложению 5 [1].

4.2.6. Лабораторные данные, полученные согласно п. 4.2.4, следует сопоставлять с данными аналогичных исследований, на основе которых разрабатывался проект данного объекта, с целью выявления взаимосвязи между его деформациями и изменением (ухудшением) физико-механических показателей грунтов основания в период эксплуатации данного объекта.

4.2.7. Перед выбором инженерных решений по усилению или реконструкции фундаментов существующих зданий должно быть выполнено обследование их технического состояния, включающее: визуальный осмотр вскрытых конструкций с фиксацией обнаруженных трещин, разломов, отколов, прогибов, отсутствия защитного слоя бетонных конструкций, коррозии арматуры и т. п.;

установление линейных размеров подошв фундаментов, ступеней, глубины заложения от отметки пола или других неподвижных уровней, толщин элементов фундамента и т. п.;

отбор проб материала фундамента для лабораторных исследований;

исследование материала фундамента механическими и электрофизическими методами для оценки дефектов, определения прочности бетона, арматуры и других характеристик материалов;

замеры толщины защитного слоя бетона, диаметра арматурных стержней (с учетом степени корродированности), расстояний между ними;

установление наличия (отсутствия) бетонной или др. подготовки под подошвой фундамента, ее толщины, состояния, влажности, прочности и др.;

установление наличия (отсутствия) гидроизоляции, химической защиты конструкций фундамента в цехах с утечками в грунт агрессивных жидкостей и растворов;

в цехах со стальными колоннами — проверку наличия и состояния бетонной подливки и верхней (опорной) ступени фундамента под опорными плитами башмаков колонн, корродированность анкеров, траверс и др. элементов колонн, заглубленных ниже уровня пола.

4.2.8. При проектировании усиления фундамента с помощью подводки или вдавливания свай следует применять статическое зондирование грунтов для установления расчетных показателей слоев непросадочного грунта, расположенных на проектной глубине опирания нижних концов свай (скальных, песчаных плотных и средней плотности, пылевато-глинистых твердой и полутвердой консистенции).

В случаях, когда по условиям эксплуатации здания нельзя выполнить искусственное замачивание грунта основания с целью установления величины отрицательного трения для определения расчетной нагрузки на сваю усиления, следует производить испытания пробных свай путем их вдавливания и выдергивания в соответствии с требованиями действующих нормативных документов [1, 18].

4.3. УКАЗАНИЯ ПО УСИЛЕНИЮ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

4.3.1. Выбор способа усиления оснований и фундамента, зданий, имеющих недопустимые деформации, нарушающие его нормальную эксплуатацию, а также при реконструкции с увеличением нагрузок на фундаменты, следует выполнять с учетом:

а) характера деформаций наземных конструкций (нарастания, затухания, стабилизации, периодичности их проявления – сезонного, регулярного, аварийного, одно- или многократного, случайного, многолетнего и т. п.);

б) типа здания по характеру технологического процесса и вероятности обводнения грунтов в его основании, в том числе:

зданий с технологическим процессом, сопровождающимся регулярным разливом воды или водных жидкостей на отдельных участках или на всей площади;

то же, зданий, не имеющих технологического процесса с регулярным разливом воды или водных жидкостей, оснащенных водонесущими сетями и помещениями бытового назначения;

то же, не оснащенных водонесущими сетями и устройствами, за исключением систем наружного водоотвода и ливневой канализации, с расположением наружных водонесущих сетей на расстояниях, превышающих полуторную глубину просадочной толщи под объектом;

в) наличия (отсутствия) внешних постоянно действующих или возможных (аварийных) источников замачивания грунтов основания (водохранилищ, Градирен, бассейнов, прудов-отстойников, резервуаров и др.), расположенных вблизи объекта усиления (реконструкции);

г) характера технологического процесса в здании после завершения его реконструкции (см. п. “б”) и оснащенности водонесущими сетями, устройствами и оборудованием;

д) продолжающихся утечек воды из неисправных водонесущих сетей и сооружений водопровода, канализации, теплоснабжения, ливнесборников, выпусков ливневой и бытовой канализации и т. п.;

е) подъема уровня подземных вод (постоянного, сезонного);

ж) ежегодного затопления территории застройки паводковыми водами;

и) нарушения условий естественного стока атмосферных и талых вод вследствие отсутствия необходимой вертикальной планировки на застроенной территории;

к) бесконтрольного полива зеленых насаждений.

4.3.2. Выбор конструкции усиления следует, наряду с учетом факторов, перечисленных в п. 4.3.1., производить исходя из степени

подготовки основания и условий сложности строительства, которые подразделяются на группы [1]:

— на площадке объекта (1 группа) — в зависимости от состава и объема выполненных подготовительных инженерных мероприятий по полному или частичному устранению просадочных свойств грунтов от внешней нагрузки в верхней зоне основания (табл. 4):

Таблица 4

Группы сложности условий строительства на площадке объекта	Просадка грунтов S_{dP} от внешней нагрузки в верхней зоне основания h_{dP}
1-А (тяжелые)	не устранена
1-Б (средние)	устранена частично
1-В (легкие)	устранена полностью

— на территории застройки (2 группа) — в зависимости от величин возможного искривления (наклона) и относительных горизонтальных деформаций поверхности основания при просадке грунтов толщи от собственного веса с учетом выполненных геотехнических мероприятий по устранению их просадочных свойств в пределах просадочной толщи H_g (табл. 5):

Таблица 5

Группы сложности условий строительства на территории застройки	Деформации здания совместно с основанием $S_0 + S_g$ при просадке грунтов от собственного веса $S_{dг}$
2-А (тяжелые)	$S_0 + S_g \geq S_u$
2-Б (средние)	$S_u > S_0 + S_g > S_u'$
2-В (легкие)	$S_0 + S_g \leq S_u'$

Примечание к табл. 5:

$S_0 + S_g$ включает относительную разность осадок S_0 и просадок $S_{dг}$ смежных фундаментов, расстояние между которыми L ;

S_0 — величина совместных деформаций для грунтов естественной влажности;

S_g — то же, дополнительных совместных деформаций с учетом параметров искривления грунтов основания от собственного веса;

S_u, S_u' — значения предельных совместных деформаций в зависимости от конструктивной системы здания для случаев, когда конструкции объекта рассчитаны или не рассчитаны на усилия,

возникающие в них при взаимодействии с основанием (п. 4.2.1, табл. 3.5 прилож. 3 [1]).

4.3.3. В зависимости от характера и вида источника замачивания основания, длительности (периодичности) его действия, областей локализации деформаций в наземных конструкциях здания, динамики их развития и степени опасности для прочности, устойчивости, трещиностойкости конструкций, а также для обеспечения нормальной эксплуатационной пригодности объекта, следует разрабатывать инженерные мероприятия по устранению дальнейшего (продолжающегося) замачивания грунтов в основании его фундаментов или для максимального снижения влияния факторов, перечисленных в п. 4.3.1.

4.3.4. При расчете и проектировании конструкций следует определять расчетом величины прогнозируемых осадок этих фундаментов с учетом изменения (увеличения, уменьшения) их размеров в плане и по глубине, изменения характера и величин нагрузок на них, величин давлений на грунт под их подошвами и т. д. При этом следует проверять возможную неравномерность осадок, а при группах сложности условий строительства 2—А, Б, В (табл. 4, 5) также учитывать искривление основания при замачивании грунтовой толщи вследствие ее просадки от собственного веса [1].

4.3.5. Технические решения по усилению грунтового основания и фундаментов принимаются в зависимости от вида действующих на здание факторов (п. 4.3.1—4.3.2) после выполнения работ, предусмотренных п. 4.3.3.

В состав технических решений по усилению фундаментов должны включаться сопутствующие конструктивные элементы, обеспечивающие проектное опирание колонн, связей, выпуски анкеров для крепления стальных стоек, устройство (наращивание) стаканов в верхней ступени башмаков в случае поднятия колонн, выравнивающие набетонки, подливки и прочее, исходя из максимальных прогнозируемых величин осадок и их возможной неравномерности.

В тех случаях, когда по обоснованным причинам (в частности, при технологическом процессе с непрерывным разливом воды) не может быть обеспечено полное предотвращение утечек воды в грунты основания, следует разрабатывать технические решения по максимальному снижению утечек воды в грунт, а также усиления

(приспособления) конструкций здания для восприятия ими усилий и возможных перемещений, вызванных деформациями основания.

4.3.6. Инженерные мероприятия по восстановлению эксплуатационной пригодности зданий, имеющих недопустимые деформации вследствие просадки грунтов в основании их фундаментов, следует выполнять только после завершения работ по п. 4.3.3 и геодезического подтверждения стабилизации осадок фундаментов и деформаций наземных конструкций.

В случаях, когда деформации конструкций здания стабилизировались, но сохраняется опасность повторного замачивания грунтов основания с соответствующим появлением (и развитием) новых деформаций в конструкциях, может применяться закрепление (стабилизация) лессового грунта путем его силикатизации, обжига (термического закрепления), смолизации или др. проверенных на практике методов. При этом, как правило, допускается ограничиваться ремонтно-восстановительными работами, выполненными на первом этапе ликвидации последствий просадки основания без дополнительных усилений фундаментов и наземных конструкций.

Если закрепление просадочного основания указанными выше способами невозможно по обоснованным причинам (непрерывный технологический процесс, плотность размещения оборудования, водонасыщенный грунт основания и пр.), проектирование и расчет усиления фундаментов производится по фактическим физико-механическим характеристикам грунтов основания при их полном водонасыщении (степени влажности $S_r \geq 0,8$).

4.3.7. Силикатизация и смолизация просадочных лессовых грунтов осуществляется нагнетанием через систему инъекторов водных растворов силиката натрия или смолы с отвердителем. В зависимости от фильтрационных свойств грунта применяется силикатизация однорастворная, двухрастворная и электросиликатизация [8].

Применение силикатизации и электросиликатизации при наличии в толще грунта нефтяных продуктов, смол, масел, а также при температуре грунта в зоне закрепления ниже 1°C не эффективно.

Термическое закрепление (обжиг) осуществляется сжиганием газового топлива либо при помощи электронагрева в пробуренных скважинах при низкой влажности грунта основания и применяется, как правило, с целью создания под зданием обожженного массива заданной формы и глубины.

В процессе выполнения работ по силикатизации грунтов основания в начальный период нагнетания в грунт водного раствора силиката возможно нарастание имеющихся осадок (просадок), что должно быть учтено при разработке проекта усиления фундаментов и наземных конструкций.

При применении способа обжига температура у подошвы фундамента может превышать предел сохранности прочности материала (для бетона 200°C), для предотвращения чего верх обожженного массива не доводят до подошвы фундамента на 0,3–0,5 м. При этом следует применять специальные меры для защиты от проникания продуктов сгорания в эксплуатируемые помещения. В связи с этим применение способа обжига в объектах с постоянным пребыванием людей не рекомендуется.

4.3.8. При невозможности закрепления грунтов основания (п. 4.3.6) усиление деформированных конструкций фундаментов может выполняться путем уширения их подошв, наращивания (усиления) тела фундамента или подводки под них свай (в том числе, задавливаемых), опирающихся на прочные слои грунта.

4.3.9. Уширение подошв ленточных фундаментов или увеличение площади подошв столбчатых фундаментов зданий независимо от группы сложности условий строительства (п. 4.3.2), может выполняться с помощью конструктивно-технологических решений в соответствии с рис. 130, 131, 133, 134, 162–165 прил. 1.

При этом следует учитывать, что при увеличении площади передачи нагрузки на основание возрастает глубина зоны просадки от внешней нагрузки $h_{сп}$ под усиленными фундаментами с соответствующим ростом величины возможной просадки при замачивании их оснований (рис. 21, а).

При группе сложности условий строительства 1–А (тяжелых) уширение подошв ленточных фундаментов или увеличение площади подошв столбчатых фундаментов не предотвращает развития возможных просадок в их основании как при замачивании сверху, так и при подъеме уровня подземных вод.

При группах сложности условий строительства 1–Б, 1–В (средних и легких) необходимо проверять расчетом величину возрастания глубины зоны просадки от внешней нагрузки $h_{сп}$ и в зависимости от этого принимать решение о целесообразности (нецелесообраз-

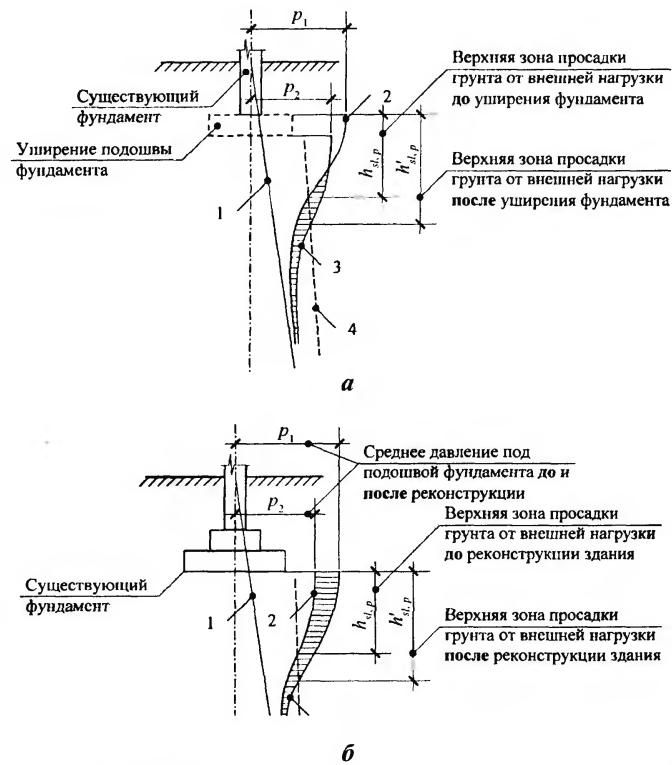


Рис. 21. К усилению оснований, сложенных на просадочных грунтах, при увеличении площади передачи нагрузки на основание (а) или увеличении нагрузки на фундамент (б). 1 – распределение вертикальных напряжений от собственного веса грунта по глубине толщи; 2 – то же, от внешней нагрузки и собственного веса грунта до реконструкции; 3 – то же, после реконструкции; 4 – изменение по глубине толщи начального просадочного давления p_d

ности) увеличения площади подошв существующих фундаментов либо об использовании других способов усиления.

Возрастание возможной величины просадки может иметь место и при увеличении нагрузки на фундамент (при надстройке здания,

увеличении полезных нагрузок и т. п.) без увеличения площади его подошвы (рис. 21, б).

4.3.10. В тех случаях, когда увеличение площади подошв существующих фундаментов не может быть применено или его применение нецелесообразно (п. 4.3.9), следует рассматривать варианты усиления путем подводки свай, полностью прорезающих слои просадочного грунта в основании фундамента и опирающихся в слой непросадочного грунта достаточной прочности. С этой целью могут использоваться сваи различных типов (вдавливаемые, буриньекционные, набивные и другие — рис. 182–185 прил. 1).

4.3.11. При определении несущей способности свай усиления следует исходить из условий фактического напряженного состояния грунтов основания, установившегося к моменту начала работ по усилению основания и фундаментных конструкций (п. 4.2.4), при котором суммарные сжимающие напряжения в просадочной толще, как правило, превышают значения начального просадочного давления. Вследствие этого при замачивании основания сверху или при подъеме уровня грунтовых вод возникает просадка грунта, окружающего сваю усиления, что вызывает развитие сил отрицательного трения по боковой поверхности этой сваи. В связи с этим и принимая во внимание практическую неизбежность обводнения грунтов околосвайного пространства в течение нормативного периода эксплуатации здания следует рассчитывать несущую способность свай усиления с учетом сил отрицательного трения по их боковой поверхности.

4.3.12. При проектировании усиления существующих фундаментов с помощью свай (см. выше) необходимо исходить из того, что включение в работу **повешенных** свай для восприятия ими нагрузки от здания происходит только после оседания (просадки) грунтов, окружающих сваю, что приводит к нарушению или ослаблению контакта между подошвой существующего фундамента и грунтом основания под ним, из-за чего передающаяся на фундамент нагрузка воспринимается сваями усиления.

4.3.13. Расчет усиления в виде свай-стоек, воспринимающих помимо нагрузки от здания также силы отрицательного трения по их боковой поверхности, производится только по прочности материала ствола свай на суммарную нагрузку от здания и сил отрицательного трения. При этом расчет свай-стоек по деформациям не требуется.

4.3.14. При проектировании усиления с помощью висячих свай следует принимать во внимание, что в случаях локальных замачиваний основания под частью здания возможно проявление и развитие сил отрицательного трения по боковой поверхности свай (группы свай), находящихся в зоне замачивания, что может вызывать значительную неравномерность осадок фундаментов объекта и деформации его наземных конструкций.

Для предотвращения этого, а также при неравномерных осадках фундаментов во время производства строительных работ (см. далее. пп. 4.4.4, 4.4.5) необходимо разрабатывать технические мероприятия, включающие водозащиту грунтов основания и временное усиление наземных конструкций.

Осуществление этих мероприятий должно выполняться при обнаружении нарастающих (незатухающих) осадок фундаментов или других непредвиденных деформаций конструкций объекта в процессе производства работ (п. 4.4.7).

4.3.15. Для снижения величины или полного исключения влияния сил отрицательного трения по боковой поверхности свай усиления могут применяться антифрикционные покрытия (смазки) бетонной поверхности вдавливаемых или подводимых свай, устраиваться защитные экраны или использоваться другие, проверенные на практике инженерные приемы и способы.

4.3.16. При расчете и проектировании свай усиления под существующими фундаментами (системой смежных фундаментов, ростверками, плитами, перекрестными фундаментными лентами и т. п.) необходимо принимать во внимание часть действующей нагрузки, которая будет передаваться на основание существующими фундаментами после окончания работ по усилению или реконструкции. В этом случае сваи усиления должны передавать на основание лишь часть внешней нагрузки, а также служить для предотвращения и обеспечения стабилизации дальнейших осадок (просадок) грунтов и деформирования наземных конструкций при случайном или аварийном замачивании основания.

Исключение из работы по грунту существующих фундаментных конструкций допускается только при установлении их полной технической непригодности.

4.3.17. Уширение подошв ленточных фундаментов или увеличение площади подошв столбчатых фундаментов зданий допускается выполнять по расчету исходя из условия:

$$p + \sigma_{zg,0} \leq p_{sl} \cdot \gamma_n \quad (205)$$

где p — среднее давление под подошвой усиливаемого фундамента от полной нагрузки, передаваемой им на основание после окончания работ по его усилению, кПа;

$\sigma_{zg,0}$ — напряжение от собственного веса грунта на отметке заложения фундамента кПа;

p_{sl} — средняя величина начального просадочного давления грунтов основания в пределах глубины верхней зоны просадки $h_{sl,p}$ от внешней нагрузки, кПа;

γ_n — коэффициент, учитывающий условность определения величины начального просадочного давления и ее неравномерность по глубине. Принимается равным 1,1 при $p_{sl} \geq 100$ кПа и 1,2 при $p_{sl} < 100$ кПа.

Примечание. При величине $p_{sl} < 0,8$ кПа усиление фундаментов по условию (205) допускается только для зданий III и IV Групп капитальности (КДП-204/12, Украина, 1993).

4.3.18. Усиление фундаментов по условию (205) может выполняться только на площадках с группой сложности условий строительства 1—А при неустранимой просадочности грунтов основания в зоне $h_{sl,p}$.

При группе сложности условий строительства 1—Б (при наличии под фундаментом уплотненной грунтовой подушки) расчет усиления (увеличение площади подошвы) фундамента выполняется из условия

$$p + \sigma_{zg,0} \leq R, \quad (206)$$

где R — расчетное сопротивление уплотненных грунтов подушки под подошвой фундамента, кПа.

При этом следует проверять, чтобы суммарные давления на подошве уплотненной грунтовой подушки от распределяемой по глубине нагрузки от здания, веса фундамента и собственного веса грунтов подушки не превышали начального просадочного давления грунтов, лежащих ниже подушки.

4.3.19. При группе сложности условий строительства 1–В расчет площади подошв усиливаемых фундаментов производится из условия

$$p \leq R_1 \quad (207)$$

где R_1 — расчетное сопротивление грунтов основания при полном устранении их просадочности, вычисленное согласно [19] при степени влажности грунта $S_v \geq 0,8$.

Примечание. Соображения по расчету усиления, изложенные в пп. 4.3.17...4.3.19, распространяются на условия строительства 2–А, Б, В, т. е. при возможности искривления земной поверхности при просадке основания от собственного веса, — см. ниже п. 4.3.22.

4.3.20. После завершения расчетов усиления фундаментов по условиям (205)–(207) необходимо проверять расчетом разность осадок смежных фундаментов для установления соответствия нормативным требованиям предельной неравномерности осадок для данного здания согласно [1].

4.3.21. Не допускается усиление фундаментов производственных зданий, оснащенных крановым оборудованием, зданий со сложными схемами передачи нагрузок на основание, многоэтажных каркасных и бескаркасных зданий и т. п. на основе условия (205) независимо от группы сложности условий строительства.

4.3.22. При необходимости усиления фундаментов конструкций, расположенных на просадочных грунтах с группами условий строительства 2–А, 2–Б и 2–В (то есть при возможности просадки основания от собственного веса с соответствующим оседанием и искривлением земной поверхности) расчет и проектирование усиления фундаментов и наземных конструкций выполняется в соответствии с пп. 4.3.6...4.3.21 с учетом их возможных неравномерных оседаний, кренов, наклонов и др., вызванных деформациями земной поверхности.

4.4. ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ПРОИЗВОДСТВУ РАБОТ НА ПЛОЩАДКАХ, СЛОЖЕННЫХ ПРОСАДОЧНЫМИ ГРУНТАМИ

4.4.1. Проект организации строительных работ должен разрабатываться с учетом особенностей просадочных грунтов и дополнительно включать:

данные о грунтовых условиях площадки (участка) с указанием возможности просадки от собственного веса и оседания (искривления) земной поверхности для разработки мероприятий по предотвращению замачивания грунтов основания;

указания о возможной просадке основания на отдельных участках здания или на строительной площадке под действием местной нагрузки при замачивании основания (в местах складирования грузов, материалов, изделий, оборудования и т. п.).

совмещенный со схемой напластований просадочных грунтов генеральный план строительства, с указанием уровня подземных вод;

проект вертикальной планировки площадки объекта с указанием путей отвода поверхностных вод (атмосферных, талых, аварийных и др.), также вод в соседних (примыкающих) площадках и т. п.;

план расположения наружных водонесущих сетей и сооружений с указанием задвижек и запорных устройств.

4.4.2. При выполнении строительных работ по усилению оснований или конструкций фундаментов следует предусматривать:

комплексные водозащитные мероприятия, обеспечивающие отвод поверхностных вод с территории (площадки), на которой ведутся работы, исключать их скопление вблизи открытых котлованов и траншей;

размещение участков складирования материалов, изделий, оборудования и т. п. таким образом, чтобы они не преграждали путей естественного стока поверхностных вод в канализацию или в специально отведенные водоприемные (водосборные) устройства.

4.4.3. Не разрешается оставлять открытыми котлованы и траншеи во время дождей и снеготаяния. При невозможности избежать этого и для продолжения работ следует предусматривать мероприятия по откачке воды со дна котлованов (траншей), не допуская ее скопления и фильтрации в грунт.

4.4.4. На протяжении всего периода строительных работ по усилению оснований и (или) фундаментов, находящихся под нагрузкой от вышележащих конструкций здания, следует вести инструментальные геодезические наблюдения за осадками конструкций объекта. С этой целью необходимо использовать заранее установленные репера и осадочные марки.

Наблюдения следует вести начиная с момента вскрытия существующих фундаментов и по мере выполнения работ по их усилению.

4.4.5. Если в процессе работ по усилению фундаментов и (или) их оснований будут обнаружены их дополнительные (нарастающие) осадки или недопустимые деформации (трещины в плитах, разрывы бетона, перекосы и т. п.), а также деформации в наземных конструкциях, работы по усилению должны быть прекращены. При этом следует организовать ежедневные геодезические наблюдения и замеры осадок.

Работы могут быть возобновлены через 3–5 суток после выявления и ликвидации причин, вызвавших осадки, и после их стабилизации.

4.4.6. В тех случаях, когда возникшие неравномерные осадки фундаментов (п. 4.4.5) угрожают устойчивости или прочности конструкций здания или вызывают опасность их обрушения, следует устанавливать временные поддерживающие опоры и крепления.

Разборка временных опор и креплений допускается через 1,5–2 месяца после стабилизации осадок фундаментов и прекращения дальнейшего развития деформаций в наземных конструкциях.

4.4.7. После окончания работ по усилению фундаментов и (или) их оснований, а также по мере окончания работ на отдельных участках объекта, следует производить обратную засыпку котлованов (траншей) с послойным уплотнением пазух между их откосами и конструкциями фундамента.

4.4.8. Во время производства работ по устройству свай усиления при случайном (аварийном) замачивании грунтов основания на отдельном участке здания, где подводка свай еще не выполнена, могут возникать недопустимые неравномерности осадок фундаментов по отношению к той части объекта, где подводка свай уже завершена.

При больших объемах работ по устройству свай усиления и длительности во времени (то есть при невозможности одновременного выполнения работ под всем объектом) следует устраивать временные усиления наземных конструкций объекта с помощью накладных бандажей, поясов, связей, закладки оконных и (или) дверных проемов, стальных обойм на столбах и простенках, подводки дублирующих элементов перекрытий или покрытий и т. п.

После завершения работ по устройству свай усиления под всем объектом и стабилизации осадок временные усиления демонтируются.

4.4.9. Все обнаруженные в процессе работ по усилению оснований и фундаментов осадки и другие деформации подземных и наземных конструкций объекта усиления должны быть зарегистрированы и детально описаны. Записи должны содержать данные геодезических наблюдений в течение всего периода работ по усилению, сопровождаться актированием обнаруженных деформаций и повреждений (осадок, кренов, трещин, разрывов и т. п.) с фотографической фиксацией и указанием дат составления актов и выполнения фотографий.

ИСПОЛЬЗОВАННЫЕ ИСТОЧНИКИ

1. ДБН В.1.1.-5-2000. Будинки та споруди на підроблюваних і просідаючих ґрунтах. Частина 2, Держкомбуд України, Київ, 2000.
2. ДБН В.3.1.-1-2002. Ремонт і підсилення несучих та огорожувальних будівельних конструкцій і основ промислових будинків та споруд. Держкомбуд України, Київ, 2003.
3. Железобетонные конструкции, том 1 (под ред. А. Б. Голышева).— Киев: Логос, 2003.
4. Железобетонные конструкции, том II (под ред. А. Б. Голышева).— Киев: Логос, 2001.
5. Изменение № 1 к СНиП 2.03.01* (изд. 1989 г.). Будівництво України, 1995, № 6; 1996, № 1.— Додаток до журналу.
6. Мальгамов А. И., Плевков В. С., Полищук А. И. Усиление железобетонных и каменных конструкций зданий и сооружений (Атлас схем и чертежей). Изд. Томского университета.— Томск, 1989.
7. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01—84), части I и II.— М.: ЦНТП, 1988.
8. Пособие по производству работ при устройстве оснований и фундаментов (к СНиП 3.02.01—83), НИИОСП им. Герсеванова Госстроя СССР, М., 1986.
9. Проектирование железобетонных конструкций. Справочное пособие (под ред. А. Б. Голышева).— Киев: Будивельник, 1990.
10. Проектирование железобетонных сборно-монолитных конструкций. Справочное пособие к СНиП.— Москва: Стройиздат, 1991.
11. Проектирование усиленных несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений (авт. А. Б. Голышев и И. Н. Ткаченко).— Киев: Логос, 2001.
12. Рекомендации по усилению железобетонных конструкций зданий и сооружений под нагрузкой в условиях реконструкции.— Киев: НИИСП Госстроя УССР, 1990.

13. Рекомендации по усилению монолитных железобетонных конструкций зданий и сооружений предприятий горнодобывающей промышленности. — М.: Стройиздат, 1971.
14. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений. — М.: Стройиздат, 1970.
15. Ремонт и усиление несущих и ограждающих строительных конструкций и оснований промышленных зданий и сооружений. ДБН В.3.1.—1—2002.
16. СНиП 11—В.1—62*. — М.: Издательство литературы по строительству, 1970.
17. СНиП 2.03.01—84*. — М.: Госстрой СССР, 1989.
18. СНиП 11—23—81*. — М.: ЦИТП, 1990.
19. СНиП 2.02.03—85, Свайные фундаменты, Госстрой СССР, М, 1986.
20. СНиП 2.02.01—83. Основания зданий и сооружений Госстроя СССР.— М., 1985.
21. Технология усиления строительных конструкций на реконструируемых предприятиях (РСН 342—91).— Киев: НИИСП Госстроя УССР, 1987.
22. Усиление железобетонных конструкций (Пособие П1—98 к СНиП 2.03.01—84*).— Минск: МаиБ Республікі Беларусь, 1998.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

**ТЕХНИЧЕСКИЕ РЕШЕНИЯ
УСИЛЕНИЙ НЕСУЩИХ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

УСИЛЕНИЕ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РЕБРИСТЫХ ПЛИТ

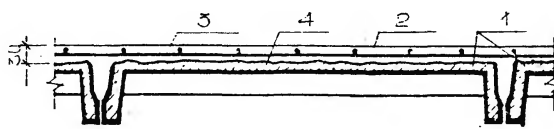


Рис. 1. Нарращивание сверху сборных ребристых плит при обеспечении сцепления поверхностей

1 — усиливаемые плиты; 2 — монолитный слой бетона; 3 — конструктивная арматура усиления; 4 — поверхность сцепления монолитного бетона с плитой

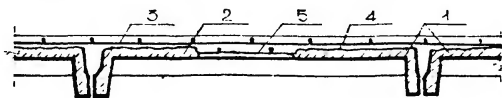


Рис. 2. Нарращивание сборных ребристых плит при недостаточном сцеплении поверхностей

1 — усиливаемые плиты; 2 — монолитный слой бетона; 3 — конструктивная арматура усиления; 4 — поверхность сцепления монолитного бетона с плитой; 5 — вырубленные участки полков плит с сохранением арматурных сеток

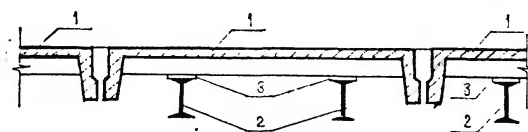


Рис. 3. Подведение металлических разгружающих балок

1 — усиливаемые плиты; 2 — металлические балки усиления; 3 — металлические пластины-клинья для включения балок усиления в работу

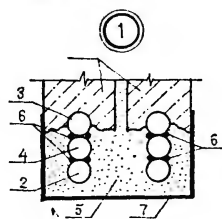
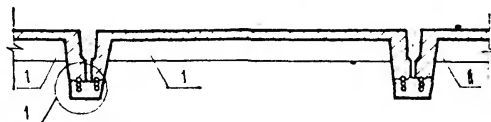


Рис. 4. Установка дополнительной рабочей арматуры

1 – усиливаемые плиты; 2 – дополнительная арматура; 3 – арматура плит, оголенная на участках длиной 100 мм через 1,0 м по длине; 4 – арматурные кортыши длиной 80–100 мм; 5 – бетон или раствор; 6 – сварка; 7 – антикоррозийное лакокрасочное покрытие

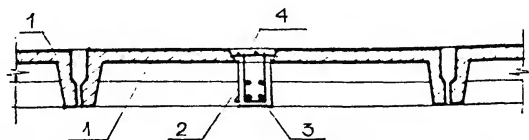


Рис. 5. Подведение ребер из монолитного железобетона

1 – усиливаемые плиты; 2 – ребро из монолитного железобетона; 3 – арматурный каркас ребра усиления; 4 – вырубленные проемы в полке плит (с сохранением сеток) для укладки бетона

УСИЛЕНИЕ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ

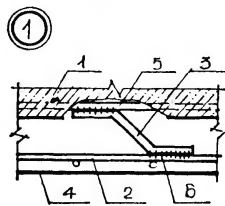
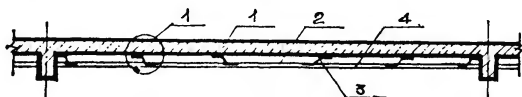
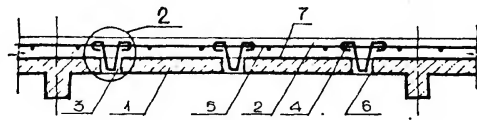


Рис. 6. Наравивание снизу монолитных плит

1 – усиливаемая плита; 2 – рабочая арматура усиления; 3 – арматурные отгибы; 4 – торкрет-бетон усиления; 5 – вырубленный защитный бетон; 6 – сварка



②

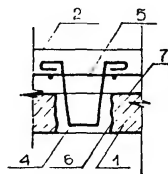


Рис. 7. Нарращивание сверху с устройством железобетонных шпонок

1 — усиливаемая плита; 2 — наращивание сверху; 3 — железобетонные шпонки; 4 — гнутые изделия из арматуры класса А-1; 5 — арматурная сетка наращивания; 6 — отверстия в усиливаемой плите 100x100 мм через 500–700 мм в шахматном порядке; 7 — поверхность усиливаемой плиты, подготовленная к бетонированию (зачистка и насечка)

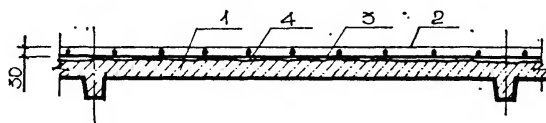


Рис. 8. Нарращивание сверху монолитных плит при обеспечении сцепления поверхностей

1 — усиливаемая плита; 2 — монолитный слой бетона; 3 — конструктивная арматура усиления; 4 — поверхность сцепления монолитного бетона с плитой

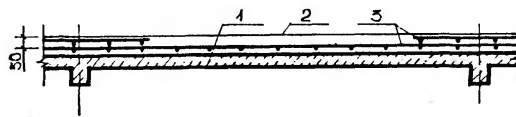


Рис. 9. Нарращивание монолитных плит при недостаточном сцеплении поверхностей

1 — усиливаемая плита; 2 — монолитный слой бетона; 3 — рабочая арматура усиления

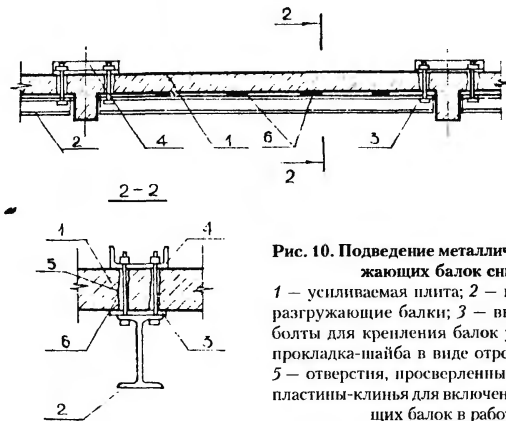


Рис. 10. Подведение металлических разгружающих балок снизу
 1 — усиливаемая плита; 2 — металлические разгружающие балки; 3 — высокопрочные болты для крепления балок усиления; 4 — прокладка-шайба в виде отрезка швеллера; 5 — отверстия, просверленные в плите; 6 — пластины-клинья для включения разгружающих балок в работу

УСИЛЕНИЕ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

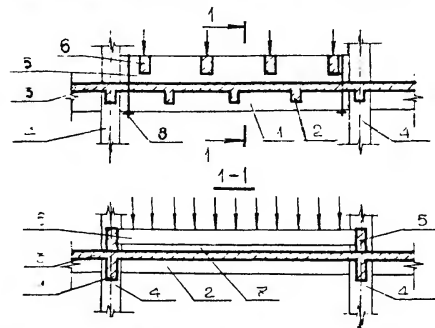


Рис. 11. Частичное разгружение, выполнение в железобетоне
 1 — главные балки существующего перекрытия; 2 — второстепенные балки существующего перекрытия; 3 — плиты существующего перекрытия; 4 — колонны существующего каркаса; 5 — главные разгрузочные балки, уложенные на перекрытие и стянутые с главными балками существующего перекрытия хомутами; 6 — второстепенные разгрузочные балки, устанавливаемые с зазором над перекрытием; 7 — зазор между разгрузочными балками и перекрытием; 8 — стяжные хомуты

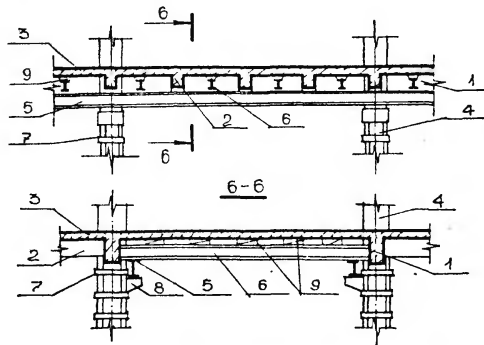


Рис. 12. Подведение балочной клетки из прокатного металла
 1 – главные балки существующего перекрытия; 2 – второстепенные балки существующего перекрытия; 3 – плиты существующего перекрытия; 4 – колонны существующего каркаса; 5 – главные балки балочной клетки из двутавра; 6 – второстепенные балки балочной клетки; 7 – металлические обоймы вокруг колонн; 8 – металлические консоли; 9 – пластины-клинья для включения балочной клетки в работу

УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПОКРЫТИЯ

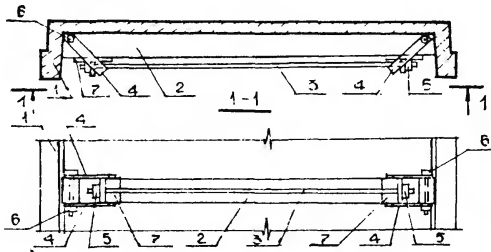


Рис. 13. Установка шпренгельных затяжек на поперечных ребрах
 1 – плита покрытия; 2 – усиливаемые поперечные ребра плиты; 3 – горизонтальный участок шпренгельной затяжки из арматурной стали; 4 – наклонные участки шпренгельной затяжки из полосовой стали; 5 – гайки натяжения; 6 – анкерные болты шпренгельной затяжки, установленные в просверленные отверстия; 7 – опорные пластины

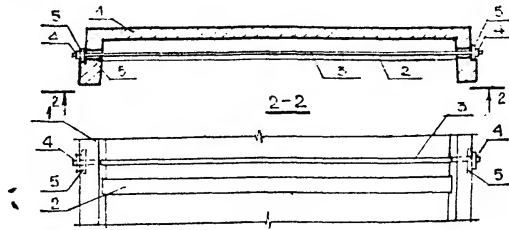


Рис. 14. Установка предварительно напряженных затяжек на поперечных ребрах
 1 – плита покрытия; 2 – усиливаемые поперечные ребра плит; 3 – предварительно напряженная затяжка из арматурной стали; 4 – гайки натяжения; 5 – шайбы; 6 – отверстия, просверленные в продольных ребрах плит

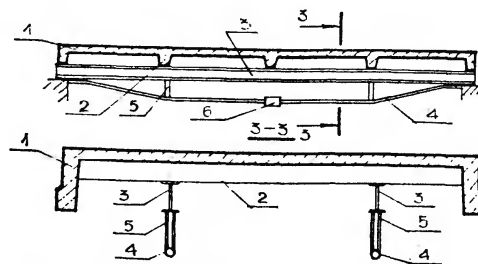


Рис. 15. Подведение шпренгельных балок
 1 – плита покрытия; 2 – поперечные ребра плиты; 3 – верхний пояс шпренгельной балки из двутавра; 4 – затяжка шпренгельной балки из арматурной стали; 5 – распорки из швеллера; 6 – стяжная муфта

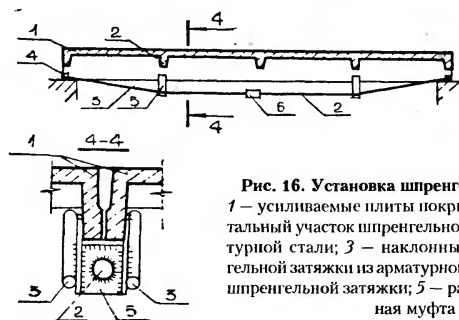


Рис. 16. Установка шпренгельных затяжек
 1 – усиливаемые плиты покрытия; 2 – горизонтальный участок шпренгельной затяжки из арматурной стали; 3 – наклонные участки шпренгельной затяжки из арматурной стали; 4 – анкеры шпренгельной затяжки; 5 – распорки; 6 – стяжная муфта

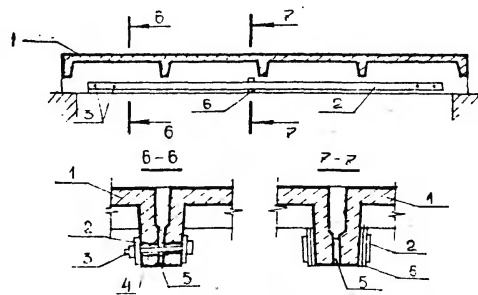


Рис. 17. Установка затяжек из стальных полос
 1 — усиливаемые плиты; 2 — затяжки из стальных полос; 3 — стяжные болты; 4 — отверстия, просверленные в продольных ребрах плит (над рабочей арматурой) для установки болтов; 5 — стальные пластины-клинья в швах между плитами в местах установки болтов и клиньев; 6 — пластины-клинья для включения затяжек в работу

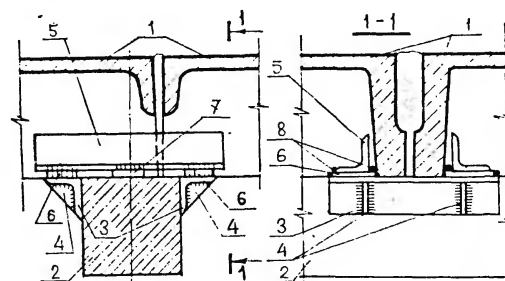


Рис. 18. Подведение столиков на держателях
 1 — смещенные панели; 2 — несущий стропильный элемент (ферма, балка); 3 — уголок-столлик; 4 — ребра жесткости; 5 — держатель столиков; 6 — пластины-прокладки; 7 — пластины-клинья (они же центрирующие планки); 8 — сварка

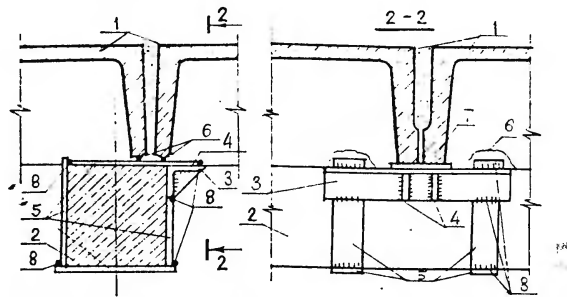


Рис. 19. Подведение столиков на хомутах
 1 — смещенные панели; 2 — несущий стропильный элемент (ферма, балка); 3 — уголок-столлик; 4 — ребра жесткости; 5 — планки хомута-держателя; 6 — отверстия, пробитые в торцевых ребрах панелей (после усиления заделываются бетоном); 7 — пластины-клинья для включения столиков в работу; 8 — сварка

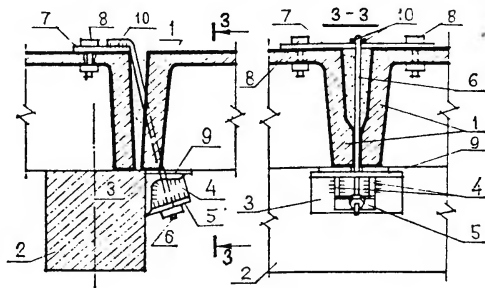


Рис. 20. Подведение столиков на тяжах
 1 — смещенные панели; 2 — несущий стропильный элемент (ферма, балка); 3 — уголок-столлик; 4 — ребра жесткости; 5 — опорная шайба для гайки; 6 — тяг с гайкой; 7 — пластина для крепления тяга; 8 — крепежные болты; 9 — пластины-клинья для включения столика в работу; 10 — сварка

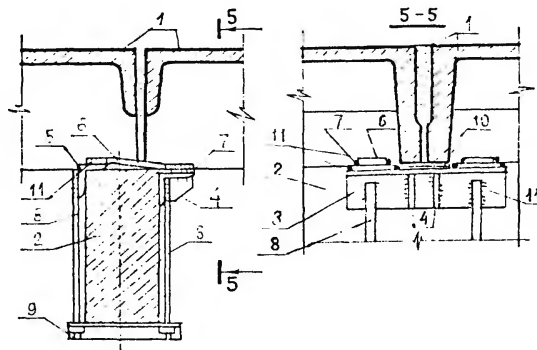


Рис. 21. Подведение столиков на стяжных болтах

1 – смещенные панели; 2 – стропильная балка (рама); 3 – уголок-столлик; 4 – ребра жесткости; 5 – закрепляющий уголок с вырезом полки в месте пересечения с ребрами жесткости; 6 – соединительная планка; 7 – прокладка; 8 – стяжные болты; 9 – уголки-шайбы стяжных болтов; 10 – пластины-клинья для включения столика в работу; 11 – сварка

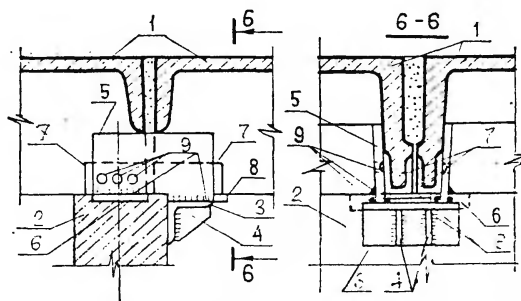


Рис. 22. Подведение столиков на сварке с закладными деталями

1 – смещенные панели; 2 – несущий стропильный элемент (ферма, балка); 3 – уголок-столлик; 4 – ребра жесткости; 5 – пластина-держатель столиков с отверстиями для сварки; 6 – закладная деталь стропильного элемента; 7 – закладные детали панели; 8 – пластины-клинья для включения столика в работу; 9 – сварка

УСИЛЕНИЕ УЗЛОВ ОПИРАНИЯ ПАНЕЛЕЙ ПЕРЕКРЫТИЙ

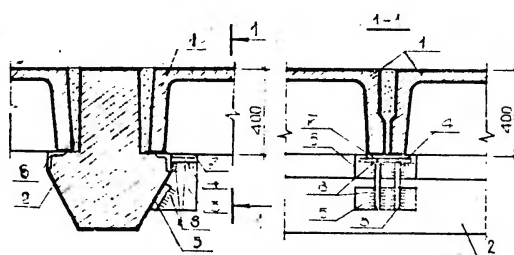


Рис. 23. Подведение столиков на сварке с закладными деталями
 1 — смещенные панели; 2 — ригель; 3 — вертикальные ребра столика; 4 — горизонтальная полка столика; 5 — задний упорный лист столика; 6 — закладные детали ригеля; 7 — пластины-клинья для включения столика в работу; 8 — сварка

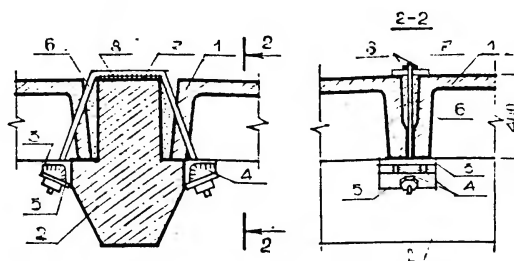


Рис. 24. Подведение столиков на тязях
 1 — смещенные панели; 2 — ригель; 3 — уголок-столлик; 4 — ребра жесткости; 5 — опорная пластина-шайба; 6 — тязи с гайками, устанавливаемые в швах между панелями (гайки затянуть для включения столиков в работу и заварить); 7 — пластина-подкладка под тязями; 8 — сварка

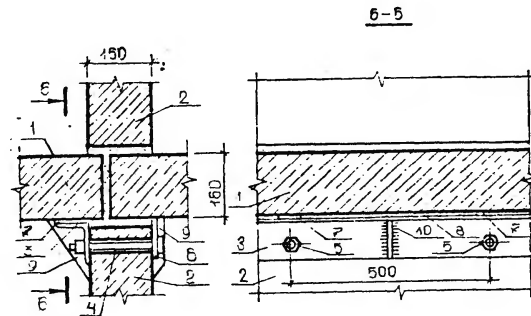


Рис. 25. Подведение столиков на болтах

1 — смещенные панели; 2 — несущие бетонные панели; 3 — уголок-столлик на всю ширину смещенной панели; 4 — отверстия в бетонной панели диаметром 14 мм; 5 — болты М12 через 500 мм; 6 — пластина-шайба; 7 — расклинка пластинами; 8 — зачеканка раствором М100; 9 — штукатурка по сетке; 10 — ребра жесткости через 500 мм

УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК

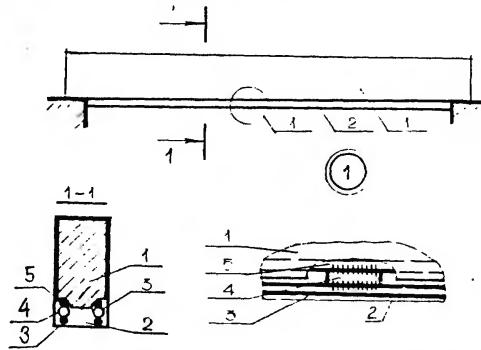


Рис. 26. Нарращивание балок снизу при незначительном увеличении их несущей способности

1 — усиливаемая балка; 2 — железобетонное наращивание; 3 — продольная арматура усиления; 4 — арматурные коротыши; 5 — оголенная арматура балки (участки с шагом через 1,0 м)

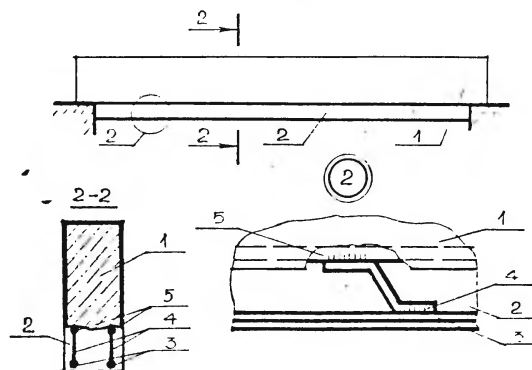


Рис. 27. Нарращивание балок снизу при значительном увеличении их несущей способности

1 — усиливаемая балка; 2 — железобетонное наращивание; 3 — продольная арматура усиления; 4 — арматурные отгибы; 5 — оголенная арматура балки (участки с шагом через 1,0 м)

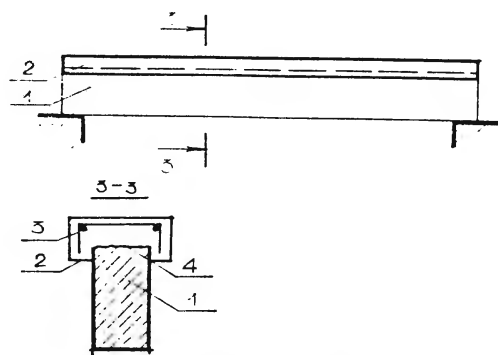


Рис. 28. Нарращивание балок сверху

1 — усиливаемая балка; 2 — железобетонная рубашка усиления; 3 — арматура усиления; 4 — поверхность сцепления монолитного бетона с балкой

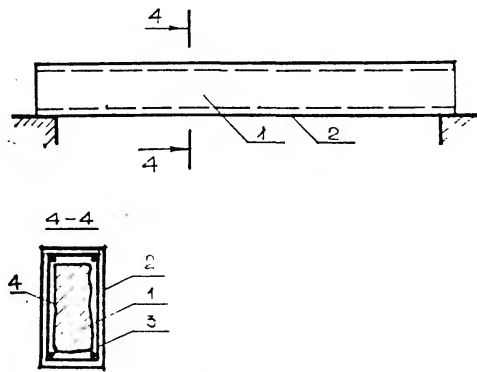


Рис. 29. Устройство железобетонной обоймы

1 — усиливаемая балка; 2 — железобетонная обойма усиления; 3 — арматура усиления;
4 — поверхность сцепления монолитного бетона с балкой

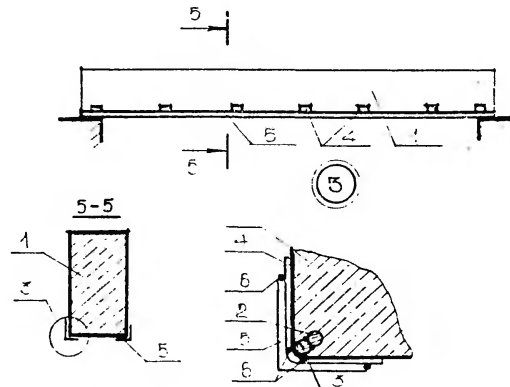


Рис. 30. Установка металлических уголков

1 — усиливаемая балка; 2 — существующая арматура балки; 3 — арматурные коротыши;
4 — металлические пластины; 5 — прокатный уголок; 6 — сварка

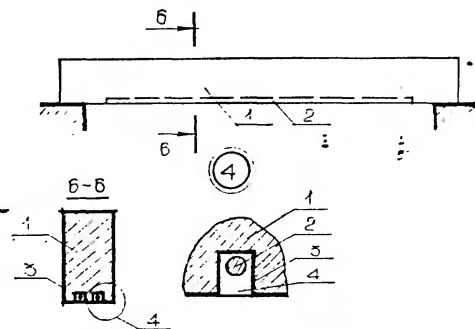


Рис. 31. Установка дополнительной арматуры на полимеррастворе
 1 — усиливаемая балка; 2 — дополнительная арматура; 3 — пазы в бетоне, прорезанные фрезой; 4 — защитно-конструкционный полимерраствор

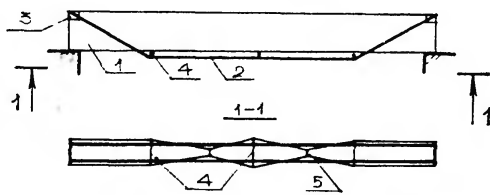


Рис. 32. Установка шпренгелей из арматурной стали
 1 — усиливаемая балка; 2 — предварительно напряженный шпренгель из арматурной стали;
 3 — опорное устройство; 4 — распорки; 5 — натяжные винты

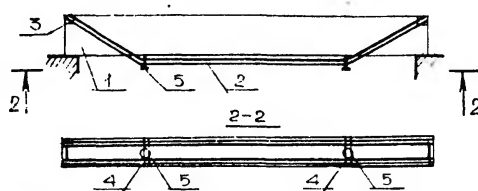


Рис. 33. Установка шпренгелей из прокатного металла
 1 — усиливаемая балка; 2 — предварительно напряженный шпренгель из прокатного металла;
 3 — опорное устройство; 4 — распорки; 5 — натяжные винты

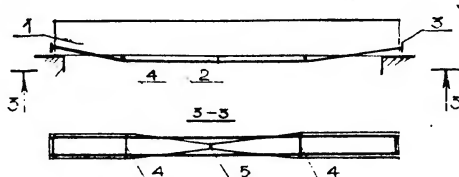


Рис. 34. Установка шпренгельных затяжек

1 — усиливаемая балка; 2 — предварительно напряженный шпренгель из арматурной или прокатной стали; 3 — опорное устройство; 4 — распорки; 5 — натяжной хомут

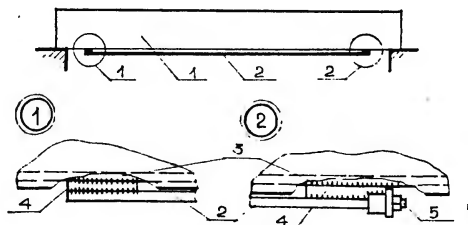


Рис. 35. Установка затяжек из арматурной стали

1 — усиливаемая балка; 2 — предварительно напряженная затяжка из арматурной стали; 3 — оголенная (обычная) арматура балки; 4 — арматурные коротыши; 5 — натяжное устройство

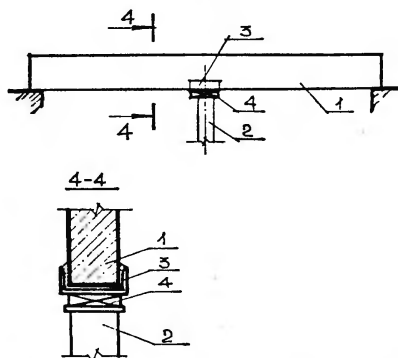


Рис. 36. Подведение разгружающих стоек

1 — усиливаемая балка; 2 — дополнительная опора в виде стойки; 3 — опорный элемент из швеллера; 4 — металлические клинья для включения стойки в работу

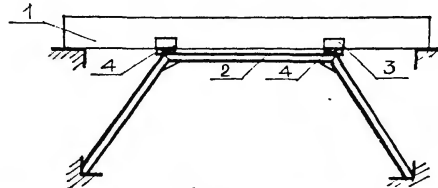


Рис. 37. Подведение разгружающих порталных рам
 1 — усиливаемая балка; 2 — дополнительные опоры в виде порталной рамы; 3 — опорные элементы из швеллера; 4 — металлические клинья для включения порталной рамы в работу

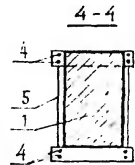
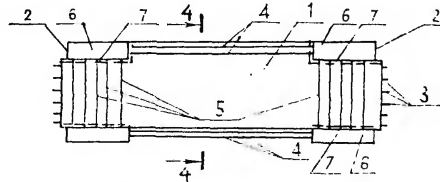


Рис. 38. Установка дополнительных продольных и поперечных стержней, соединенных между собой пластинами
 1 — усиливаемая балка; 2 — уступы; 3 — выпуски арматуры; 4 — дополнительные продольные стержни; 5 — дополнительная поперечная предварительно напряженная арматура; 6 — бетонометаллические плиты; 7 — закладные металлические пластины

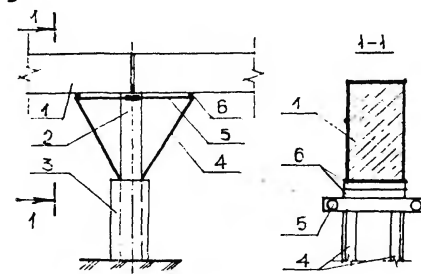


Рис. 39. Подведение разгружающих подкосов
 1 — усиливаемые балки; 2 — колонна; 3 — обойма (металлическая или железобетонная); 4 — металлические подкосы; 5 — затяжка с натяжной муфтой; 6 — металлические прокладки на графитовой смазке

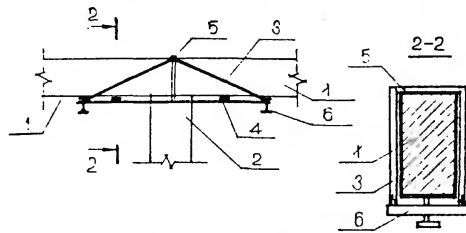


Рис. 40. Подведение разгружающих кронштейнов
 1 — усиливаемые балки; 2 — колонна; 3 — разгружающий кронштейн; 4 — поперечные связи по нижнему поясу; 5 — опора кронштейна; 6 — упорное устройство с натяжным болтом

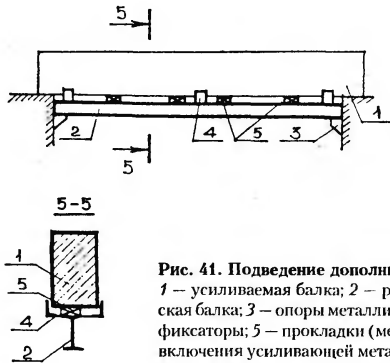


Рис. 41. Подведение дополнительной упругой опоры
 1 — усиливаемая балка; 2 — разгружающая металлическая балка; 3 — опоры металлической балки; 4 — уголки-фиксаторы; 5 — прокладки (металлические клинья) для включения усиливающей металлической балки в работу

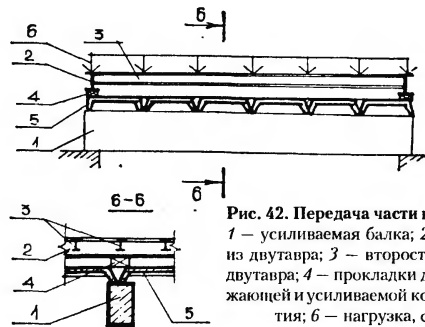


Рис. 42. Передача части нагрузки на разгружающие балки
 1 — усиливаемая балка; 2 — главные разгружающие балки из двутавра; 3 — второстепенные разгружающие балки из двутавра; 4 — прокладки для создания зазора между разгружающей и усиливаемой конструкциями; 5 — плиты перекрытия; 6 — нагрузка, снятая с усиливаемой балки

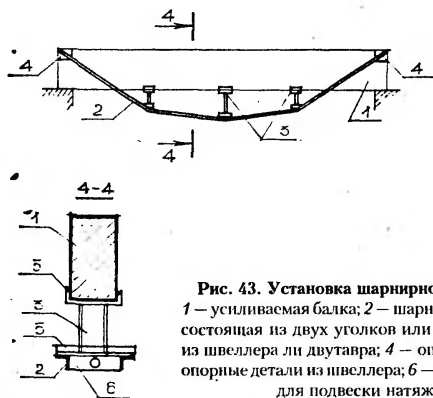


Рис. 43. Установка шарнирно-стержневых цепей
 1 – усиливаемая балка; 2 – шарнирно-стержневая цепь, состоящая из двух уголков или стержней; 3 – стойки из швеллера или двутавра; 4 – опорное устройство; 5 – опорные детали из швеллера; 6 – пластина с отверстием для подвески натяжного груза

УСИЛЕНИЕ ОПОРНЫХ ЧАСТЕЙ БАЛОК

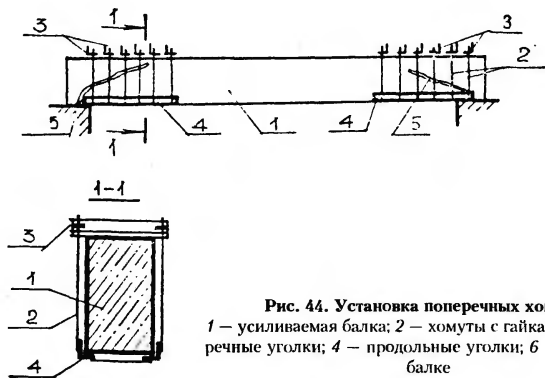


Рис. 44. Установка поперечных хомутов
 1 – усиливаемая балка; 2 – хомуты с гайками; 3 – поперечные уголки; 4 – продольные уголки; 5 – трещины в балке

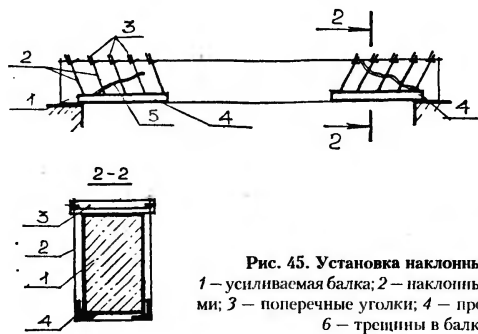


Рис. 45. Установка наклонных хомутов
 1 – усиливаемая балка; 2 – наклонные хомуты с гайками; 3 – поперечные уголки; 4 – продольные уголки; 6 – трещины в балке

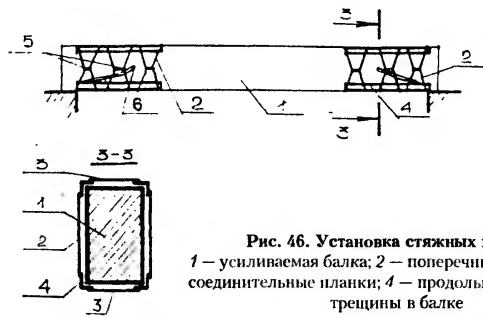


Рис. 46. Установка стяжных хомутов
 1 – усиливаемая балка; 2 – поперечные стержни; 3 – соединительные планки; 4 – продольные уголки; 6 – трещины в балке

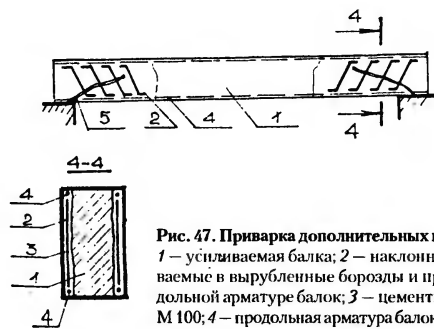


Рис. 47. Приварка дополнительных наклонных стержней
 1 – усиливаемая балка; 2 – наклонные стержни, укладываемые в вырубленные борозды и привариваемые к продольной арматуре балок; 3 – цементно-песчаный раствор М 100; 4 – продольная арматура балок; 5 – трещины в балке



Рис. 48. Установка арматурных стержней на клею
 1 — усиливаемая балка; 2 — трещины в балке; 3 — арматурные стержни диаметром 6–8 мм; 4 — пазы в бетоне, прорезанные фрезой; 5 — защитно-конструкционный полимерраствор

УСИЛЕНИЕ БАЛОК МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

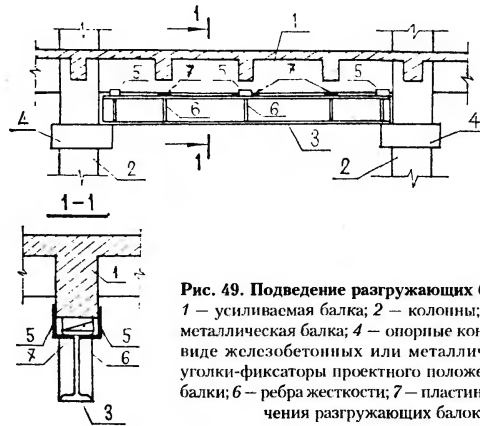


Рис. 49. Подведение разгружающих балок на консолях
 1 — усиливаемая балка; 2 — колонны; 3 — разгружающая металлическая балка; 4 — опорные консоли на колоннах в виде железобетонных или металлических обойм; 5 — уголки-фиксаторы проектного положения разгружающей балки; 6 — ребра жесткости; 7 — пластины-клинья для включения разгружающих балок в работу

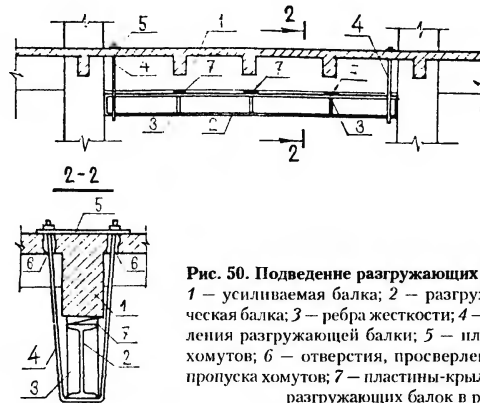


Рис. 50. Подведение разгружающих балок на хомутах
 1 — усиливаемая балка; 2 — разгружающая металлическая балка; 3 — ребра жесткости; 4 — хомуты для крепления разгружающей балки; 5 — пластина-держатель хомутов; 6 — отверстия, просверленные в плите для пропуска хомутов; 7 — пластины-крылья для включения разгружающих балок в работу

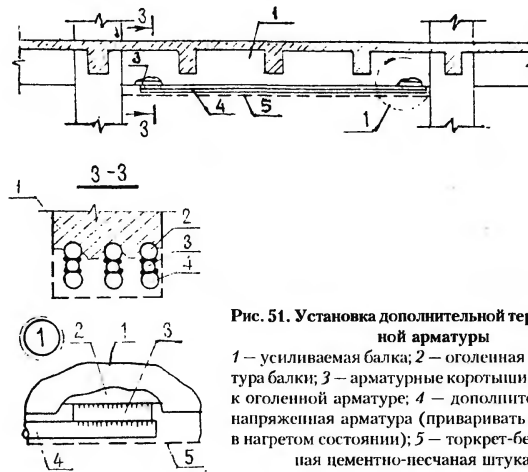


Рис. 51. Установка дополнительной термонапряженной арматуры
 1 — усиливаемая балка; 2 — оголенная рабочая арматура балки; 3 — арматурные коротышки, приваренные к оголенной арматуре; 4 — дополнительная термонапряженная арматура (приваривать к коротышкам в нагретом состоянии); 5 — торкрет-бетон или плотная цементно-песчаная штукатурка

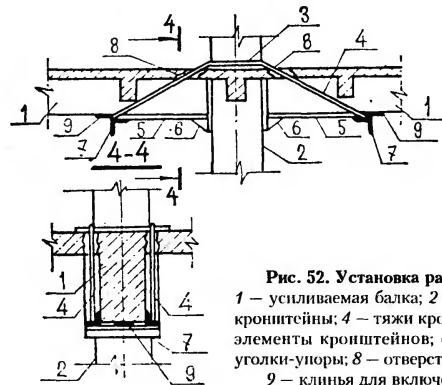


Рис. 52. Установка разгружающих кронштейнов
 1 — усиливаемая балка; 2 — колонна; 3 — разгружающие кронштейны; 4 — тяжи кронштейнов; 5 — горизонтальные элементы кронштейнов; 6 — упоры кронштейнов; 7 — уголки-упоры; 8 — отверстия в плите для пропуска тяжей; 9 — клинья для включения кронштейнов в работу

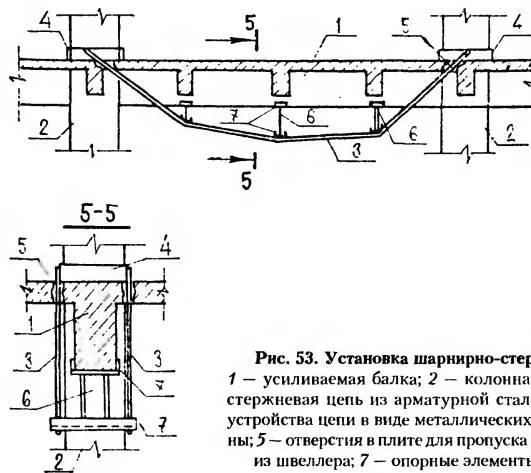


Рис. 53. Установка шарнирно-стержневой цепи
 1 — усиливаемая балка; 2 — колонна; 3 — шарнирно-стержневая цепь из арматурной стали; 4 — анкерные устройства цепи в виде металлических обжим на колонны; 5 — отверстия в плите для пропуска цепей; 6 — стойки из швеллера; 7 — опорные элементы из швеллера

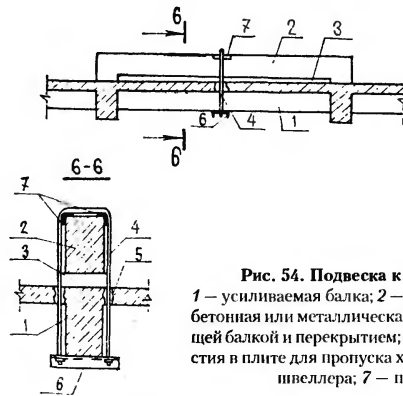


Рис. 54. Подвеска к разгружающим балкам

1 — усиливаемая балка; 2 — разгружающая балка (железобетонная или металлическая); 3 — зазор между разгружающей балкой и перекрытием; 4 — натяжной хомут; 5 — отверстия в плите для пропуска хомута; 6 — опорный элемент из швеллера; 7 — подкладки из уголка

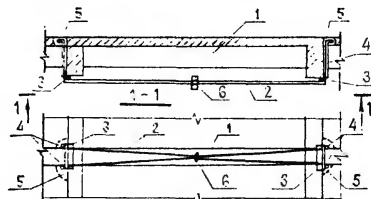


Рис. 55. Установка горизонтальных затяжек из арматурной стали

1 — усиливаемая балка; 2 — горизонтальные тяжи затяжки из арматурной стали; 3 — уголок-анкер затяжки; 4 — вертикальные держатели уголков-анкеров из арматурной стали, заделанные в вырубленных отверстиях в плите; 5 — отверстия в плите, заделываемые бетоном после установки держателей; 6 — стяжной хомут

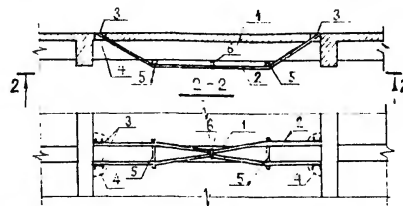


Рис. 56. Установка шпренгельных затяжек из арматурной стали

1 — усиливаемая балка; 2 — шпренгельная затяжка из арматурной стали; 3 — опорные анкера шпренгельной затяжки, заделанные в вырубленных отверстиях в плите; 4 — отверстия в плите, заделываемые бетоном после установки анкеров; 5 — подкладки в виде катка, приваренного к пластине; 6 — стяжной хомут

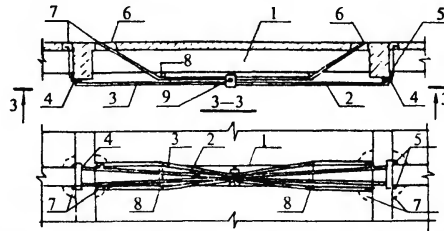


Рис. 57. Установка комбинированных затяжек из арматурной стали
 1 — усиливаемая балка; 2 — горизонтальная затяжка из арматурной стали; 3 — шпренгельная затяжка из арматурной стали; 4 — анкера горизонтальной затяжки; 5 — держатели анкеров, заделанные в плиту; 7 — отверстия в плите, заделываемые бетоном после установки анкеров и держателей; 8 — подкладки коротыши; 9 — натяжной болт

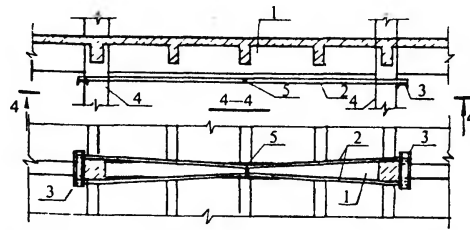


Рис. 58. Установка горизонтальных затяжек из уголков
 1 — усиливаемая балка; 2 — горизонтальная затяжка из уголков, приваренная к анкерным устройствам; 3 — анкерное устройство из швеллера, установленное в борозду, пробитую в колонне и приваренное к оголенной арматуре колонны; 4 — железобетонные колонны; 5 — натяжной болт

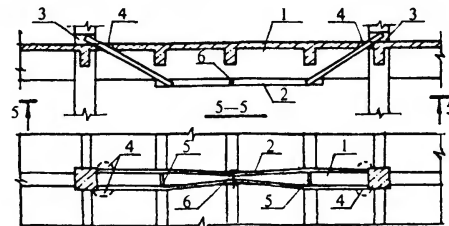


Рис. 59. Установка шпренгельных затяжек из прокатных уголков
 1 — усиливаемая балка; 2 — шпренгельная затяжка из прокатных уголков; 3 — опорные анкера шпренгельной затяжки; 4 — отверстия в плите, заделываемые бетоном после установки шпренгельных затяжек; 5 — подкладка-упор; 6 — натяжной болт

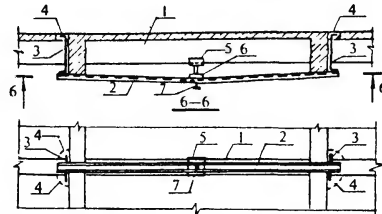


Рис. 60. Установка затяжек из швеллера

1 — усиливаемая былка; 2 — затяжка из швеллера; 3 — анкерные устройства; 4 — отверстия в плите, заделываемые бетоном после установки анкерных устройств; 5 — подкладки из швеллера; 6 — гайка, приваренная к затяжке; 7 — натяжной болт

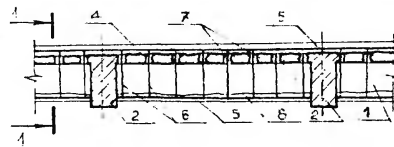


Рис. 61. Устройство железобетонной обоймы

1 — усиливаемые второстепенные балки; 2 — главные балки; 3 — плита; 4 — железобетонная обойма; 5 — продольная арматура обоймы; 6 — хомуты обоймы; 7 — отверстия в плите для пропуска хомутов и укладки бетона; 8 — поверхность балок, подготовленная к бетонированию (зачистка, насечка)

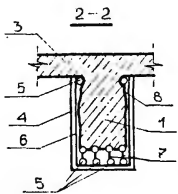
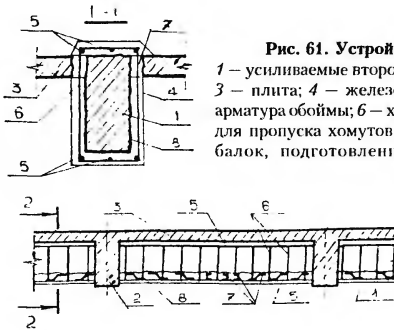


Рис. 62. Устройство железобетонной рубашки

1 — усиливаемые второстепенные балки; 2 — главные балки; 3 — плита; 4 — железобетонная рубашка; 5 — продольная арматура рубашки; 6 — хомуты рубашки; 7 — арматурные коротышки-отгибы, привариваемые к оголенной арматуре балок и арматуре рубашки; 8 — обработанная поверхность балок

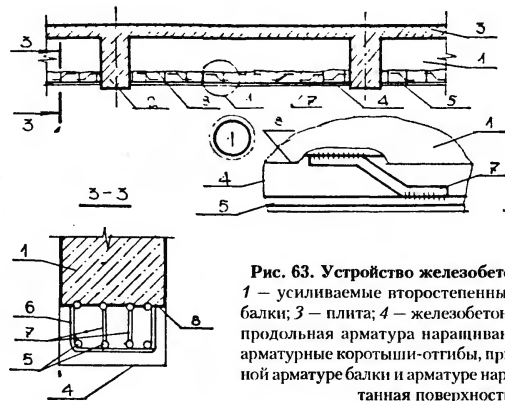


Рис. 63. Устройство железобетонного наращивания
 1 — усиливаемые второстепенные балки; 2 — главные балки; 3 — плита; 4 — железобетонное наращивание; 5 — продольная арматура наращивания; 6 — хомуты; 7 — арматурные коротыши-отгибы, привариваемые к оголенной арматуре балки и арматуре наращивания; 8 — обработанная поверхность балок

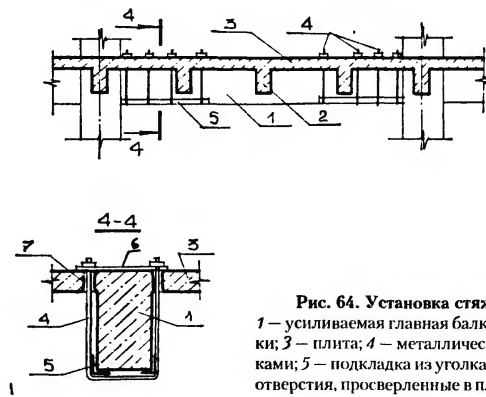


Рис. 64. Установка стяжных хомутов у опор
 1 — усиливаемая главная балка; 2 — второстепенные балки; 3 — плита; 4 — металлические стяжные хомуты с гайками; 5 — подкладка из уголка; 6 — прокладка-шайба; 7 — отверстия, просверленные в плите для пропуска хомутов

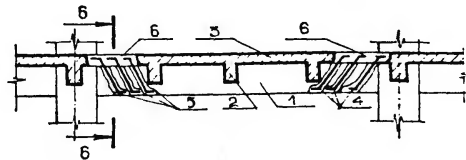


Рис. 65. Приварка наклонных стержней у опор

1 — усиливаемая главная балка; 2 — второстепенные балки; 3 — плита; 4 — наклонные арматурные стержни, привариваемые к оголенной верхней и нижней рабочей арматуре усиливаемой балки; 5 — борозды для установки дополнительных арматурных стержней (после установки стержней заполнить бетоном); 6 — отверстия, пробитые в плите, для установки наклонных стержней (после установки стержней заполнить бетоном)

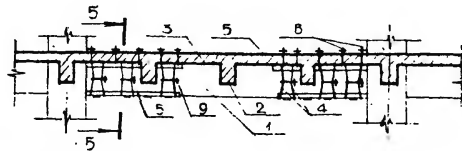
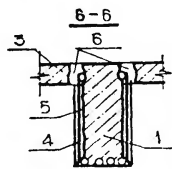
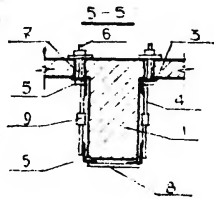


Рис. 66. Установка стягиваемых поперечных стержней у опор

1 — усиливаемая главная балка; 2 — второстепенные балки; 3 — плита; 4 — поперечные стержни, привариваемые к уголкам; 5 — уголки; 6 — крепежные болты; 7 — отверстия, просверленные в плите для установки болтов; 8 — соединительные планки; 9 — стяжные болты



УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТРОПИЛЬНЫХ БАЛОК

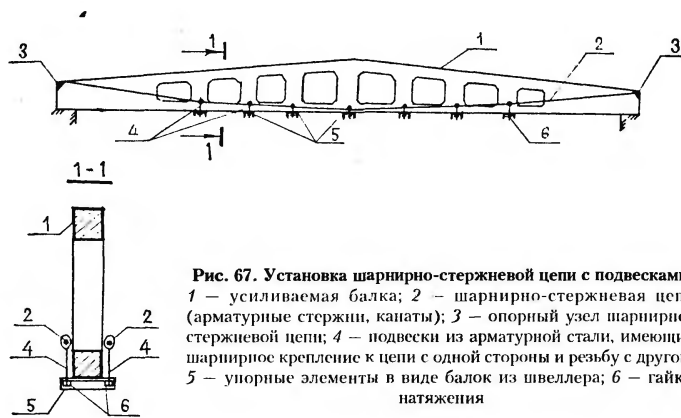




Рис. 69. Установка предварительно напряженного шпренгеля из двутавра и уголков
 1 — усиливаемая балка; 2 — горизонтальный тяз шпренгеля из двутавра; 3 — наклонный тяз шпренгеля из уголков; 4 — опорный узел шпренгеля; 5 — упор для натяжного винта из швеллера, установленного на растворе; 6 — ребро жесткости; 7 — квадратный элемент-гайка, приваренный к шпренгелю; 8 — натяжной винт-упор с квадратной нарезкой; 9 — арматурная сетка; 10 — пространство, заполненное после стяжения шпренгеля цементно-песчаным раствором

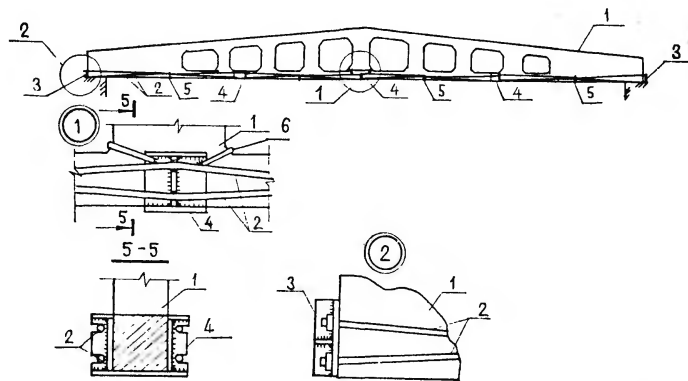


Рис. 70. Установка горизонтальной предварительно напряженной затяжки
 1 — усиливаемая балка; 2 — горизонтальная затяжка из арматурной стали; 3 — опорный узел затяжки; 4 — упор-фиксатор ветвей затяжки; 5 — стяжные хомуты; 6 — хомуты-держатели

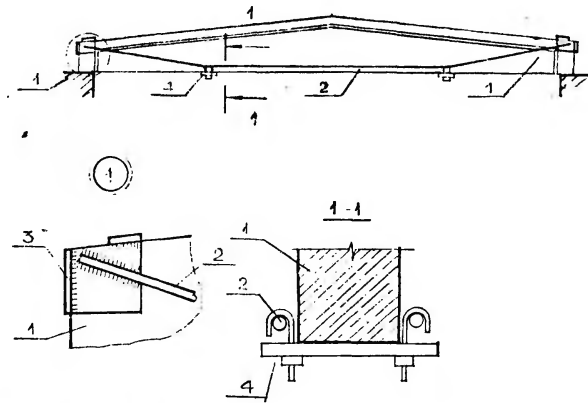


Рис. 71. Установка предварительно напряженных шпренгельных затяжек
 1 — усиливаемая балка; 2 — шпренгельная затяжка; 3 — опорная база; 4 — натяжное устройство

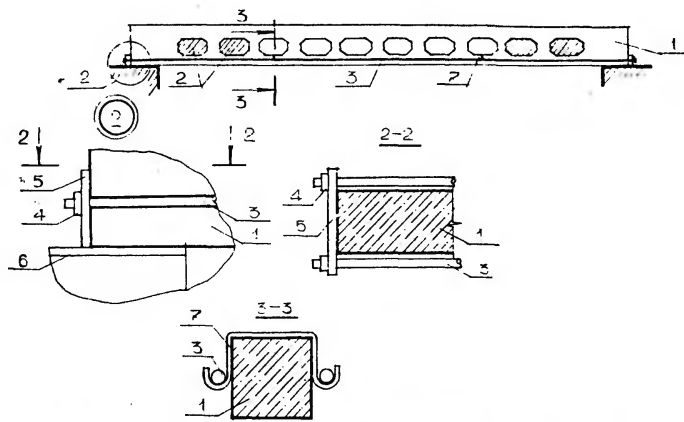


Рис. 72. Установка предварительно напряженных затяжек и заполнение отверстий бетоном
 1 — усиливаемая балка; 2 — отверстия, заполненные бетоном класса В35; 3 — предварительно напряженная затяжка диаметром 25–40 мм класса А–III; 4 — гайки для натяжения; 5 — торцевой упорный лист; 6 — закладная деталь опоры; 7 — подвеска

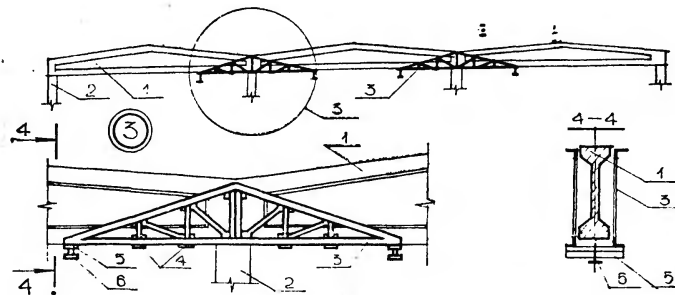


Рис. 73. Установка разгружающих кронштейнов
 1 — усиваемые балки; 2 — колонны; 3 — разгружающие кронштейны из уголка; 4 — связи по нижнему поясу кронштейнов; 5 — упорная балка; 6 — натяжной винт

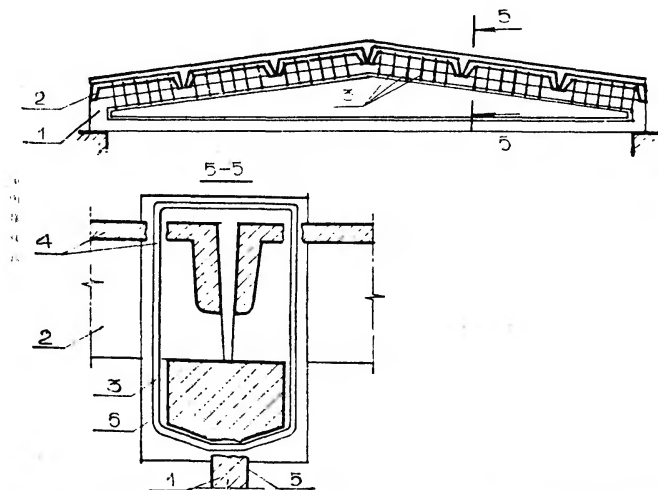


Рис. 74. Включение в совместную работу плит покрытия путем устройства железобетонных обойм
 1 — усиваемая балка; 2 — плиты покрытия; 3 — хомуты из арматуры диаметром 10—14 мм; 4 — отверстия в полках плит для хомутов; 6 — отверстия в стенке балки для хомутов; 6 — бетон обоймы

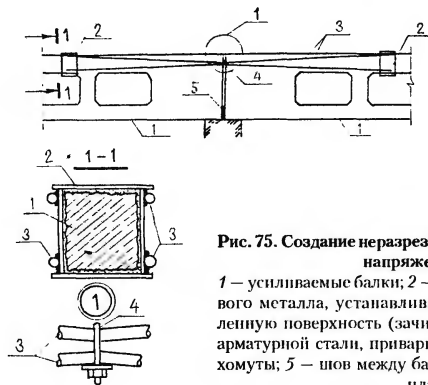


Рис. 75. Создание неразрезности установкой предварительно напряженных затяжек

1 — усиленные балки; 2 — охватывающие хомуты из листового металла, устанавливаемые на растворе на подготовленную поверхность (зачистка и насечка); 3 — затяжки из арматурной стали, привариваемые к хомутам; 4 — стяжные хомуты; 5 — шов между балками, расклиненный стальными пластинами

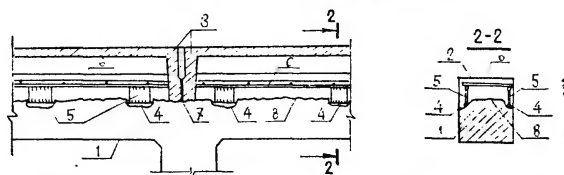


Рис. 76. Устройство железобетонной обоймы по верхнему поясу

1 — верхний пояс усиливаемой решетчатой балки; 2 — железобетонная обойма усиления; 3 — плиты покрытия; 4 — оголенная арматура верхнего пояса балки; 5 — металлические пластины, приваренные к оголенной арматуре верхнего пояса балки; 6 — арматурный каркас, приваренный к пластинам; 7 — шов между плитами в опорной части, заполненный бетоном или стальными пластинами; 8 — поверхность верхнего пояса балки, подготовленная к бетонированию (зачистка и насечка)

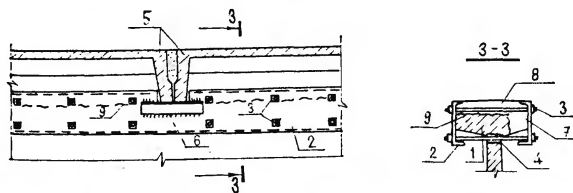


Рис. 77. Устройство металлической обоймы при местном усилении верхнего пояса

1 — верхний пояс усиливаемой балки; 2 — швеллеры обоймы усиления; 3 — стяжные болты; 4 — отверстия, просверленные в стенке балки для пропуска болтов; 5 — плиты покрытия; 6 — уголок, приваренный к швеллеру в месте выреза паза для пропуска ребер плит; 7 — разрушенный участок свеса полки; 8 — бетон замоноличивания; 9 — поверхность верхнего пояса балки, подготовленная к бетонированию (зачистка и насечка)

УСИЛЕНИЕ ОПОРНЫХ ЧАСТЕЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТРОПИЛЬНЫХ БАЛОК

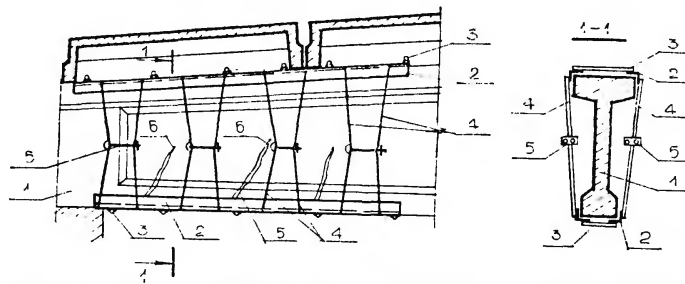


Рис. 78. Установка предварительно напряженных поперечных стержней в опорных частях

1 — приопорная часть усиливаемой балки; 2 — продольные уголки, устанавливаемые на растворе (в местах опирания плит покрытия полку уголка вырезать); 3 — соединительные арматуры стержня на сварке; 4 — предварительно напряженные поперечные стержни усиления (стягивать до закрытия трещин); 5 — стяжные хомуты; 6 — трещины в опорной части балки

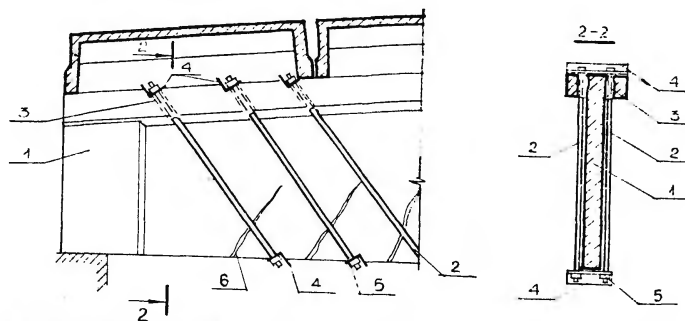


Рис. 79. Установка предварительно напряженных наклонных стержней в опорных частях.

1 — приопорная часть усиливаемой балки; 2 — предварительно напряженные наклонные стержни усиления; 3 — отверстия, просверленные в полке балки для пропуска наклонных стержней; 4 — поперечные уголки, устанавливаемые на растворе в вырубленные борозды; 5 — гайки для натяжения стержней (до закрытия трещин); 6 — трещины в опорной части балки

УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ

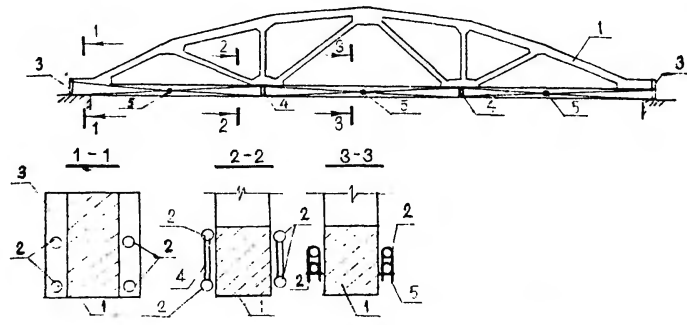


Рис. 80. Усиление нижнего пояса постановкой предварительно напряженной затяжки из арматурной стали
 1 — усиливаемая ферма; 2 — затяжка из предварительно напряженной арматуры диаметром 25–40 мм класса А-III; 3 — торцевой упорный лист; 4 — распорка; 5 — стяжной хомут

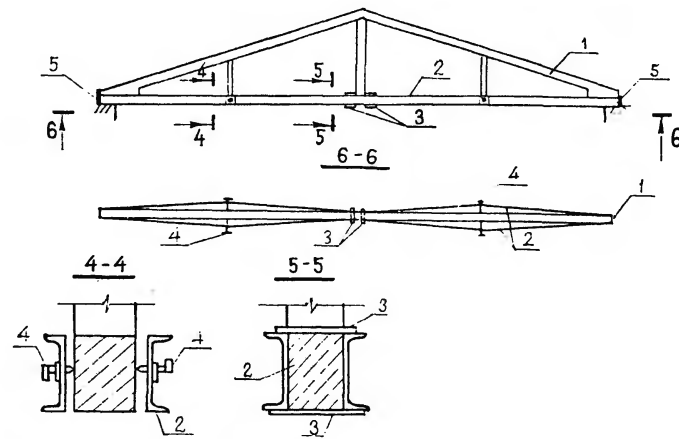


Рис. 81. Усиление нижнего пояса постановкой предварительно напряженной затяжки из швеллеров
 1 — усиливаемая ферма; 2 — затяжка из предварительно напряженных швеллеров; 3 — соединительные планки; 4 — распорный винт; 5 — торцевой упорный лист

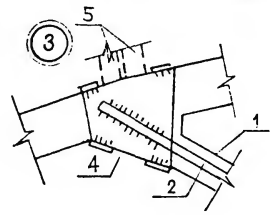
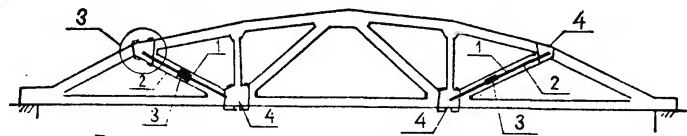


Рис. 82. Усиление растянутых раскосов постановкой затяжек из арматурной стали
 1 — усиливаемые растянутые раскосы фермы; 2 — затяжка из арматурной стали; 3 — муфты натяжения; 4 — охватывающий хомут из листового металла и соединительных планок; 5 — ребра плит покрытия

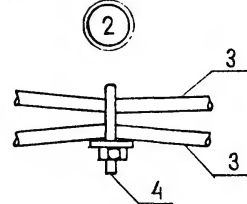
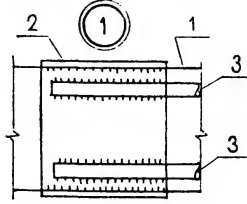
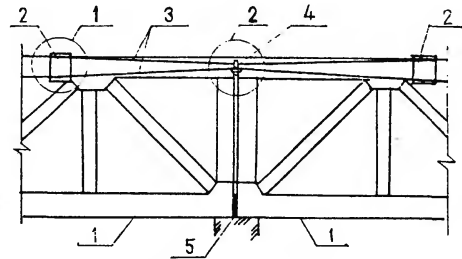


Рис. 83. Создание неразрезности
 1 — усиливаемые фермы; 2 — охватывающие хомуты из листового металла; 3 — затяжка из арматурной стали; 4 — стяжной хомут; 5 — шов между усиливаемыми фермами, расклиненный стальными пластинами

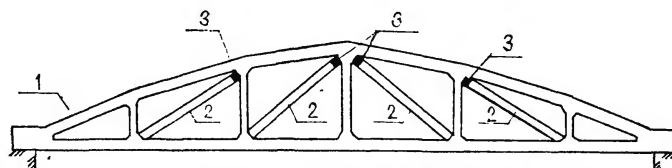


Рис. 84. Установка диагональных подкосов

1 — усиливаемая безраскосная ферма; 2 — диагональные подкосы (железобетонные из прокатного металла); 3 — элементы включения подкосов в работу (клинья, плоские домкраты, вкладыши из бетона на расширяющемся цементе НЦ-20 или НЦ-40)

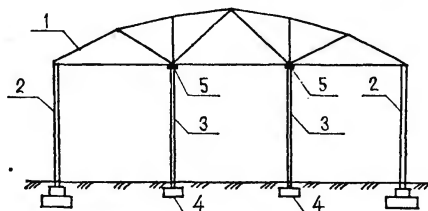


Рис. 85. Установка дополнительных опор

1 — усиливаемая ферма; 2 — существующие колонны; 3 — дополнительные опоры, в виде стоек, подведенные под промежуточные узлы фермы; 4 — фундамент под дополнительные опоры; 5 — приспособления для включения дополнительных опор в работу (клинья, плоские домкраты, винты и др.)

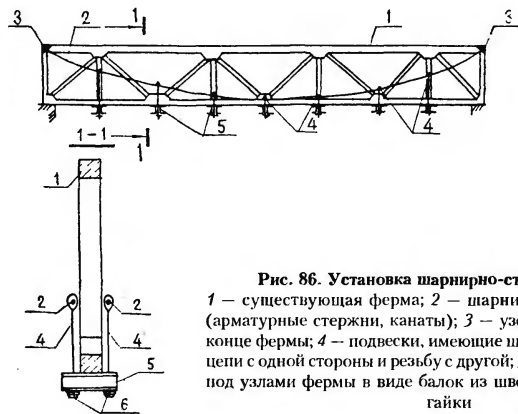


Рис. 86. Установка шарнирно-стержневой цепи

1 — существующая ферма; 2 — шарнирно-стержневая цепь (арматурные стержни, канаты); 3 — узел крепления цепи на конце фермы; 4 — подвески, имеющие шарнирное крепление к цепи с одной стороны и резьбу с другой; 5 — упорные элементы под узлами фермы в виде балок из швеллера; 6 — натяжные гайки

УСИЛЕНИЕ УЗЛОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ФЕРМ

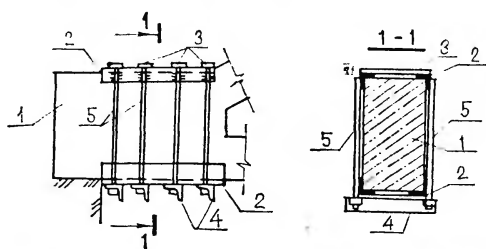


Рис. 87. Устройство металлической обоймы на опорных узлах
 1 — опорный узел фермы; 2 — уголки обоймы; 3 — соединительные поперечные планки; 4 — соединительные поперечные уголки-планки; 5 — стяжные болты с гайками

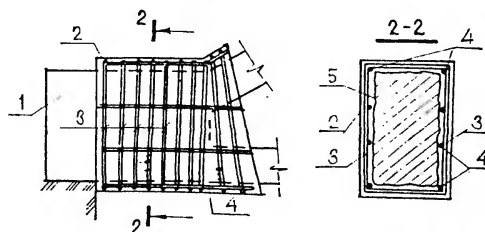


Рис. 88. Устройство железобетонной обоймы на опорных узлах
 1 — опорный узел фермы; 2 — железобетонная обойма; 3 — замкнутые поперечные хомуты обоймы диаметром 8–12 мм; 4 — продольная арматура обоймы диаметром 12–14 мм; 5 — поверхность опорного узла, подготовленная к бетонированию (насечка, зачистка)

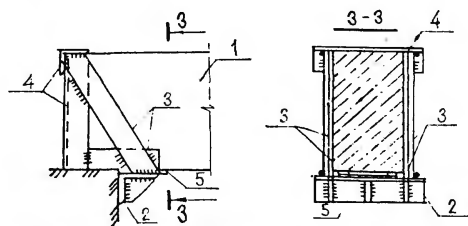


Рис. 89. Подведение опорного столика под опорные узлы
 1 — опорный узел фермы; 2 — опорный столик с ребрами жесткости; 3 — подвеска столика из пластин; 4 — упоры для крепления подвесок из уголка; 5 — металлические пластины-клинья для включения столиков в работу

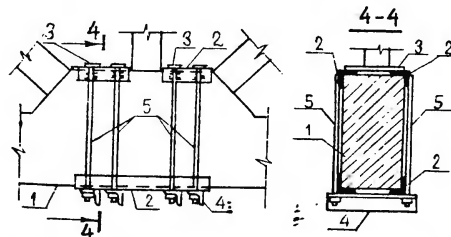


Рис. 90. Устройство металлической обоймы на промежуточных узлах
 1 — промежуточный узел фермы; 2 — уголки обоймы; 3 — соединительные поперечные планки; 4 — соединительные поперечные уголки-планки; 5 — стяжные болты с гайками

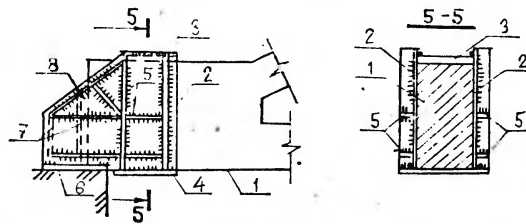


Рис. 91. Устройство металлической обоймы для удлинения опорных частей ферм
 1 — опорный узел фермы; 2 — боковые листы обоймы; 3 — верхний лист обоймы; 4 — нижний лист обоймы; 5 — ребра жесткости; 6 — опорный лист; 7 — задник вертикальные соединительные листы; 8 — зазор, заполненный бетоном

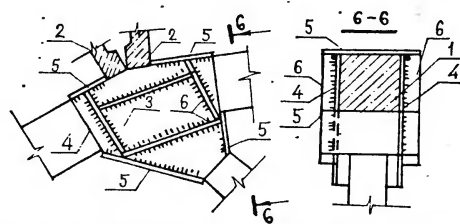


Рис. 92. Устройство металлической обоймы для усиления промежуточных узлов
 1 — промежуточный узел фермы; 2 — плиты покрытия; 3 — металлическая обойма, установленная на цементно-песчаном растворе; 4 — боковые листы обоймы, вырезанные по контуру узла; 5 — соединительные листы обоймы; 6 — ребра жесткости

УСИЛЕНИЕ УЗЛОВ ОПИРАНИЯ СТРОПИЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

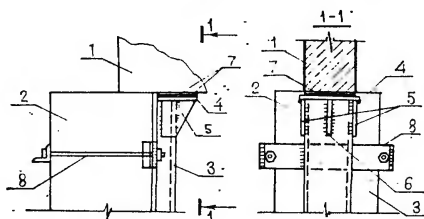


Рис. 93. Подведение опорных столиков на стойках
 1 — смещенная стропильная конструкция; 2 — колонна; 3 — стойка из швеллера; 4 — опорный лист столика; 5 — боковые листы столика; 6 — ребро жесткости; 7 — пластины-клинья для включения столика в работу; 8 — хомуты для крепления стойки

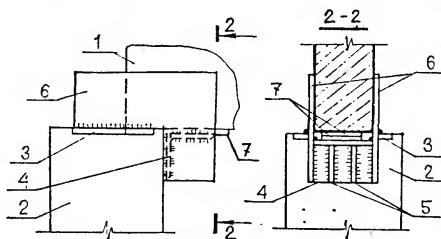


Рис. 94. Подведение опорных столиков на пластинах-держателях
 1 — смещенная стропильная конструкция; 2 — колонна; 3 — закладная деталь колонны; 4 — опорный столик из уголка; 5 — ребра жесткости; 6 — пластины-держатели, приваренные к опорному столику и закладной детали колонны; 7 — пластины-клинья для включения столика в работу

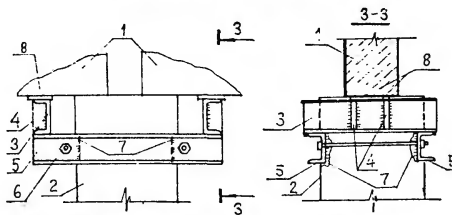


Рис. 95. Подведение опорных столиков из швеллера
 1 — смещенные стропильные конструкции; 2 — колонна; 3 — опорный столик из швеллера; 4 — ребра жесткости; 5 — опора столиков из швеллера; 6 — стяжные болты; 7 — оголенная рабочая арматура для приварки опор столиков; 8 — пластины-клинья для включения столиков в работу

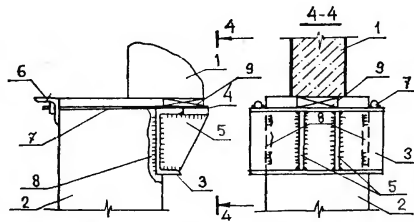


Рис. 96. Подведение опорных столиков из швеллера
 1 — смещенная стропильная конструкция; 2 — колонна; 3 — опорный столик из швеллера; 4 — лист опорного столика; 5 — ребра жесткости; 6 — анкерный уголок; 7 — стягивающие болты; 8 — срубленный защитный слой бетона с оголенной рабочей арматурой; 9 — пластины-клинья для включения столика в работу

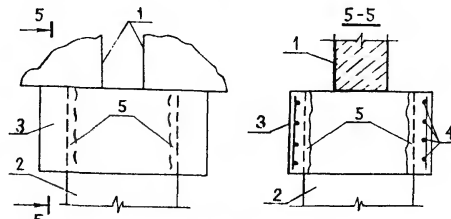


Рис. 97. Устройство железобетонных обжим-хомутов
 1 — смещенная стропильная конструкция; 2 — колонна; 3 — железобетонная обжим-хомут; 4 — горизонтальные замкнутые арматурные хомуты; 5 — срубленный защитный слой бетона по периметру колонны

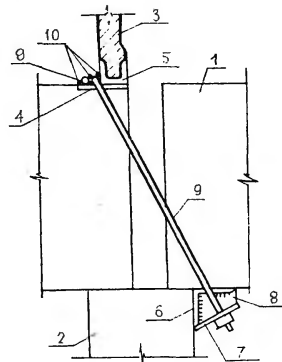


Рис. 98. Подведение опорных столиков на тросах
 1 — смещенная стропильная конструкция; 2 — колонна; 3 — панель покрытия; 4 — закладная деталь стропильной конструкции; 5 — закладная деталь панели; 6 — опорный столик из уголка; 7 — пластина-шайба; 8 — ребра жесткости; 9 — тросы с гайками; 10 — сварка

ВОССТАНОВЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК

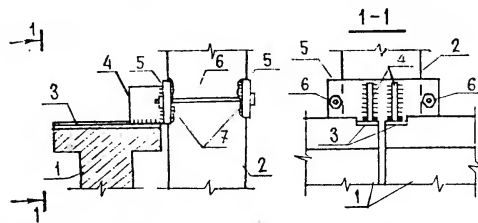


Рис. 99. Восстановление крепления полок балок к колоннам
 1 — подкрановая балка; 2 — колонна; 3 — закладные детали подкрановой балки; 4 — ребра-связи; 5 — пластины восстановленной закладной детали на колонне, устанавливаемые на растворе; 6 — стяжные болты; 7 — борозда, пробитая в защитном слое бетона колонны

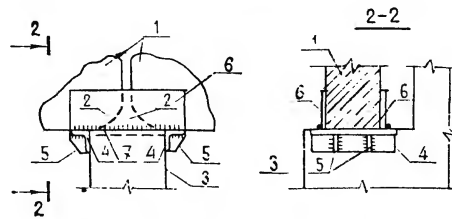


Рис. 100. Усиление разрушенных опор
 1 — подкрановые балки; 2 — разрушенные опоры подкрановых балок; 3 — консоль колонны; 4 — столики из уголков; 5 — ребра жесткости; 6 — ребра-коромысла; 7 — закладная деталь консоли колонны

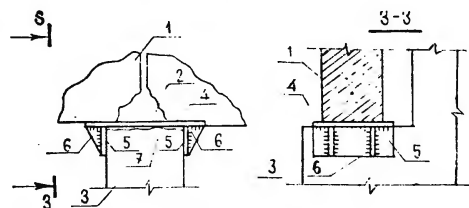


Рис. 101. Усиление разрушенных опор при отсутствии закладной детали у консоли колонны
 1 — подкрановые балки; 2 — разрушенные опоры подкрановых балок; 3 — консоль колонны; 4 — лист столика, укладываемый на слой раствора (балки необходимо приподнять); 5 — боковые листы-фиксаторы; 6 — ребра жесткости; 7 — выравнивающий слой раствора

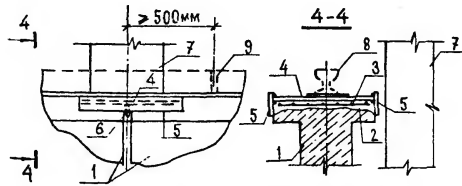


Рис. 102. Исправление верхних крайних частей балок
 1 — подкрановые балки; 2 — разрушенные верхние части балок; 3 — восстановление разрушенных участков; 4 — опорный металлический лист, устанавливаемый на растворе; 5 — боковые стенки-ограничители; 6 — фиксатор, приваренный к опорному листу (входит в шов между балками); 7 — колонна; 8 — рельсы; 9 — стык рельсов

УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН

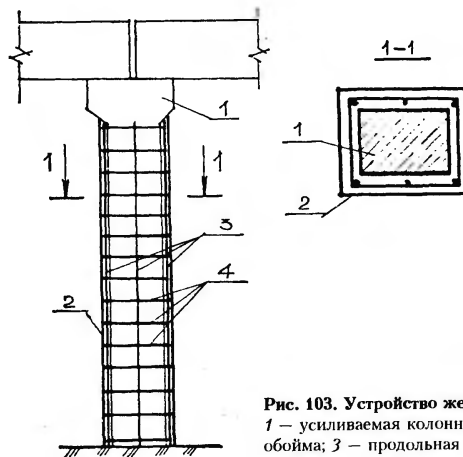


Рис. 103. Устройство железобетонной обоймы
 1 — усиливаемая колонна; 2 — железобетонная обойма; 3 — продольная арматура; 4 — хомуты

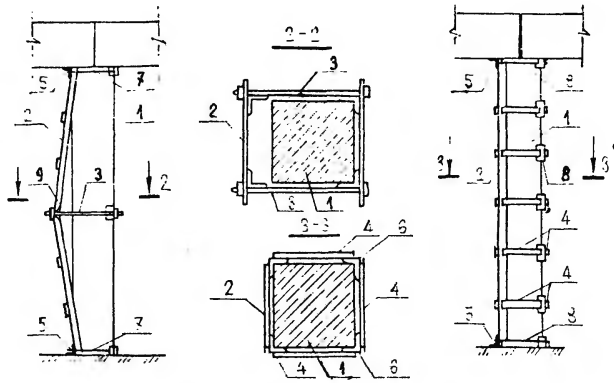


Рис. 104. Установка односторонних распорок:

a — период монтажа; *б* — проектное положение;

1 — усиливаемая колонна; 2 — распорка из уголковых планок; 3 — натяжные монтажные болты; 4 — соединительные планки, привариваемые после установки распорки; 5 — упорные уголки; 6 — крепежные уголки; 7 — крепежные монтажные болты; 8 — крепежные стержни, устанавливаемые взамен монтажных болтов; 9 — вырез в боковой полке уголка в месте его перегиба при монтаже (после установки в проектное положение заварен накладкой)

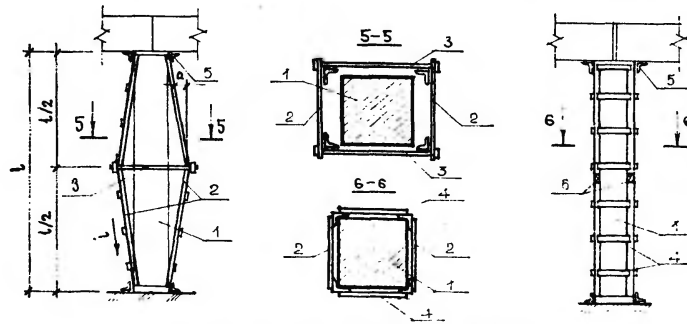


Рис. 105. Установка двухсторонних распорок:

a — период монтажа; *б* — проектное положение

1 — усиливаемая колонна; 2 — распорка из уголков и планок; 3 — натяжные монтажные болты; 4 — соединительные планки, привариваемые после установки распорки; 5 — упорные элементы; 6 — накладки, наваренные на места выреза полков уголков распорок

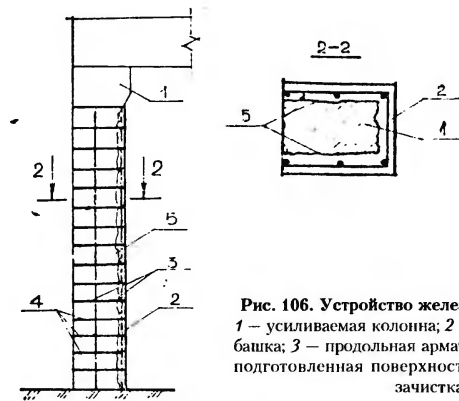


Рис. 106. Устройство железобетонной рубашки
 1 – усиваемая колонна; 2 – железобетонная рубашка; 3 – продольная арматура; 4 – хомуты; 5 – подготовленная поверхность колонны (насечка, зачистка)



Рис. 107. Устройство железобетонного наращивания
 1 – усиваемая колонна; 2 – железобетонное наращивание; 3 – продольная арматура; 4 – хомуты; 5 – дополнительные отгибы; 6 – подготовленная поверхность колонны

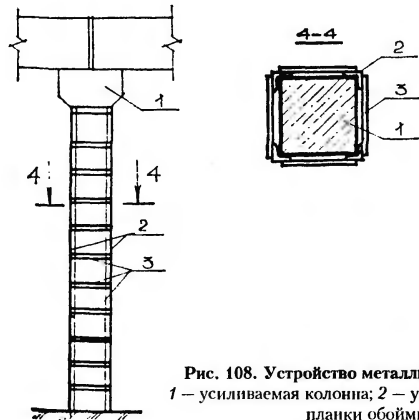


Рис. 108. Устройство металлической обоймы
 1 — усиливаемая колонна; 2 — уголки обоймы; 3 —
 планки обоймы



Рис. 109. Установка приставных разгружающих стоек
 1 — усиливаемая колонна; 2 — балки покрытия; 3 —
 приставная разгружающая стойка из швеллера; 4 —
 опорные пластины; 5 — стяжные болты; 6 — уголок-
 шайба; 7 — лист стяжного хомута; 8 — упорный уголок
 стяжного хомута; 9 — пластины-клинья для включения
 разгружающих стоек в работу

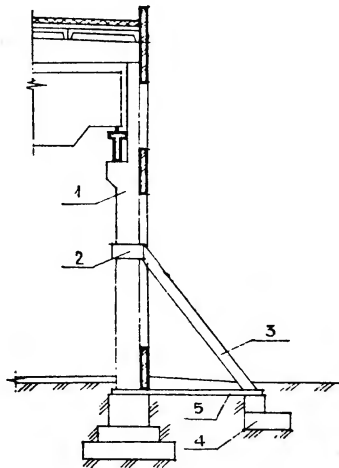


Рис. 110. Установка подкосов

1 – усиливаемая колонна; 2 – опорный хомут крепления подкоса; 3 – подкос, повышающий жесткость колонны; 4 – фундамент подкоса; 5 – затяжка

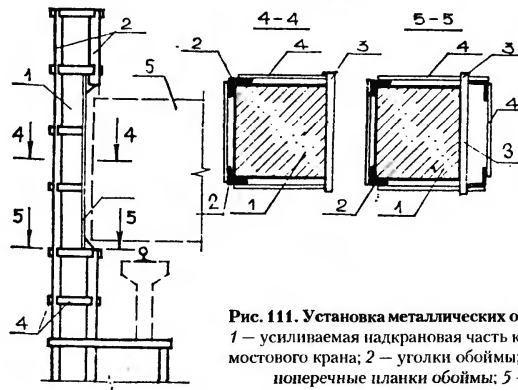


Рис. 111. Установка металлических обойм из уголка и листа
1 – усиливаемая надкрановая часть колонны с вырезом для мостового крана; 2 – уголки обоймы; 3 – лист обоймы; 4 – поперечные планки обоймы; 5 – мостовой кран

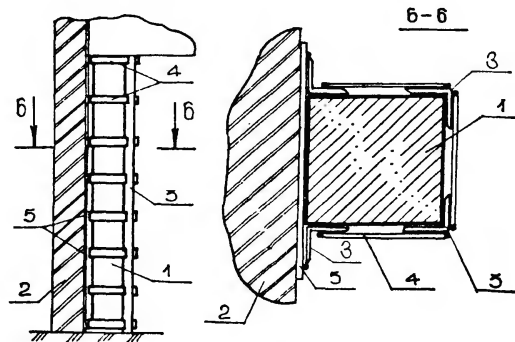


Рис. 112. Установка металлических обойм при примыкающих стенах
 1 — усиливаемая колонна; 2 — примыкающая стена; 3 — уголки обоймы; 4 — поперечные планки обоймы; 5 — поперечные планки обоймы, забиваемые в швы между стеной и колонной

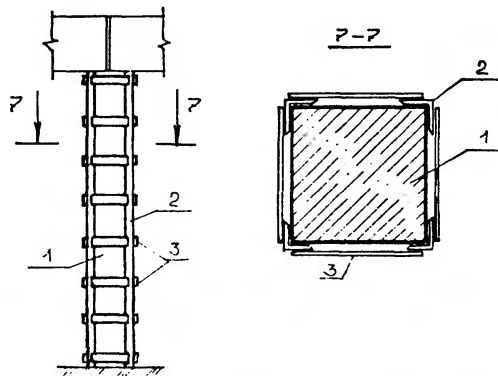


Рис. 113. Установка предварительно напряженных хомутов
 1 — усиливаемая колонна; 2 — продольные уголки обоймы, установленные на растворе и временно прижатые струбцинами; 3 — предварительно напряженные поперечные планки (приварка к уголкам после нагрева до 200—250°С)

УСИЛЕНИЕ КОНСОЛЕЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН

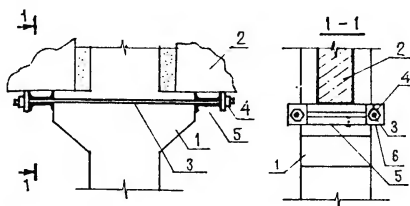


Рис. 114. Установка горизонтальных тяжей
 1 – усиливаемая консоль; 2 – ригели; 3 – предварительно напряженные тяжи; 4 – гайки;
 5 – балки из швеллера; 6 – планки-шайбы для крепления тяжей

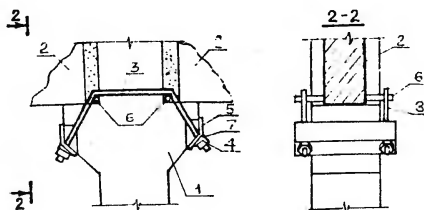


Рис. 115. Установка наклонных тяжей
 1 – усиливаемая консоль; 2 – ригели; 3 – предварительно напряженные тяжи; 4 – гайки;
 5 – нижний упор из пластин; 6 – верхние опоры из стержней и пластин; 7 – наклонные шайбы

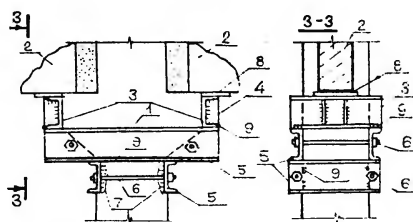


Рис. 116. Подведение опорных столиков из швеллеров
 1 – усиливаемая консоль; 2 – ригели; 3 – столик из швеллера; 4 – ребра жесткости;
 5 – опоры столиков из швеллера, приваренные к оголенной рабочей арматуре колонны;
 6 – стяжные болты; 7 – оголенная рабочая арматура колонны; 8 – пластины-клинья для
 включения столиков в работу; 9 – сварка

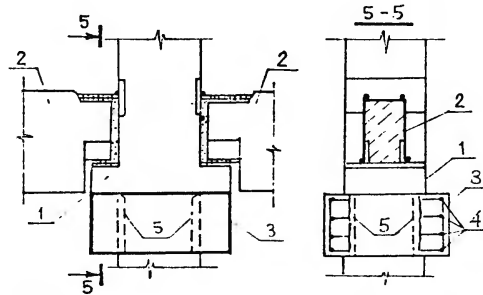


Рис. 117. Устройство железобетонных обойм-хомутов
 1 — усиленная консоль; 2 — ригели; 3 — железобетонная обойма-хомут; 4 — горизонтальная замкнутая арматура обоймы; 5 — вырубленный защитный слой бетона колонны на участке устройства обоймы

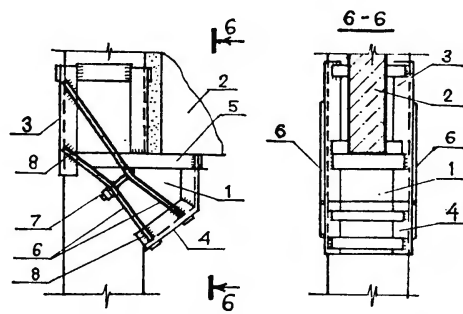


Рис. 118. Установка взаимно стягивающихся тяжей
 1 — усиленная консоль; 2 — ригель; 3 — верхняя короткая обойма из уголков; 4 — нижний упор; 5 — горизонтальный окаймляющий хомут; 6 — взаимно стягивающиеся тяжи; 7 — стяжной хомут; 8 — сварка

УСИЛЕНИЕ УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЯ КОЛОНН С ФУНДАМЕНТАМИ

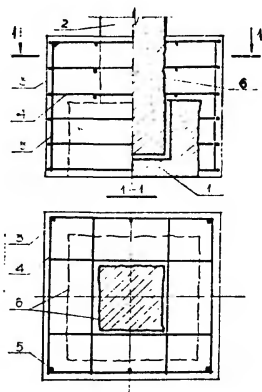


Рис. 119. Устройство железобетонной обоймы
 1 — стаканная часть фундамента; 2 — колонна; 3 — железобетонная обойма усиления; 4 — поперечные арматурные сетки обоймы; 5 — вертикальные арматурные стержни обоймы; 6 — поверхность колонны и стаканной части фундамента, подготовленная к бетонированию (зачистка и насечка)

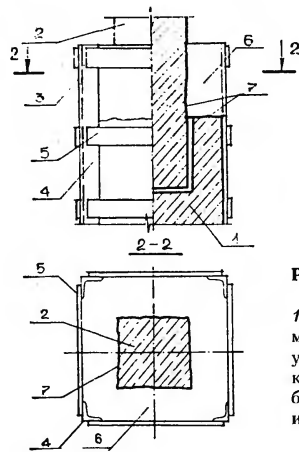


Рис. 120. Устройство металлической обоймы с заполнением бетоном
 1 — стаканная часть фундамента; 2 — колонна; 3 — металлическая обойма усиления; 4 — продольные уголки обоймы, устанавливаемые на растворе на стаканную часть; 5 — поперечные планки обоймы; 6 — бетон замоноличивания; 7 — поверхность колонны и стаканной части фундамента, подготовленные к бетонированию (зачистка и насечка)

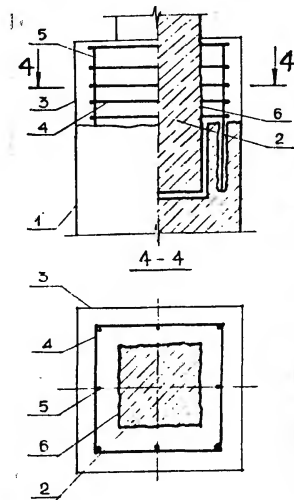


Рис. 121. Нарращивание стенок стакана железобетонной облоймой

1 — стаканная часть фундамента; 2 — колонна; 3 — железобетонная облойма наращивания стенок стакана; 4 — поперечные арматурные наращивания; 5 — вертикальная арматура периодического профиля, установленная на растворе и высверленные отверстия; 6 — поверхность колонны и стаканной части фундамента, подготовленные к бетонированию (зачистка и насечка)

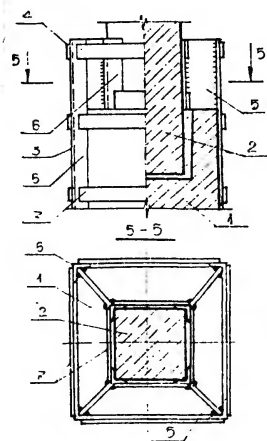


Рис. 122. Устройство металлической облоймы

1 — стаканная часть фундамента; 2 — колонна; 3 — металлическая облойма на колонне; 4 — металлическая облойма на стаканной части фундамента; 5 — стальные пластины, установленные на сварке между облоймами; 6 — продольные уголки облоймы, устанавливаемые на растворе; 7 — поперечные планки облоймы, привариваемые к уголкам после нагрева до 200°C (для создания предварительного напряжения)

УСИЛЕНИЕ МНОГОЭТАЖНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РАМ

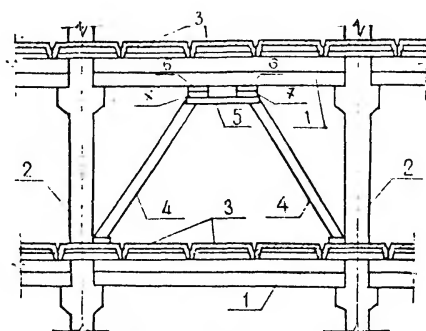


Рис. 123. Установка полураскосов

1 — ригели рамы; 2 — колонны рамы; 3 — плиты перекрытий; 4 — железобетонные или металлические подкосы усиления; 5 — распорка, привариваемая к подкосам после включения их в работу (распор домкратами); 6 — стальной лист; 7 — прокладка из стального листа на графитовой смазке

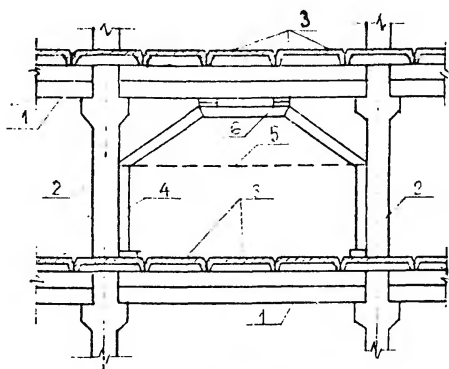


Рис. 124. Установка рам

1 — ригели рамы; 2 — колонны рамы; 3 — плиты перекрытий; 4 — сборная железобетонная или металлическая рама усиления; 5 — затяжка; 6 — пластины-клинья для включения рамы усиления в работу

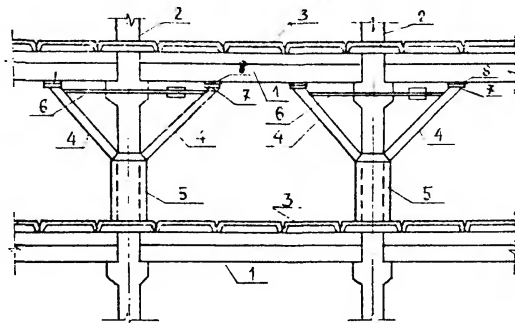


Рис. 125. Установка подкосов

1 – ригели рамы; 2 – колонны рамы; 3 – плиты перекрытий; 4 – железобетонные или металлические подкосы усиления; 5 – железобетонные обоймы (опоры для подкосов); 6 – тяжи с муфтами; 7 – стальной лист; 8 – прокладка из стального листа на графитовой смазке

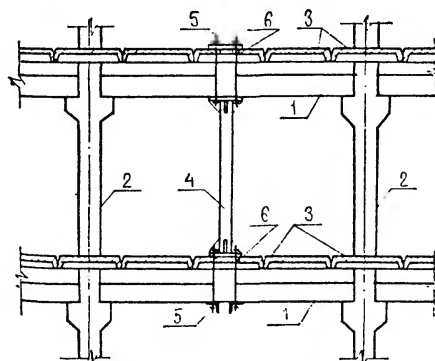


Рис. 126. Установка стоек между ригелями перекрытий

1 – ригели рамы; 2 – колонны рамы; 3 – плиты перекрытий; 4 – металлическая стойка между ригелями перекрытий (труба, двутавр, коробка из швеллера или уголков); 5 – анкерные устройства для стоек; 6 – отверстия в плитах для пропуска тяжей анкерных устройств

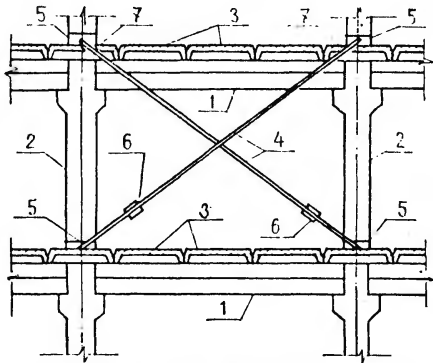


Рис. 127. Установка гибких крестовых связей

1 — ригели рамы; 2 — колонны рамы; 3 — плиты перекрытий; 4 — гибкие крестовые связи; 5 — анкерные устройства в виде металлических обойм; 6 — натяжная муфта; 7 — отверстия в плитах для пропуска связей

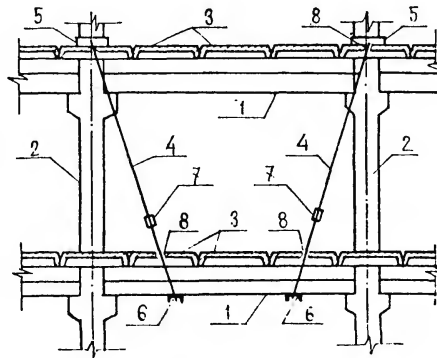


Рис. 128. Установка тяжей

1 — ригели рамы; 2 — колонны рамы; 3 — плиты перекрытий; 4 — тяжи; 5 — анкерные устройства на колоннах в виде металлических обойм; 6 — анкерные устройства на ригеле в виде балок из швеллера; 7 — натяжная муфта; 8 — отверстия в плитах для пропуска тяжей

УСИЛЕНИЕ СТОЛБЧАТЫХ ФУНДАМЕНТОВ

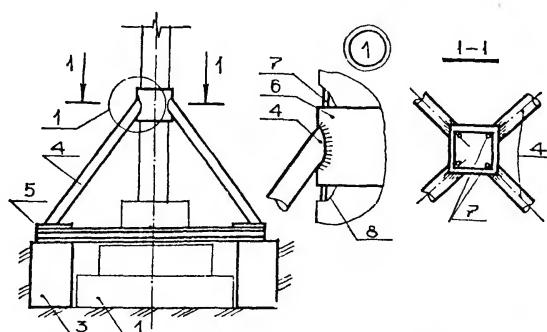


Рис. 129. Передача части нагрузки от колонны на основание
 1 — усиливаемый фундамент; 2 — железобетонная колонна; 3 — элементы усиления фундамента; 4 — металлические раскосы; 5 — металлическая балка; 6 — металлическая обойма, привариваемая к арматуре колонны; 7 — арматура колонны; 8 — оголенный от защитного слоя участок колонны

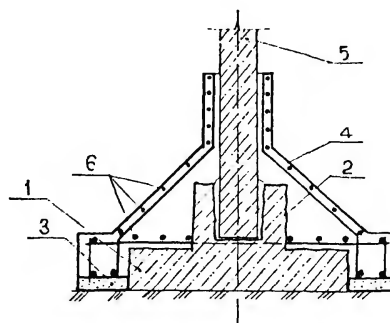


Рис. 130. Устройство железобетонной рубашки с уширением площади подошвы
 1 — усиливаемый фундамент; 2 — обработанная поверхность (насечка); 3 — подготовка из тощего бетона; 4 — железобетонная рубашка с уширением; 5 — колонна; 6 — арматура усиления

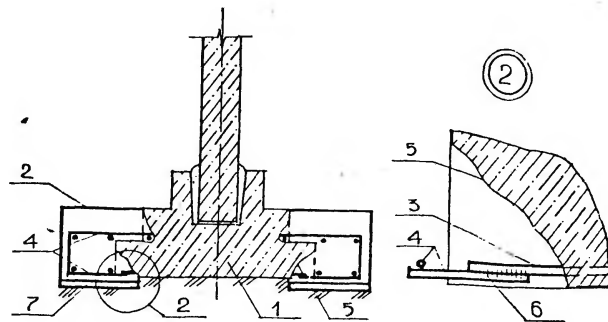


Рис. 131. Увеличение опорной площади железобетонного фундамента
 1 — усиливаемый фундамент; 2 — приливы из бетона; 3 — рабочая арматура существующего фундамента; 4 — арматура усиления; 5 — сколотая поверхность бетона; 6 — сварка; 7 — подготовка из тощего бетона по уплотненному грунту

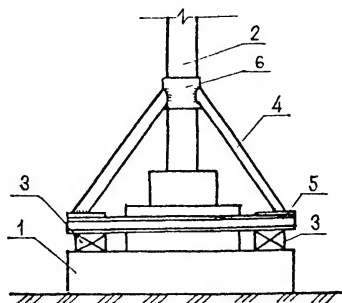


Рис. 132. Передача части нагрузки от колонны на обреза фундамента
 1 — усиливаемый фундамент; 2 — железобетонная колонна; 3 — подкладки, устанавливаемые на обреза фундамента; 4 — металлические раскосы; 5 — металлические балки, монтируемые по периметру фундамента; 6 — металлическая обойма, привариваемая к арматуре колонны

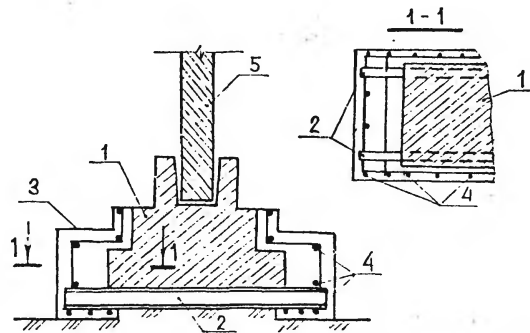


Рис. 133. Увеличение опорной площади железобетонного столбчатого фундамента
 1 – усиливаемый железобетонный фундамент; 2 – металлические балки; 3 – приливы из бетона; 4 – арматура усиления; 5 – железобетонная колонна

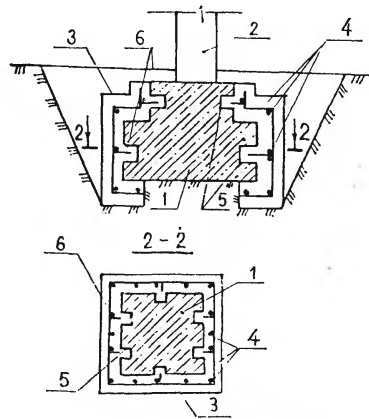


Рис. 134. Увеличение опорной площади бетонного столбчатого фундамента
 1 – существующий бетонный фундамент; 2 – колонна; 3 – железобетонная обойма; 4 – арматура усиления; 5 – штрабы в теле фундамента; 6 – металлические штыри

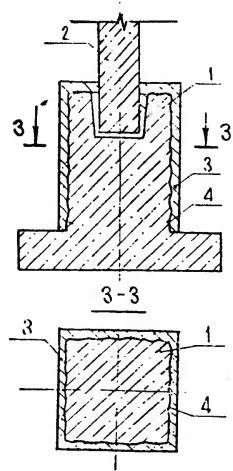


Рис. 135. Устройство обоймы из фибробетона на стаканную часть фундамента
 1 — усиливаемый железобетонный фундамент; 2 — железобетонная колонна; 3 — обойма из фибробетона; 4 — поверхность фундамента, подготовленная к бетонированию (насечка, зачистка)

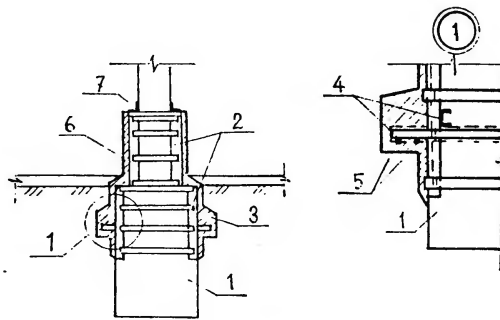


Рис. 136. Увеличение опорной площади и усиление бетонного фундамента
 1 — существующий фундамент; 2 — металлическая обойма; 3 — банкет; 4 — несущие балки, передающие нагрузку на банкет; 5 — стержневая арматура; 6 — железобетонная обойма; 7 — металлические уголки

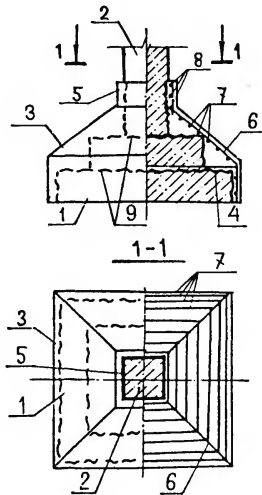


Рис. 137. Устройство железобетонной рубашки
 1 – усиливаемый фундамент; 2 – колонна; 3 – железобетонная рубашка усиления; 4 – горизонтальная арматура; 5 – железобетонная обойма на колонне; 6 – наклонная арматура рубашки; 7 – горизонтальная арматура рубашки; 8 – хомуты обоймы на колонне; 9 – поверхности фундамента и колонны, подготовленные к бетонированию (защитка и насечка)

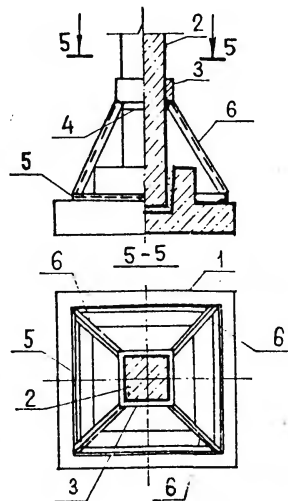


Рис. 138. Установка предварительно напряженных подкосов
 1 – усиливаемая плитная часть фундамента; 2 – колонна; 3 – железобетонная или металлическая обойма на колонне; 4 – верхняя обвязка из уголка для опор подкосов; 5 – нижняя обвязка из уголка для опор подкосов; 6 – подкосы из уголка, привариваемые к обвязкам после нагрева нижней обвязки (при остывании в подкосах создается предварительное напряжение)

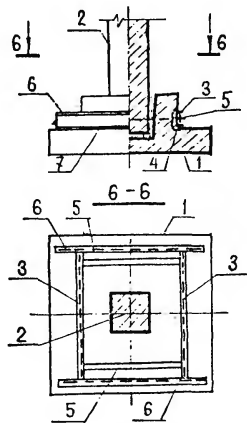


Рис. 139. Установка разгружающих балок из швеллера

1 — усиленная плитная часть фундамента; 2 — колонна; 3 — разгружающие балки из швеллера, устанавливаемые на растворе в вырубленные в фундаменте борозды; 4 — борозды, пробиваемые на глубину 20 мм; 5 — стяжные болты; 6 — распределительные балки из швеллера, привариваемые к разгружающим балкам после установки и натяжения болтов; 7 — шов между фундаментом и конструкцией усиления, расклиниваемый стальными пластинами и зачеканиваемый раствором

УСИЛЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ ПРОТИВ РАСКАЛЫВАНИЯ И ПРОДАВЛИВАНИЯ

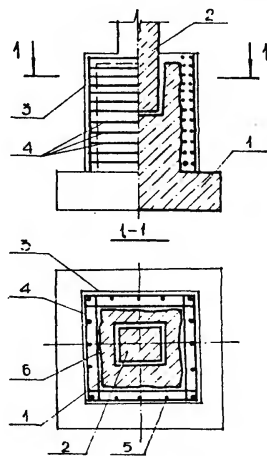


Рис. 140. Устройство железобетонной обоймы вокруг подколонника

1 — подколонная часть фундамента; 2 — колонна; 3 — железобетонная обойма усиления подколонной части фундамента; 4 — поперечные арматурные сетки обоймы; 5 — вертикальные арматурные стержни обоймы; 6 — поверхность подколонника, подготовленная к бетонированию (зачистка и насечка)

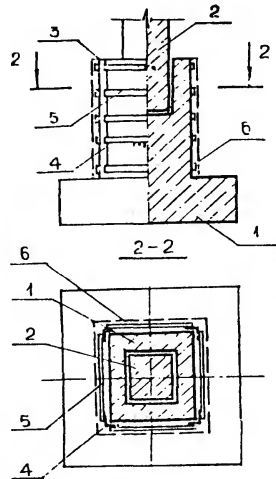


Рис. 141. Устройство металлической обоймы вокруг подколонника

1 — усиливаемая плитная часть фундамента; 2 — колонна; 3 — металлическая обойма усиления подколонной части фундамента; 4 — продольные уголки обоймы, устанавливаемые на растворе; 5 — поперечные планки обоймы; 6 — плотная цементно-песчаная штукатурка

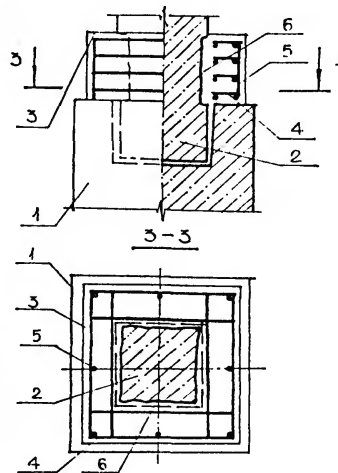


Рис. 142. Устройство железобетонной обоймы вокруг колонны

1 — стаканная часть фундамента; 2 — колонна; 3 — железобетонная обойма усиления вокруг колонны; 4 — поперечные арматурные сетки обоймы; 5 — вертикальные арматурные стержни обоймы; 6 — срубленный защитный слой бетона колонны в месте устройства обоймы

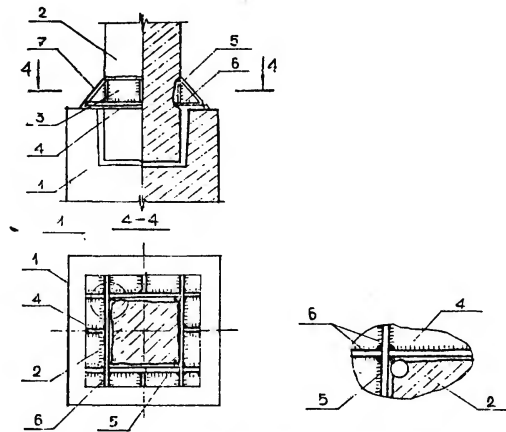


Рис. 143. Устройство металлической обоймы вокруг колонны
 1 — стаканная часть фундамента; 2 — колонна; 3 — металлическая обойма усиления вокруг колонны; 4 — опорная пластина, устанавливаемая на растворе; 5 — пластины обоймы, устанавливаемые на растворе в вырубленном защитном слое бетона колонны и привариваемые к арматуре колонны; 6 — ребра жесткости; 7 — обетонированные участки обоймы

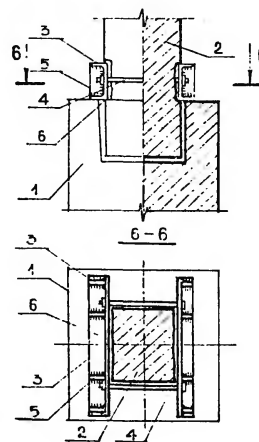


Рис. 144. Подведение опор из швеллера
 1 — стаканная часть фундамента; 2 — колонна; 3 — опоры из швеллера, устанавливаемые на растворе в вырубленные борозды в защитном слое бетона колонны; 4 — стяжные болты; 5 — ребра жесткости; 6 — вырубленный защитный слой бетона колонны

УСИЛЕНИЕ СТОЛБЧАТЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПЕРЕДАЧЕЙ НАГРУЗКИ НА СВАИ

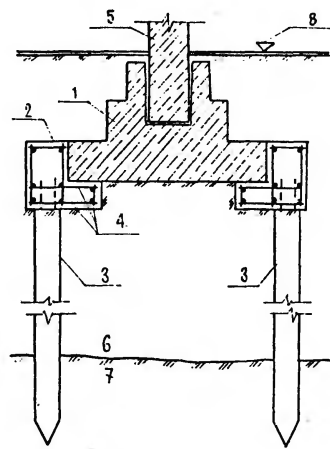
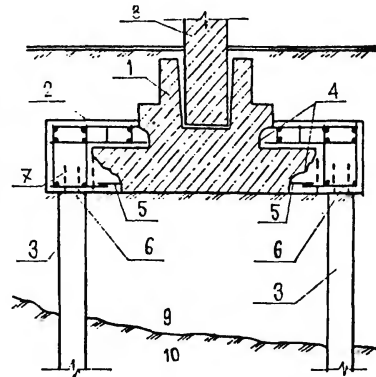


Рис. 145. Передача нагрузки от фундамента на железобетонные сваи, погружаемые задавливанием
 1 — усиливаемый фундамент; 2 — железобетонная обойма, устраиваемая по периметру фундамента; 3 — сваи, погружаемые задавливанием с поверхности основания; 4 — арматура усиления; 5 — колонна; 6, 7 — соответственно слабый и прочный грунт; 8 — поверхность пола (основания)

Рис. 146. Передача нагрузки от фундамента на железобетонные сваи, погружаемые задавливанием
 1 — усиливаемый фундамент; 2 — железобетонная обойма, устраиваемая по периметру фундамента; 3 — сваи, погружаемые задавливанием; 4 — сколотая поверхность бетона; 5 — рабочая арматура существующего фундамента; 6 — арматура усиления, привариваемая к рабочей арматуре существующего фундамента; 7 — выпуски арматуры свай; 8 — колонна; 9, 10 — соответственно слабый и прочный грунт



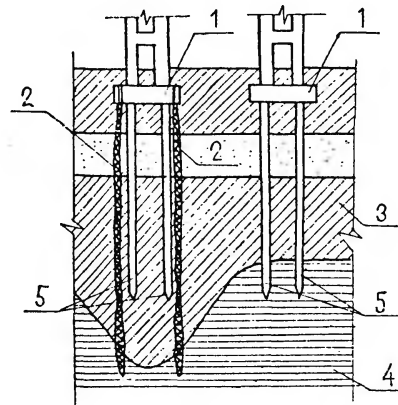


Рис. 147. Устройство буронабивных свай при аварийных осадках
 1 – существующие фундаменты; 2 – буронабивные сваи; 3 – слабый сильносжимаемый грунт; 4 – малосжимаемый грунт; 5 – забивные сваи

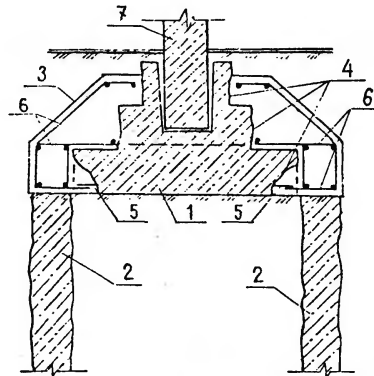


Рис. 148. Передача нагрузки от фундамента на буронабивные сваи
 1 – усиливаемый фундамент; 2 – буронабивные сваи; 3 – железобетонная обойма; 4 – поверхность, подготовленная к бетонированию (насечка, сколы, зачистка); 5 – рабочая арматура существующего фундамента (крепится на сварке к арматуре усиления); 6 – арматура усиления; 7 – колонна

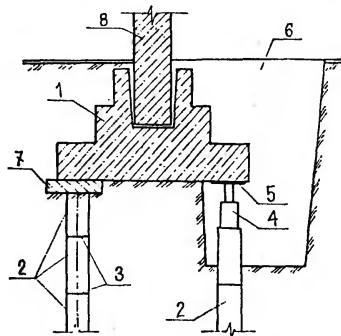


Рис. 149. Передача нагрузки от фундамента на составные железобетонные сваи, погружаемые задавливанием
 1 — усиливаемый столбчатый фундамент; 2 — звенья составных железобетонных свай; 3 — стыки свай; 4 — гидравлический домкрат; 5 — металлическая подкладка; 6 — шурф; 7 — монолитная железобетонная плита (устанавливается участками после задавливания свай); 8 — колонна

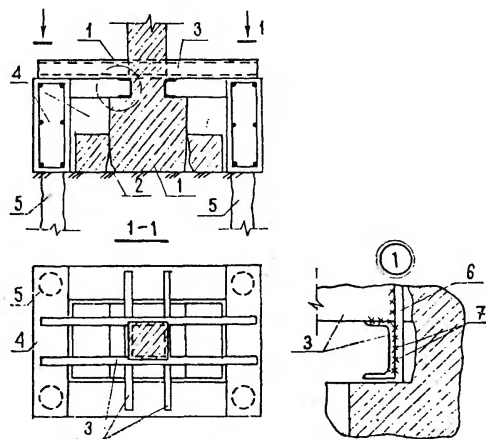


Рис. 150. Передача нагрузки от колонны на буронабивные сваи
 1 — существующий фундамент; 2 — трещины в плите фундамента; 3 — металлические балки, привариваемые к рабочей арматуре колонны; 4 — монолитная железобетонная обвязка; 5 — буронабивные сваи; 6 — рабочая арматура колонны; 7 — сварка

УСИЛЕНИЕ МОНОЛИТНЫХ И СБОРНЫХ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

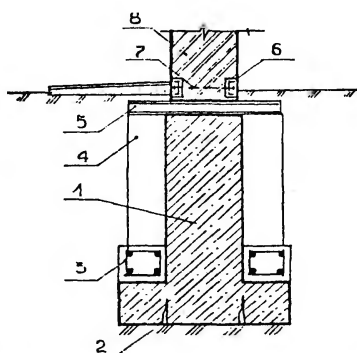


Рис. 151. Устройство продольных балок со стойками на ступенях
 1 – существующий фундамент; 2 – трещины в плитной части фундамента; 3 – продольные железобетонные балки; 4 – железобетонные стойки (шаг стоек выбирается по расчету); 5, 6 – металлические балки; 7 – стяжные болты; 8 – кирпичная стена

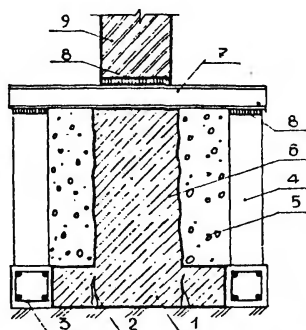


Рис. 152. Увеличение опорной площади устройством продольных балок в уровне подошвы
 1 – существующий фундамент; 2 – трещины в плитной части фундамента; 3 – продольные железобетонные балки; 4 – железобетонные стойки (шаг стоек выбирается по расчету); 5 – монолитный бетон; 6 – поверхность, подготовленная к бетонированию; 7 – металлическая балка; 8 – прокладки; 9 – кирпичная стена

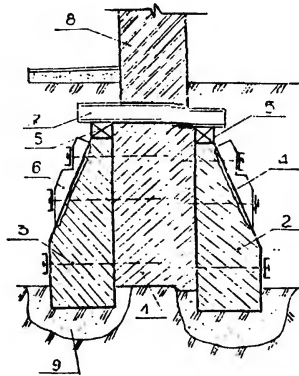


Рис. 153. Увеличение опорной площади сборными элементами
 1 – существующий фундамент; 2 – сборные элементы уширения; 3 – фиксированная затяжка; 4 – фрикционное покрытие; 5 – подкладки-клинья; 6 – прижимной щит; 7 – металлическая балка; 8 – кирпичная стена; 9 – уплотненный грунт

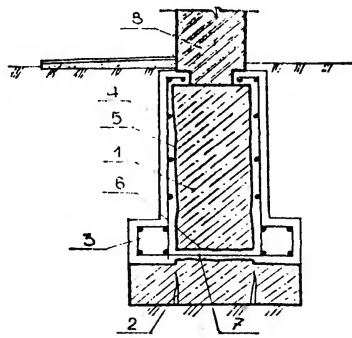


Рис. 154. Устройство продольных балок на ступенях с железобетонной рубашкой
 1 – существующий фундамент; 2 – трещины в плитной части фундамента; 3 – продольные железобетонные балки; 4 – железобетонная рубашка; 5 – поверхность, подготовленная к бетонированию (насечка, зачистка); 6 – отверстие, заполняемое жидким цементно-песчаным раствором; 7 – анкер из арматурной стали; 8 – кирпичная стена

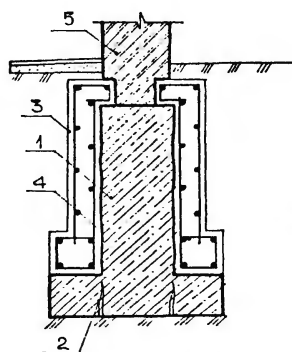


Рис. 155. Усиление плитной части устройством железобетонной обоймы
 1 – существующий фундамент; 2 – трещины в плитной части фундамента; 3 – железобетонная обойма; 4 – поверхность, подготовленная к бетонированию (насечки, зачистка); 5 – кирпичная стена

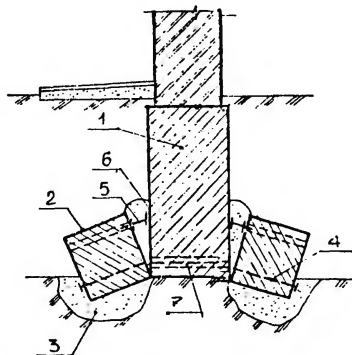


Рис. 156. Увеличение опорной части сборными элементами с обжатием грунта основания
 1 – существующий фундамент; 2 – элементы уширения опорной площади; 3 – зоны обжатого грунта основания; 4 – затяжка; 5 – устройство для отжата элементов усиления; 6 – бетон из мелкого заполнителя; 7 – отверстие, заполняемое жидким цементным раствором

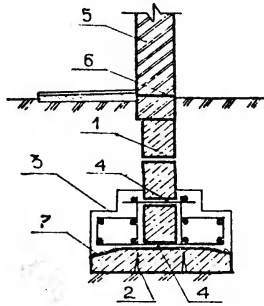


Рис. 157. Устройство продольных балок (наращивания) на ступенях
 1 – существующий фундамент; 2 – трещины в плитной части фундамента; 3 – отверстия в швах между блоками для установки рабочей арматуры; 4 – основная рабочая арматура усиления; 5 – отметка поля подвала; 6 – кирпичная кладка стены

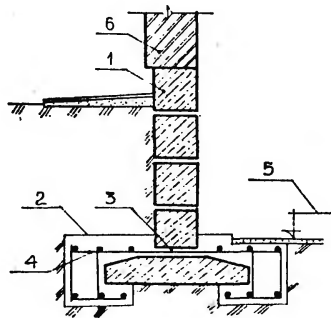


Рис. 158. Увеличение опорной площади устройством железобетонной обоймы
 1 – существующий фундамент; 2 – железобетонная обойма; 3 – отверстия в швах между блоками для установки рабочей арматуры; 4 – основная рабочая арматура усиления; 5 – отметка пола подвала; 6 – кирпичная кладка стены

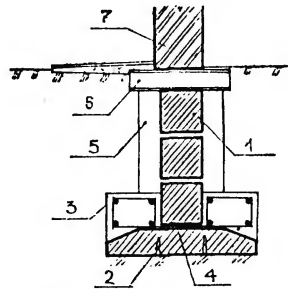


Рис. 159. Устройство продольных балок со стойками на ступенях
 1 – существующий фундамент; 2 – трещины в плитной части фундамента; 3 – продольные железобетонные балки; 4 – отверстия в швах между блоками для установки рабочей арматуры; 5 – железобетонные стойки (шаг стоек назначается по расчету); 6 – металлические балки; 7 – кирпичная стена

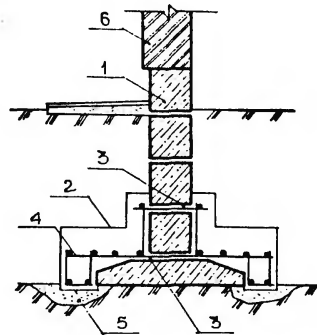


Рис. 160. Увеличение опорной площади устройством железобетонной обоймы
 1 – существующий фундамент; 2 – железобетонная обойма; 3 – отверстия в швах между блоками для установки рабочей арматуры; 4 – основная рабочая арматура усиления; 5 – зоны уплотненного грунта; 6 – кирпичная кладка стены

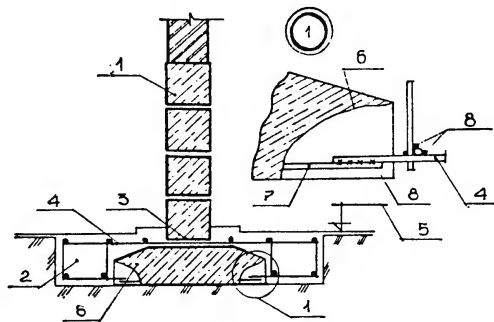


Рис. 161. Увеличение опорной площади устройством железобетонной обоймы
 1 — существующий фундамент; 2 — железобетонная обойма; 3 — отверстия в швах между блоками для установки рабочей арматуры; 4 — основная рабочая арматура усиления; 5 — отметка пола подвала; 6 — сколотая поверхность бетона; 7 — выпуски арматуры в подушке; 8 — сварка

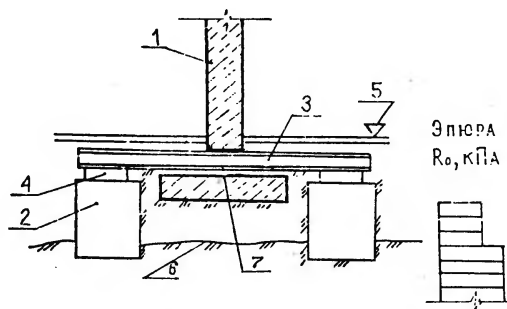


Рис. 162. Подведение новых элементов с ослаблением фундаментной стены
 1 — монолитный ленточный фундамент; 2 — дополнительные опоры-фундаменты; 3 — металлические балки усиления; 4 — подкладки; 5 — отметка пола подвала; 6 — слой грунта с наибольшей несущей способностью; 7 — отверстие в фундаменте стены

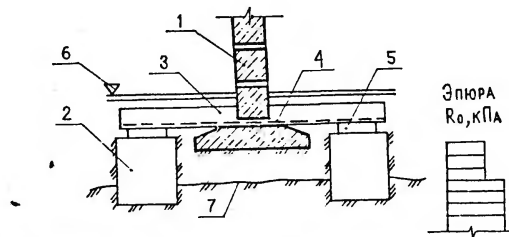


Рис. 163. Подведение новых элементов без ослабления фундаментной стены
 1 – монолитный ленточный фундамент; 2 – дополнительные опоры фундамента; 3 – монолитные железобетонные балки усиления; 4 – рабочая арматура балок; 5 – подкладки; 6 – отметка пола подвала; 7 – слой грунта с наибольшей несущей способностью

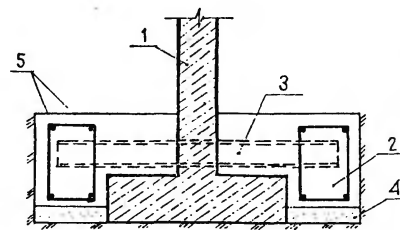
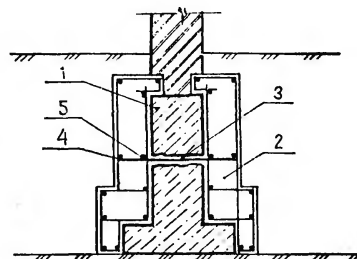


Рис. 164. Увеличение ширины подошвы ленточного фундамента устройством приливов из бетона
 1 – существующий фундамент; 2 – новая часть фундамента; 3 – металлические балки, пропущенные через отверстия в стене; 4 – уплотненная гравийно-песчаная смесь (или тощий бетон по уплотненному грунту); 5 – арматура

Рис. 165. Увеличение ширины подошвы и закрепление бетонной стены устройством железобетонной обоймы
 1 – существующий фундамент; 2 – железобетонная обойма; 3 – отверстие, заполняемое жидким цементным раствором; 4 – металлический анкер; 5 – арматура, приваренная к анкеру



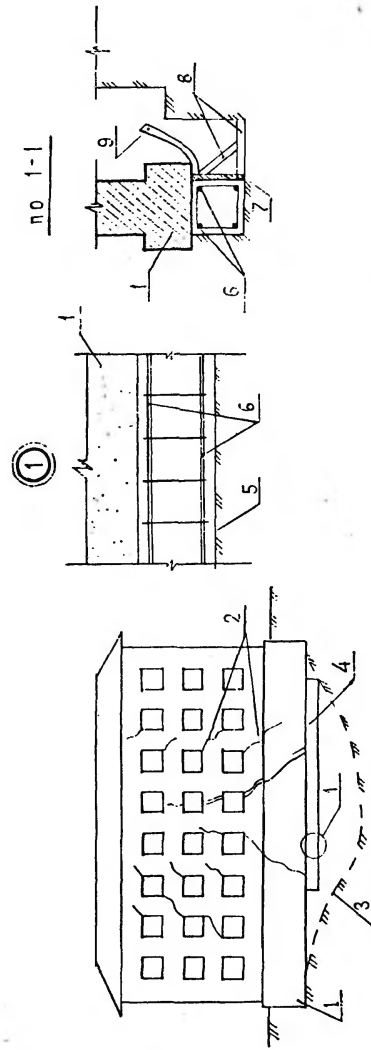


Рис. 166. Разгрузка ослабленной части фундамента устройством в основании железобетонного пояса

1 — существующий фундамент; 2 — трещины в стенах; 3 — осадочная воронка; 4 — монолитный железобетонный пояс; 5 — поверхность основания; 6 — арматурный каркас; 7 — шпиг-опалубка; 8 — крепления опалубки; 9 — шпигер для подачи бетона

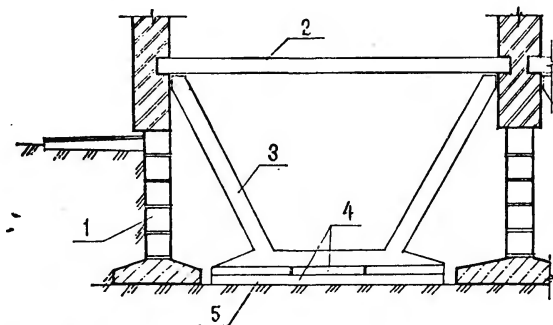


Рис. 167. Увеличение опорной площади сборного ленточного фундамента
 1 — существующий фундамент; 2 — плита перекрытия; 3 — нажимная рамная конструкция из монолитного железобетона; 4 — дополнительный фундамент из сборных плит

ПЕРЕУСТРОЙСТВО ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ В ПЛИТНЫЕ

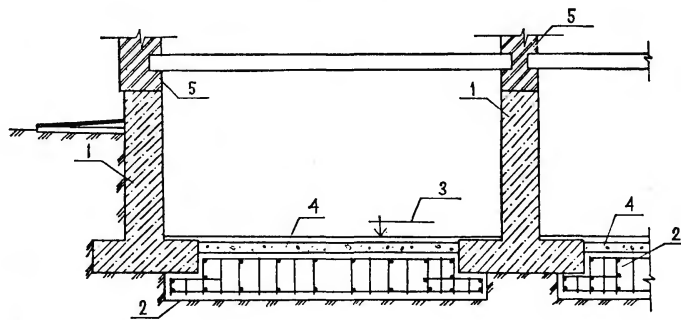


Рис. 168. Устройство сплошной (прерывистой) плиты снизу подушек
 1 — существующий ленточный фундамент; 2 — сплошная (прерывистая) плита; 3 — отметка поверхности пола подвала; 4 — уплотненный крупный песок; 5 — кирпичная стена

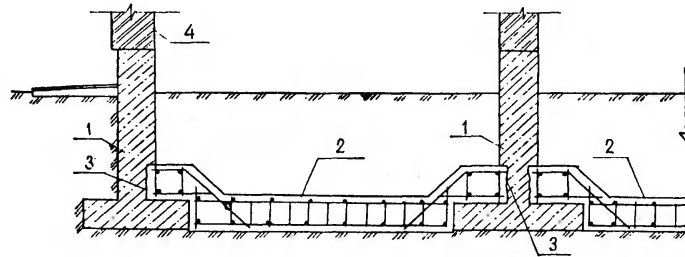


Рис. 169. Устройство сплошной (прерывистой) плиты на шпонках
 1 — существующий ленточный фундамент; 2 — сплошная (прерывистая) плита; 3 — бетонные шпонки, устраиваемые в фундаментных стенах; 4 — кирпичная кладка

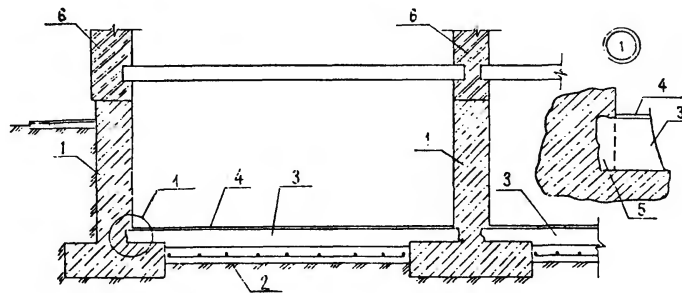


Рис. 170. Устройство сплошной (прерывистой) плиты с балками на шпонках
 1 — существующий ленточный фундамент; 2 — сплошная (прерывистая) плита; 3 — железобетонные монолитные балки; 4 — поверхность поля подвала; 5 — бетонные шпонки, устраиваемые в фундаментных стенах; 6 — кирпичная стена

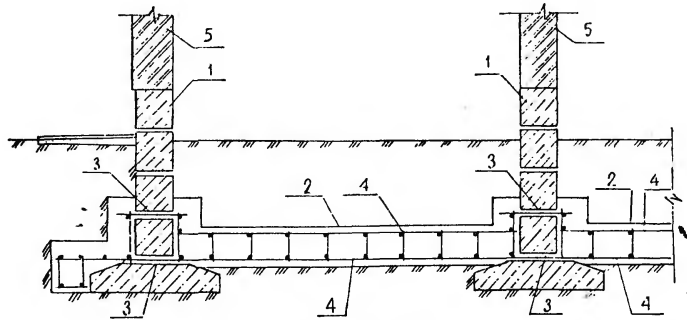


Рис. 171. Устройство сплошной (прерывистой) плиты наращиванием сверху подушек
 1 — существующий фундамент; 2 — сплошная (прерывистая) плита; 3 — отверстие в швах между блоками для установки рабочей арматуры; 4 — основная рабочая арматура усиления; 5 — кирпичная стена

ПЕРЕУСТРОЙСТВО СТОЛБЧАТЫХ ФУНДАМЕНТОВ В ЛЕНТОЧНЫЕ

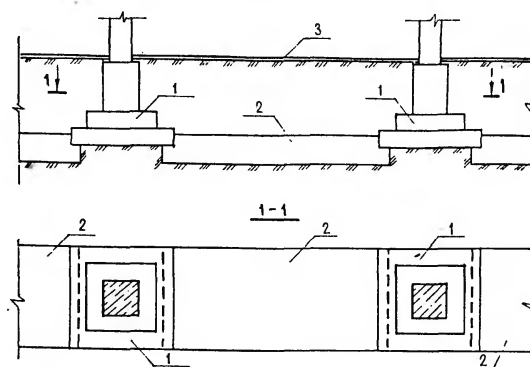


Рис. 172. Устройство перемычек снизу опорных плит фундаментов
 1 — существующие столбчатые фундаменты; 2 — железобетонные перемычки; 3 — поверхность пола

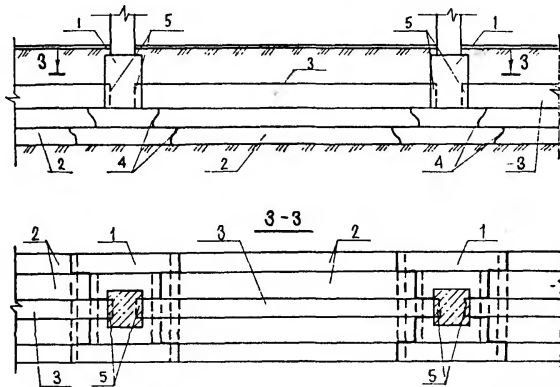


Рис. 173. Устройство перемычек в уровне подошвы фундаментов совместно с диафрагмами жесткости
 1 — существующие столбчатые фундаменты; 2 — железобетонные перемычки; 3 — диафрагмы жесткости; 4 — сколотый бетон на платных частях фундамента; 5 — углубление в стаканной части фундамента для устройства шпонок

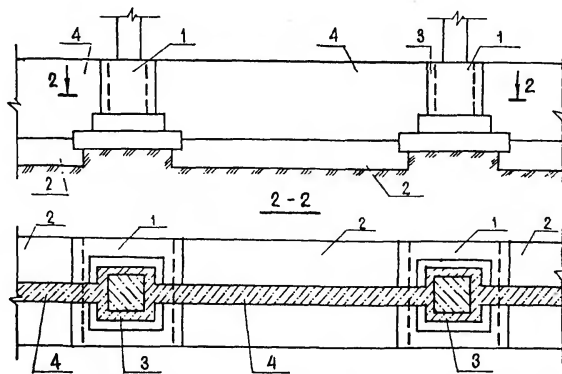


Рис. 174. Устройство перемычек снизу опорных плит совместно с диафрагмами жесткости и обоями вокруг стаканов
 1 — существующие фундаменты; 2 — железобетонные перемычки; 3 — железобетонные обоямы; 4 — диафрагмы жесткости

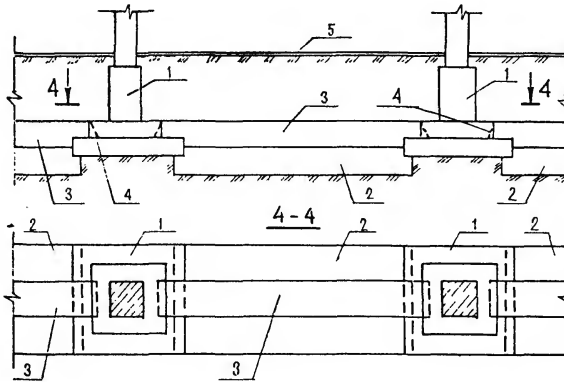


Рис. 175. Устройство перемычек снизу опорных плит совместно с диафрагмами жесткости
 1 — существующие столбчатые фундаменты; 2 — железобетонные перемычки; 3 — диафрагмы жесткости; 4 — сколотый бетон в плитных частях фундамента; 5 — поверхность пола

УСИЛЕНИЕ ФУНДАМЕНТНЫХ ПЛИТ

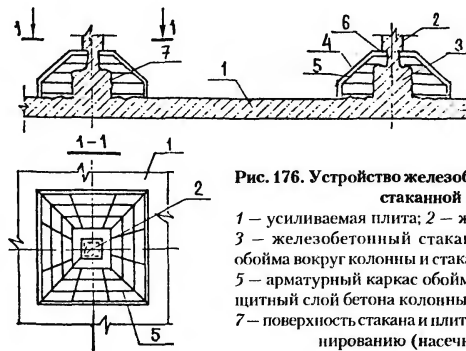


Рис. 176. Устройство железобетонной обоймы вокруг стаканной части
 1 — усиливаемая плита; 2 — железобетонная колонна; 3 — железобетонный стакан; 4 — железобетонная обойма вокруг колонны и стаканной части фундамента; 5 — арматурный каркас обоймы; 6 — вырубленный защитный слой бетона колонны (для создания шпонок); 7 — поверхность стакана и плиты, подготовленная к бетонированию (насечка и зачистка)

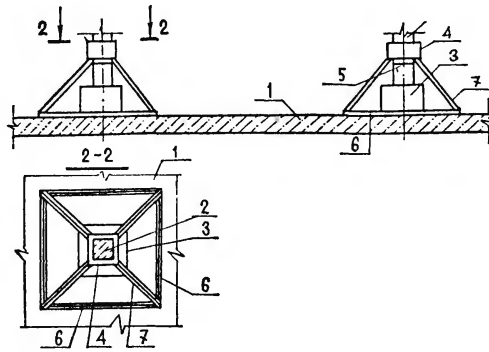


Рис. 177. Передача части нагрузки от колонны на плиту
 1 — усиленная плита; 2 — железобетонная колонна; 3 — железобетонный стакан; 4 — железобетонная обойма вокруг колонны; 5 — верхняя обвязка из уголка; 6 — нижняя обвязка из уголка; 7 — подкосы из уголка, привариваемые к верхней и нижней обвязкам (нижняя обвязка должна быть предварительно нагрета)

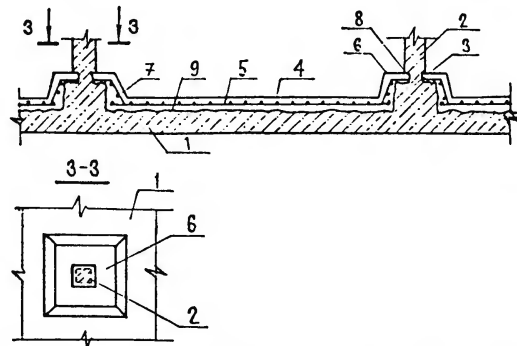


Рис. 178. Нарастание плиты сверху при обеспечении сцепления поверхностей
 1 — усиленная плита; 2 — железобетонная колонна; 3 — железобетонный стакан; 4 — плита наращивания; 5 — арматурные сетки плиты наращивания; 6 — железобетонная обойма вокруг колонны и стакана; 7 — арматурный каркас обоймы; 8 — вырубленный защитный слой бетона колонны (для создания шпонок); 9 — поверхность стакана и плиты, подготовленная к бетонированию (насечка и зачистка)

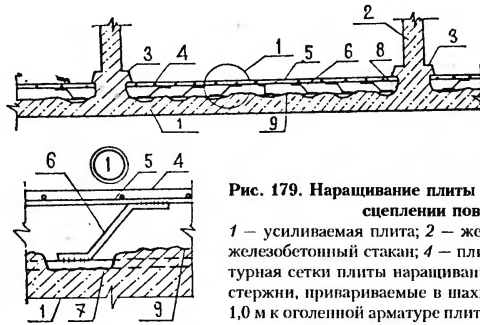


Рис. 179. Нарращивание плиты сверху при недостаточном сцеплении поверхностей

1 — усиливаемая плита; 2 — железобетонная колонна; 3 — железобетонный стакан; 4 — плита наращивания; 5 — арматурная сетка плиты наращивания; 6 — арматурные гнутые стержни, привариваемые в шахматном порядке через 0,8–1,0 м к оголенной арматуре плиты и сетке наращивания; 7 — оголенная рабочая арматура усиливаемой плиты; 8 — вырубленный защитный слой бетона по периметру стакана для создания шпонки; 9 — подготовленная к бетонированию поверхность плиты (насечка и зачистка)

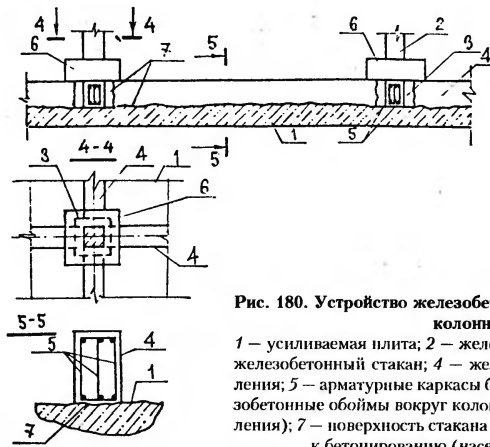


Рис. 180. Устройство железобетонных балок по линиям колонн

1 — усиливаемая плита; 2 — железобетонная колонна; 3 — железобетонный стакан; 4 — железобетонные балки усиления; 5 — арматурные каркасы балок усиления; 6 — железобетонные обоймы вокруг колонн (опоры для балок усиления); 7 — поверхность стакана и плиты, подготовленные к бетонированию (насечка и зачистка)

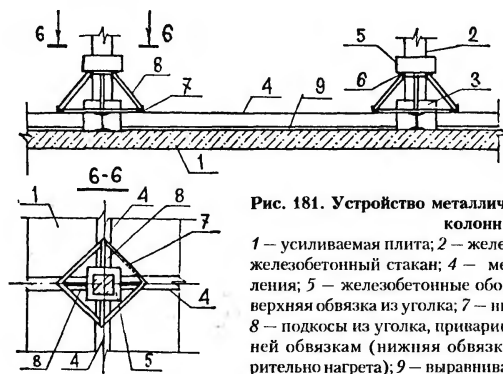


Рис. 181. Устройство металлических балок по линиям колонн

1 — усиливаемая плита; 2 — железобетонная колонна; 3 — железобетонный стакан; 4 — металлические балки усиления; 5 — железобетонные обоймы вокруг колонн; 6 — верхняя обвязка из уголка; 7 — нижняя обвязка из уголка; 8 — подкосы из уголка, привариваемые к верхней и нижней обвязкам (нижняя обвязка должна быть предварительно нагрета); 9 — выравнивающий слой раствора под балками усиления

УСИЛЕНИЕ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПЕРЕДАЧЕЙ НАГРУЗКИ НА СВАИ

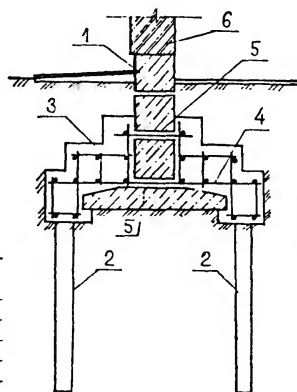


Рис. 182. Передача нагрузки от стены на короткие забивные сваи

1 — существующий ленточный фундамент; 2 — забивные железобетонные короткие сваи (длиной до 3—4,5 м); 3 — железобетонная обойма; 4 — основная рабочая арматура; 5 — отверстие, проделываемое в швах между фундаментными блоками; 6 — кирпичная стена

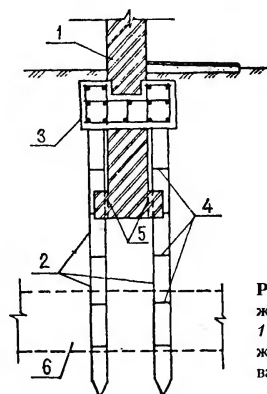


Рис. 183. Передача нагрузки от стены на составные железобетонные сваи, погружаемые задавливанием
 1 — существующий фундамент; 2 — звенья составных железобетонных свай; 3 — железобетонная балка, устраиваемая вдоль стены здания; 4 — стыки свай; 5 — сколотая поверхность фундаментной плиты; 6 — штолня

УСИЛЕНИЕ ФУНДАМЕНТОВ ПЕРЕДАЧЕЙ НАГРУЗКИ НА ВЫНОСНЫЕ СВАИ

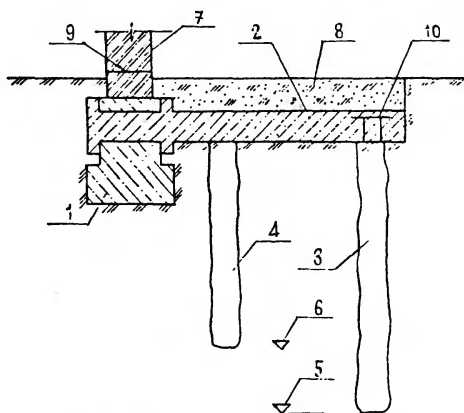


Рис. 184. Устройство выносных буронабивных свай
 1 — существующий разгружаемый фундамент; 2 — монолитная железобетонная балка; 3, 4 — соответственно сваи, работающие на выдергивание и сжатие; 5, 6 — отметки низа свай; 7 — кирпичная стена; 8 — засыпка; 9 — гидроизоляция; 10 — анкер

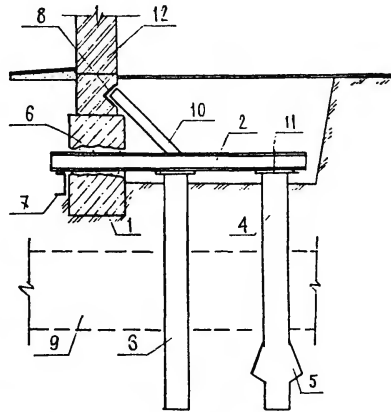


Рис. 185. Устройство выносных буронабивных свай с опорным уширением
 1 — разгружаемый фундамент; 2 — металлическая балка; 3 — свая, работающая на сжатие;
 4 — свая, работающая на выдергивание; 5 — уширение сваи; 6 — отверстие, заделываемое
 бетоном; 7 — металлическая балка-обвязка; 8 — упорный уголок; 9 — штолня; 10 — подкос;
 11 — хомут; 12 — кирпичная стена

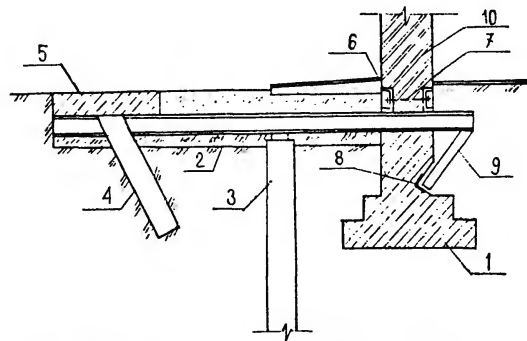


Рис. 186. Устройство выносных буронабивных (забивных) свай
 1 — разгружаемый фундамент; 2 — металлическая балка; 3 — буронабивная свая, рабо-
 тающая на сжатие; 4 — свая, выполняющая роль анкера; 5 — балласт; 6 — прогоны из
 швеллера; 7 — стяжные болты; 8 — упорный уголок; 9 — металлический подкос; 10 — кир-
 пичная стена

УСИЛЕНИЕ УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЯ СВАЙ С РОСТВЕРКАМИ

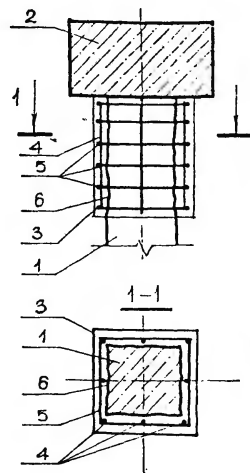


Рис. 187. Устройство железобетонной обоймы
 1 — железобетонная свая с разрушенной верхней частью; 2 — железобетонный ростверк; 3 — железобетонная обойма усиления; 4 — продольная арматура обоймы; 5 — поперечная арматура обоймы; 6 — поверхность свай, подготовленная к бетонированию обоймы усиления (зачистка и насечка)

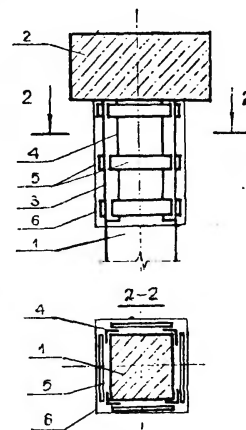


Рис. 188. Устройство металлической обоймы
 1 — железобетонная свая с разрушенной верхней частью; 2 — железобетонный ростверк; 3 — металлическая обойма усиления; 4 — продольные уголки обоймы, устанавливаемые на ростверке; 5 — поперечные планки обоймы, привариваемые к уголкам в нагретом состоянии; 6 — защитный слой бетона или слой плотной цементно-песчаной штукатурки

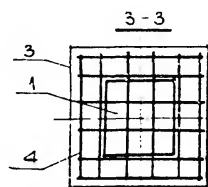
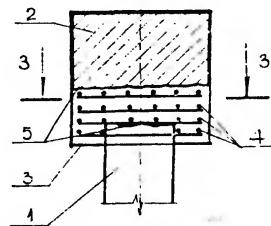


Рис. 189. Устройство железобетонного наращивания свай

1 – железобетонная свая, не имеющая стыка с ростверком; 2 – железобетонный ростверк; 3 – железобетонное наращивание свай; 4 – поперечные арматурные сетки; 5 – поверхности свай и ростверка, подготовленные к бетонированию (зачистка и насечка)

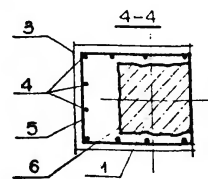
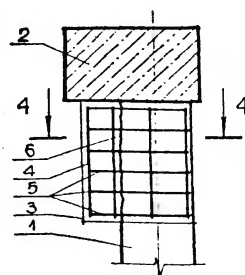


Рис. 190. Устройство железобетонной рубашки
 1 – железобетонная свая, смещенная с проектного положения; 2 – железобетонный ростверк; 3 – железобетонная рубашка усиления; 4 – продольная арматура рубашки; 5 – поперечная арматура рубашки; 6 – поверхность свай, подготовленная к бетонированию рубашки усиления (зачистка и насечка)

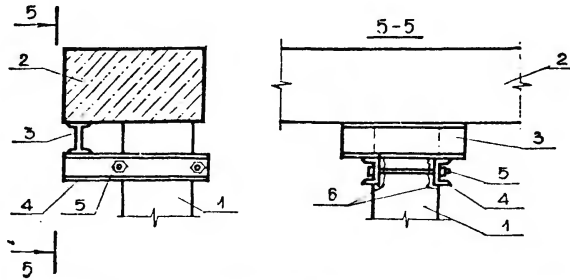


Рис. 191. Подведение опорных столиков из прокатного металла
 1 — железобетонная свая, смещенная с проектного положения; 2 — железобетонный ростверк; 3 — опорный столик из двутавра; 4 — опора столика из швеллера, устанавливаемая на растворе в вырубленной борозде; 5 — стяжные болты; 6 — борозда, вырубаемая в защитном слое бетона свай, для установки опор столика

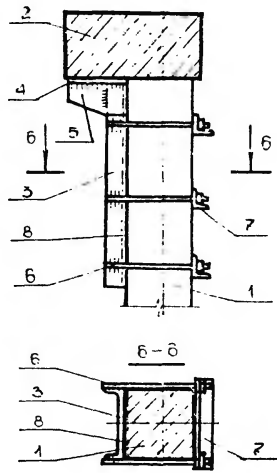


Рис. 192. Подведение опорных стоек-столиков из прокатного металла
 1 — железобетонная свая, смещенная с проектного положения; 2 — железобетонный ростверк; 3 — опорная стойка из швеллера; 4 — опорный лист столика; 5 — боковые листы столика; 6 — стяжные болты; 7 — анкерные уголки-шайбы; 8 — зона стыка свай с опорной стойкой, подготовленная для укладки цементно-песчаного раствора (насечка на свае, набрызг металла сваркой на стойке)

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

**ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА
УСИЛИВАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

Пример 1 (к п. 3.2.2)

Первоначальное сечение колонны (рис. 1) $b_1 \cdot h_1 = 300 \cdot 300$ мм; $A'_{s1} = 1257$ мм² — 4Ø20 А-I; $R_{sc1} = 225$ МПа; $R_{b1} = 7,5$ МПа; $l_0 = 5$ м.

После усиления колонны железобетонной облоймой на нее будет действовать нагрузка $N = 1800$ кН.

Требуется рассчитать необходимую толщину облоймы d_2 и ее армирование.

Расчет. Принимаем $R_{b2} = 8,5$ МПа; $R_{sc2} = 280$ МПа. Определяем гибкость усиленной колонны при $b + 2d_2 = 300 + 2 \cdot 60 = 420$ мм,

$$l_0 / (b + 2d_2) = 5000 / 420 = 11,9.$$

По табл. 1 находим $\varphi = 0,96$.

По формуле (3) определяем площадь сечения облоймы,

$$A_{b2} = \frac{1800 / 0,96 - 7,5 \cdot 300 \cdot 300 - 225 \cdot 1257}{0,8(8,5 + 0,01 \cdot 280)} = 120 \cdot 10^3 \text{ мм}^2,$$

а по формуле (4) — требуемую толщину облоймы

$$d_2 = 0,25 \left[\sqrt{(300 + 300)^2 + 4 \cdot 120 \cdot 10^3} - (300 + 300) \right] = 79 \text{ мм}.$$

Принимаем $d_2 = 80$ мм.

По формуле (2) имеем $A'_{s2} = 0,01 \cdot 120 \cdot 10^3 = 1200$ мм².

Принимаем 4Ø20 А-II с $A'_{s2} = 1257$ мм².

Прочность усиленной колонны проверяем из условия (1):

$$N = 1800 \text{ кН} < N_u = 0,98 \left[(7,5 \cdot 90 \cdot 10^3 + 225 \cdot 1257) + 0,8(8,5 \cdot 120 \cdot 10^3) + 280 \cdot 1257 \right] = 1862 \text{ кН}.$$

Пример 2 (к п. 3.2.3)

Требуется усилить внецентренно сжатую железобетонную колонну сечением $b \cdot h_1 = 400 \cdot 700$ мм (рис. 2, а) при следующих данных: $A'_s = 943$ мм² — 3Ø20 А-I; $A_{s1} = 1885$ мм² — 6Ø20 А-I; $h_{01} = 650$ мм; $a_1 = 50$ мм; $R_{b1} = 10$ МПа.

После усиления на колонну будут действовать продольная сила $N = 500$ и изгибающий момент $M =$ кН·м.

Усиление выполняется наращиванием в растянутой зоне конструкции. Толщину наращивания d_2 принимаем равной 150 мм.

Необходимо определить дополнительное армирование A_{s2} наращивания при $a_2 = 50$ мм и $a_0 = 15$ мм. Дополнительную арматуру принимаем из ст. кл. А-II.

Расчет. Высота сечения колонны с учетом наращивания h составит $h = h_1 + d_2 = 700 + 150 = 85$ мм.

Эксцентриситет силы N , которая будет действовать на колонну после усиления, относительно геометрической оси сечения (с учетом наращивания) $e_0 = 650/500 = 1,3 \text{ м} = 1300 \text{ мм}$, а расстояние от точки ее приложения до центра тяжести растянутой арматуры $e = 1300 + 0,5 \cdot 850 - 50 = 1675 \text{ мм}$.

Из уравнения (6) находим

$$x = \frac{N - R_{sc1}A'_{s1} + R_{s1}A_{s1} + R_{s2}A_{s2}}{R_{b1}b} =$$

$$= \frac{500 \cdot 10^3 + 225 \cdot 943 + 225 \cdot 1885 + 225A_{s2}}{10 \cdot 400} = 185 + 0,056A_{s2}.$$

Подставляем указанное значение x в уравнение (5):

$$R_{b1}bx(h_{01} + a) - R_{b1}b \cdot 0,5x^2 + R_{sc1}A'_{s1}(h_{01} + a - a'_1) - R_{s1}A_{s1}a - Ne =$$

$$= 10 \cdot 400 \cdot 800x - 10 \cdot 400 \cdot 0,5x^2 + 225 \cdot 943 \cdot 750 - 225 \cdot 1885 \cdot 150 -$$

$$- 500 \cdot 10^3 \cdot 1675 = 0,000006A_{s2}^2 - 0,14A_{s2} + 219 = 0,$$

откуда $A_{s2} = 1440 \text{ мм}^2$.

Принимаем $3\varnothing 25$ с $A_{s2} = 1473 \text{ мм}^2$.

Пример 3 (к п. 3.2.3).

Требуется усилить внецентренно сжатую железобетонную колонну сечением $b_1 \cdot h_1 = 400 \cdot 600$ при (рис. 2, б) следующих данных: $A'_{s1} = 2262 \text{ мм}^2 - 5\varnothing 24 \text{ А-I}$; $A_{s1} = 1357 \text{ мм}^2 - 3\varnothing 24 \text{ А-I}$; $h_{01} = 560 \text{ мм}$; $a_1 = a'_1 = 40 \text{ мм}$; $R_{b1} = 10 \text{ МПа}$.

После усиления на колонну будут действовать продольная сила $N = 300 \text{ кН}$ и изгибающий момент $M = 300 \text{ кНЧм}$.

Усиление намечается выполнить наращиванием в сжатой зоне конструкции. Толщину наращивания d_2 принимаем равной 200 мм .

Необходимо определить (приближенно) дополнительное армирование A'_{s2} наращивания при $a'_2 = 40 \text{ мм}$ и $a_0 = 200 \text{ мм}$. Дополнительную арматуру принимаем из ст. кл. А-II.

Расчет. Высота сечения колонны после наращивания h составит $600 + 200 = 800 \text{ мм}$. Эксцентриситет $e_0 = 30/300 = 0,1 \text{ м} = 100 \text{ мм}$, следовательно $e = 100 + 0,5 \cdot 800 - 40 = 460 \text{ мм}$.

Подставляя полученные данные в формулу (12) получим необходимое количество дополнительной арматуры

$$A'_{s2} = \frac{300 \cdot 10^3 \cdot 460 - 0,5 \cdot 10 \cdot 400(560 + 200)^2 - 225 \cdot 2262(560 - 40)}{225(760 - 40)} = 1380 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $3\varnothing 25$ с $A'_{s2} = 1473 \text{ мм}^2$.

Пример 4 (к п. 3.2.6).

Исходные данные. Размеры сечения балки (рис. 4, б) $b'_1 = 1500$ мм; $d_2 = 60$ мм; $b_1 = 200$ мм; $h = 500$ мм; $h_1 = 440$ мм; $a_1 = 50$ мм; $h_0 = 450$ мм; $h_{01} = 390$ мм. Нагрузки малой суммарной длительности отсутствуют. $\sigma_{scu} = 500$ МПа, призматическая прочность бетона усиливаемой балки $R_{b1} = 15$ МПа (при $\gamma_{b2} = 0,9$), бетона усиления — $R_{b2} = 10$ МПа (при $\gamma_{b2} = 0,9$); растянутая арматура класса А-III ($R_{s1} = 365$ МПа) с площадью сечения $A_{s1} = 3079$ мм² (5Ø28); $A'_{s1} = 0$; изгибающий момент $M = 420$ кН·м.

Требуется проверить площадь сечения.

Расчет. Проверяем условие (15):

$$R_{s1}A_{s1} = 365 \cdot 3079 = 11 \cdot 10^5 \text{ Н,}$$

$$R_{b2}b'_1d_2 = 7,7 \cdot 1500 \cdot 60 = 7 \cdot 10^5 \text{ Н} < R_{s1}A_{s1} = 11 \cdot 10^5 \text{ Н.}$$

Так как условие (15) не соблюдается, в сжатой зоне находится часть усиливаемой конструкции и расчет выполняем по формулам (20) и (21). В соответствии с (21) имеем

$$x = \frac{365 \cdot 3079 - 7,7 \cdot 1500 \cdot 60 + 17,6 \cdot 200 \cdot 60}{17,6 \cdot 200} = 182 \text{ мм.}$$

Так как

$$\xi_R \frac{0,765}{1 + \frac{365}{520} \left(1 - \frac{0,765}{1,1}\right)} = 0,627 > \xi = \frac{182}{450} = 0,405,$$

проверяем условие (20):

$$\begin{aligned} &7,7 \cdot 1500 \cdot 60(450 - 30) + 17,6 \cdot 200(182 - 60)(390 - 0,5 \cdot 122) = \\ &= 432 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 432 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 420 \text{ кН} \cdot \text{м,} \end{aligned}$$

т. е. прочность сечения обеспечена.

Пример 5 (к пп. 3.2.9 и 3.2.10).

Основные исходные данные приведены в прим. 4. Дополнительные данные: балка пролетом 6 м; $R_{bt1} = 1,17$ МПа; $E_{b1} = 3100$ МПа, $R_{bt2} = 0,67$; $E_{b2} = 23000$ МПа; поперечная арматура класса А-III ($R_{sw1} = 290$ МПа, $E_s = 200000$ МПа); в одном поперечном сечении 3Ø12 ($A_{sw} = 339$ МПа) с шагом $s_1 = 150$ мм; нагрузка приложена в виде трех сосредоточенных сил, расстояние от опоры до первого груза равно 1,5 м; поперечная сила на приопорном участке $Q = 300$ кН. Дополнительная поперечная арматура отсутствует.

Требуется проверить прочность балки на действие поперечной силы по наклонной полосе и по наклонной трещине.

Расчет. Рассматриваемая балка относится к усиливаемым конструкциям 1-го типа.

Сначала проверяем прочность конструкции по наклонной полосе между наклонными трещинами из условия (27), определяя величину $Q_{b, com}$ по рабочей высоте h_{01} (формула (28)) и по рабочей высоте h_0 (формула (29)).

При расчете по h_{01} :

$$\varphi_{w1,1} = 1 + 5 \frac{200000}{31000} \cdot \frac{339}{200 \cdot 150} = 1,36 > 1,3,$$

принимаем $\varphi_{w1,1} = 1,3$;

$$\varphi_{h1,1} = 1 - 0,01 \cdot 17,6 = 0,824;$$

$$Q_{b, com} = 0,3 \cdot 1,3 \cdot 0,824 \cdot 17,6 \cdot 200 \cdot 390 = 441,2 \cdot 10^3 \text{ Н} = 441,2 \text{ кН} > Q = 300 \text{ кН}.$$

При расчете по h_0 :

$$\varphi_{w1,2} = 1 + 5 \frac{200000}{23000} \cdot \frac{339}{200 \cdot 150} = 1,49 > 1,3,$$

принимаем $\varphi_{w1,2} = 1,3$;

$$\varphi_{h1,2} = 1 - 0,01 \cdot 7,7 = 0,923;$$

$$Q_{b, com} = 0,3 \cdot 1,3 \cdot 0,923 \cdot 7,7 \cdot 200 \cdot 450 = 249,5 \cdot 10^3 \text{ Н} = 249,5 \text{ кН} < Q = 300 \text{ кН}.$$

Таким образом, из проверки следует, что прочность по наклонной полосе обеспечена при расчете по рабочей высоте h_{01} и не обеспечена при расчете по рабочей высоте h_0 .

Поскольку, в соответствии с п. 3.2.8, следует учитывать наиболее благоприятный результат, принимаем, что прочность конструкции по наклонной полосе обеспечена.

Теперь проверяем прочность конструкции по наклонной трещине из условия (34) п. 3.2.10. При этом рассматриваем наиболее опасное наклонное сечение от первого сосредоточенного груза до опоры, с поперечной силой $Q = 300$ кН. Усилия Q_b и Q_{sw} определяем по формулам (35) и (36), вычисляя значения M_b и $Q_{b, min}$ по рабочей высоте h_{01} (формулы (41) и (42)) и по рабочей высоте h_0 (формулы (43) и (44)).

При расчете по h_{01} :

$$M_b = 2 \cdot 1,17 \cdot 200 \cdot 390^2 = 71,2 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 71,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{b, min} = 0,6 \cdot 1,17 \cdot 200 \cdot 390 = 54,8 \cdot 10^3 \text{ Н} = 54,8 \text{ кН};$$

$$Q_b = 71,2 / 1,5 = 47,5 \text{ кН} < Q_{b, min} = 54,8 \text{ кН},$$

принимаем $Q_b = Q_{b, min} = 54,8 \text{ кН}$;

$$q_{swl} = \frac{290 \cdot 339}{150} = 655,4 \text{ Н/мм} > \frac{Q_{b,\min}}{2h_{01}} = \frac{54,8 \cdot 10^6}{2 \cdot 390} = 70,3 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

$$c_0 = \sqrt{71,2 \cdot 10^6 / 655,4} = 330 \text{ мм} < h_{01} = 390 \text{ мм},$$

принимаем $c_0 = h_{01} = 390 \text{ мм}$;

$$Q_{sw} = 655,4 \cdot 390 = 255,6 \cdot 10^6 = 255,6 \text{ кН};$$

$$Q_b + Q_{sw} = 54,8 + 255,6 = 310,4 > Q = 300 \text{ кН}.$$

Поскольку расчет по рабочей высоте h_{01} показал, что прочность конструкции обеспечена, то, в соответствии с п. 3.2.8, расчет по рабочей высоте h_0 можно не производить.

Пример 6 (к пп. 3.2.9 и 3.2.10)

Исходные данные. Балка пролетом 8 м, размеры поперечного сечения: $b = 300 \text{ мм}$; $b_1 = 100 \text{ мм}$; $b_2 = 200 \text{ мм}$; $h = 600 \text{ мм}$; $h_0 = 550 \text{ мм}$; $h_1 = 500 \text{ мм}$; $h_{01} = 450 \text{ мм}$; $a_1 = 50 \text{ мм}$ (рис. 5, б). $R_{b1} = 15,3 \text{ МПа}$; $R_{bt1} = 1,08 \text{ МПа}$ (при $\gamma_{b2} = 0,9$); $R_{b2} = 7,7 \text{ МПа}$; $R_{bt2} = 0,67 \text{ МПа}$ (при $\gamma_{b2} = 0,9$); поперечная арматура класса А-I ($R_{sw} = 175 \text{ МПа}$); в одном поперечном сечении $4\varnothing 6$ ($A_{sw} = 113 \text{ мм}^2$) с шагом $s_1 = 200 \text{ мм}$; нагрузка равномерно распределенная с интенсивностью $q = 62 \text{ кН/м}$, наибольшая поперечная сила в опорном сечении $Q_{\max} = 248 \text{ кН}$. Дополнительная поперечная арматура отсутствует.

Расчет. Рассматриваемая балка относится к усиленным конструкциям 2-го типа.

Проверяем прочность конструкции по наклонной полосе между наклонными трещинами из условия (27), определяя величину $Q_{b,com}$ по рабочей высоте h_{01} (формула (30)) и по рабочей высоте h_0 (формула (31)) п. 3.2.9.

При расчете по h_{01} :

для бетона усиливаемой конструкции

$$\varphi_{w1,1} = 1 + 5 \frac{210000}{30000} \cdot \frac{113}{300 \cdot 200} = 1,07 < 1,3;$$

$$\varphi_{b1,1} = 1 - 0,01 \cdot 15,3 = 0,848;$$

для бетона усиления

$$\varphi_{w1,2} = 1 + 5 \frac{210000}{23000} \cdot \frac{113}{300 \cdot 200} = 1,09 < 1,3;$$

$$\varphi_{b1,2} = 1 - 0,01 \cdot 7,7 = 0,923.$$

По формуле (30) имеем

$$Q_{b,com} = 0.3(1.07 \cdot 0.847 \cdot 15.3 \cdot 100 + 1.09 \cdot 0.923 \cdot 7.7 \cdot 200) \times 450 = \\ = 400 \cdot 10^3 \text{ Н} = 400 \text{ кН} > Q_{max} = 248 \text{ кН},$$

т. е. прочность обеспечена.

Поскольку расчет по рабочей высоте h_{01} показал, что прочность конструкции обеспечена, то, в соответствии с п. 3.2.8, расчет по рабочей высоте h_0 можно не производить.

Проверяем прочность конструкции по наклонной трещине из условия (34). При этом рассматриваем ряд наклонных сечений, начиная с крайнего, при $c = (\varphi_{l2}/\varphi_{l3})h_{0j}$. Усилия Q_b и Q_{sw} определяем по формулам (35) и (36), вычисляя значения M_b по рабочей высоте h_{01} (формула (45)) и по рабочей высоте h_0 (формула (47)).

При расчете по h_{01} :

$$M_b = 2(1.08 + 0.67 \cdot 200)450^2 = 98 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 98 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$c = 2/0.6 \cdot 450 = 1500 \text{ мм} = 1.5 \text{ м}; \quad Q_b = 98/1.5 = 65 \text{ кН};$$

$$q_{sw1} = \frac{175 \cdot 113}{200} = 100 \text{ Н/мм};$$

$$c_0 \sqrt{98 \cdot 10^6 / 100} = 1000 \text{ мм} > 2h_{01} = 2 \cdot 450 = 900 \text{ мм},$$

принимаем $c_0 = 900 \text{ мм}$.

По формулам (36) и (34) имеем:

$$Q_{sw} = 100 \cdot 900 = 90 \cdot 10^3 \text{ Н} = 90 \text{ кН};$$

$$Q_{sw} + Q_b = 65 + 90 = 155 \text{ кН} = Q = 155 \text{ кН},$$

$$Q = Q_{max} - qc = 248 - 62 \cdot 1.5 = 155 \text{ кН}.$$

Так как $Q_b + Q_{sw} = Q$, прочность по рассматриваемому наклонному сечению конструкции с рабочей высотой h_{01} обеспечена.

В соответствии с п. 3.2.8, проверку прочности для этого наклонного сечения по рабочей высоте h_0 не производим.

Пример 7 (к п. 3.2.9).

Исходные данные. Железобетонная балка прямоугольного сечения с размерами: $b_1 = 50 \text{ мм}$; $h_1 = 600 \text{ мм}$, загружена в четвертях пролета двумя сосредоточенными силами $F = 300 \text{ кН}$; $R_{b1} = 8.5 \text{ МПа}$; $R_{bt1} = 0.75 \text{ МПа}$; поперечная арматура класса А-I ($R_{sw1} = 175 \text{ МПа}$) диаметром 6 мм с шагом $s_1 = 200 \text{ мм}$; $A_{sw2} = 57 \text{ мм}^2$. Дополнительная поперечная арматура класса А-III ($R_{sw2} = 225 \text{ МПа}$) установлена без предварительного напряжения при наличии наклонных трещин в

направлении от опор к грузам: $\gamma_{bw} = 0,7$; $\gamma_{sw} = 0,7$. Толщина наращивания со стороны сжатой зоны $d_2 = 100$ мм, со стороны боковых граней $b_2 = 100$ мм; $R_{b2} = 8,5$ МПа; $R_{bt2} = 0,75$ МПа.

Требуется определить площадь поперечного сечения и шаг дополнительной поперечной арматуры.

Расчет. По формуле (45) при φ_{b2} находим

$$M_b = \varphi_{b2} R_{bt1} (b_1 + b_2) (h_{01} + d_2)^2 = \varphi_{b2} R_{bt1} b h_0^2 = 156,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определяем необходимую интенсивность поперечного армирования, принимая длину проекции наклонного сечения c_1 равной расстоянию от опоры до груза $y_1 = 1500$ мм.

Поперечная сила от действующей нагрузки Q_1 равна 300 кН.

Поперечное усилие, воспринимаемое бетоном усиленной конструкции, определяем из условия (35) при $\varphi_{b3} = 0,6$;

$$Q_{b1} = \frac{M_b}{c_1} = 104,6 \text{ кН} > Q_{b,\min} = \varphi_{b3} R_{bt1} b h_0 = 72,4 \text{ кН}.$$

Коэффициент χ_1 равен $\frac{Q_1 - Q_{b1}}{Q_{b1}} = 1,868$.

Поскольку $c_1 = 1500 > 2(h_{01} + d_2) = 2h_0 = 1300$ мм, принимаем $c_0 = 1300$ мм, тогда

$$\chi_1 = \frac{Q_{b,\min} c_0}{Q_{b1} \cdot 2h_0} = 0,692.$$

Так как $y_1/c_0 = 1,154 < \chi_1 = 1,868 < y_1/h_0 = 2,308$, при

$$q_{sw1} = \frac{R_{sw1} A_{sw1}}{s_1}$$

по формуле (53) имеем

$$q_{sw2} = \frac{(Q_1 - Q_{b1})^2}{M_b} - q_{sw1} = 193,5 \text{ Н/мм}.$$

Принимаем диаметр дополнительной поперечной арматуры 10 мм, $A_{sw2} = 157 \text{ мм}^2$, тогда по формуле (38) получим

$$s_2 = \frac{\gamma_{sw} R_{sw2} A_{sw2}}{q_{sw2}} = 162 \text{ мм} < 500 \text{ мм}.$$

Принимаем $s_2 = 160$ мм.

Проверяем условие (29) при $E_s = 210 \cdot 10^3$ МПа, $E_{b1} = E_{b2} = 23 \cdot 10^3$ МПа, $\alpha = E_s/E_{b1} = 7,94$,

$$\mu_w = \frac{A_{sw1}/s_1 + A_{sw2}/s_2}{b} = 0,005;$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1,201 \text{ и } \varphi_{b1} = 1 - 0,01R_{b1};$$

$$Q = 300 \text{ кН} < 0,3\varphi_w\varphi_{b1}R_{b1}bh_0 = 494,5 \text{ кН.}$$

Т. е. условие прочности по наклонной сжатой полосе между наклонными трещинами выполняется.

Пример 8 (к п. 3.2.12)

Исходные данные. На консоль колонны опирается балка. Длина площадки опирания $l_{sup} = 200$ мм; ширина консоли $b_1 = 300$ мм, высота $h_1 = 600$ мм, длина $l_1 = 250$ мм. $R_{b1} = 8,5$ МПа; $\gamma_{b2} = 7,65$ МПа; $R_{bt1}\gamma_{b2} = 0,675$ МПа; существующая поперечная арматура диаметром 12 мм класса А-I ($R_{sw1} = 175$ МПа) $A_{sw1} = 226$ мм² с шагом $s_1 = 100$ мм. Дополнительная поперечная арматура класса А-III ($R_{sw2} = 285$ МПа) устанавливается с предварительным напряжением при наличии наклонных трещин, т. е. $\gamma_{sw} = 0,9$. Нагрузка на консоль $Q = 350$ кН.

Требуется определить площадь сечения дополнительной поперечной арматуры колонны.

Расчет. Расчетную длину площадки опирания l_{sup} принимаем равной $2/3 \cdot 200 = 133$ мм.

Из условия $Q = 0,8R_{b1}b_1l_{sup}\sin^2\theta(1 + 5\alpha\mu_w)$ определяем требуемый коэффициент поперечного армирования. Так как $3,5R_{b1}b_1h_{01} = 390$ кН $> Q = 350$ кН $> 2,5R_{bt1}b_1h_{01} = 275$ кН; $E_s = 210 \cdot 10^3$ МПа; $E_{b1} = 23 \cdot 10^3$ МПа; $\alpha = 9,13$ и (по формуле (71)) при $d_2 = 0$ ($\sin\theta)^2 = h_{01}/(h_{01}^2 + l_1^2)$

$$\text{имеем } \mu_w = \left(\frac{Q}{0,8R_{b1}b_1l_{sup}(\sin\theta)^2} \right) / 5\alpha = 0,016.$$

При усилении консоли дополнительной поперечной арматурой, расположенной у боковых граней консоли, шаг дополнительных поперечных стержней определяем из условия (73) при A_{sw2} ($2\varnothing 12$) = 226 мм²:

$$s_2 = \frac{A_{sw2}}{\mu_w b_1 - A_{sw1}/s_1} = 90 \text{ мм.}$$

Пример 9 (к пп. 3.2.14–3.2.20).

Исходные данные. Усиленная конструкция таврового сечения (рис. 1). Размеры поперечного сечения: $h = 900$ мм; $b_1 = 300$ мм; $d_2 = 100$ мм; $b'_1 = 1500$ мм; $a_1 = 60$ мм; $h_0 = 840$ мм; $l_{sup} = 150$ мм. Бетон класса В30 ($R_{b1} = 17$ МПа, $R_{bt1} = 1,2$ МПа); поперечная арматура класса А-I ($R_{sw1} = 175$ МПа) $2\varnothing 12$ ($A_{sw1} = 226$ мм²) с шагом 250 мм; опорная реакция $Q_2 = 540,33$ кН; $q_{sw1} = 162,7$ Н/мм; поверхность контакт-

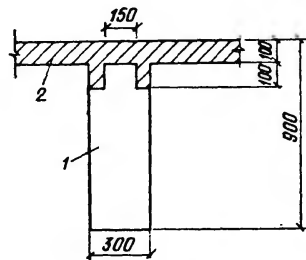


Рис. 1. Сечение конструкции:
1 – усиливаемая конструкция; 2 – бетон усиления
(размеры в мм)

ного шва имеет естественную шероховатость с выступами до 10 мм и пронизана вертикальными стержнями.

Требуется проверить прочность контактного шва (см. рис. 13, а п. 3.2.22), принимая вначале сборный элемент без продольного ребра.

Расчет. Рассмотрим три произвольно выбранные наклонные сечения с проекциями на продольную ось конструкции $c_{(1)} = 1,6h_0 \approx 330$ мм; $c_{(2)} = 2h_0 = 1680$ мм и $c_{(3)} = h_0 = 840$ мм.

Значения момента от внешней нагрузки в нормальном сечении, проходящем через конец рассматриваемых наклонных сечений у сжатой грани конструкции, M_2 и момента, воспринимаемого поперечной арматурой, M_{sw} равны:

$$M_{2(1)} = 718,64 \text{ кН}\cdot\text{м}; M_{2(2)} = 907,75 \text{ кН}\cdot\text{м}; M_{2(3)} = 453,39 \text{ МПа};$$

$$M_{sw(1)} = 143,9 \text{ кН}\cdot\text{м}; M_{sw(2)} = 229,6 \text{ кН}\cdot\text{м}; M_{sw(3)} = 57,4 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Сдвигающие усилия в шве в зависимости от величины проекции наклонного сечения

$$Q_{sh} = (M_2 - M_{sw}) / z,$$

где $z = 0,9h_0$, $M_{sw} = 0,5q_{sw}c^2$.

$$Q_{sh(1)} = (718,64 - 143,9) / (0,9 \cdot 0,84) = 760,2 \text{ кН};$$

$$Q_{sh(2)} = (907,75 - 229,6) / 0,756 = 897,0 \text{ кН};$$

$$Q_{sh(3)} = (453,87 - 57,40) / 0,756 = 524,4 \text{ кН}.$$

Расстояние от торца элемента до конца наклонного сечения у сжатой грани

$$l_{0(1)} = l_{sup} + c_{(1)} = 150 + 1330 = 1480 \text{ мм};$$

$$l_{0(2)} = l_{sup} + c_{(2)} = 150 + 1680 = 1830 \text{ мм};$$

$$l_{0(3)} = l_{sup} + c_{(3)} = 150 + 840 = 990 \text{ мм}.$$

Расстояние от конца наклонного сечения у сжатой грани до конца поверхности сдвига:

$$l_{(3)} = c_{(1)}(h_{sh}/h_0) = 1330(200/840) = 317 \text{ мм};$$

$$l_{(2)} = c_{(2)}(h_{sh}/h_0) = 1830(200/840) = 436 \text{ мм};$$

$$l_{(3)} = c_{(3)}(h_{sh}/h_0) = 840(200/840) = 200 \text{ мм}.$$

Длина поверхности сдвига:

$$l_{sh(1)} = l_{0(1)} - l_{(1)} = 1480 - 317 = 1663 \text{ мм};$$

$$l_{sh(2)} = l_{0(2)} - l_{(2)} = 1830 - 436 = 1394 \text{ мм};$$

$$l_{sh(3)} = l_{0(3)} - l_{(3)} = 990 - 200 = 790 \text{ мм}.$$

Напряжения обжатия контактного шва:

$$\sigma_{bm(1)} = Q/(bl_{sh(1)}) = 540330/(300 \cdot 1663) = 1,55 \text{ Н/мм}^2;$$

$$\sigma_{bm(2)} = Q/(bl_{sh(2)}) = 540330/(300 \cdot 1394) = 1,29 \text{ Н/мм}^2;$$

$$\sigma_{bm(3)} = Q/(bl_{sh(3)}) = 540330/(300 \cdot 790) = 2,28 \text{ Н/мм}^2.$$

Среднее суммарное расчетное сопротивление сдвигу контактного шва принимаем равным $R_{sh} = R_{sh,b} + R_{sh,s}$.

Сопротивление шва сдвигу за счет сцепления, механического сцепления и обжатия бетона при $\gamma_{b1} = 1,0$; $\gamma_{b2} = 0,75$; $\gamma_{b3} = 0,8$ и $\gamma_{b4} = 0,8$:

$$R_{sh,b(1)} = 1,0 \cdot 0,75 \cdot 0,8 \cdot 0,9 \left(1 + 0,8 \frac{1,55}{0,9} \right) = 1,28 \text{ МПа};$$

$$R_{sh,b(2)} = 1,0 \cdot 0,75 \cdot 0,8 \cdot 0,9 \left(1 + 0,8 \frac{1,29}{0,9} \right) = 1,16 \text{ МПа};$$

$$R_{sh,b(3)} = 1,0 \cdot 0,75 \cdot 0,8 \cdot 0,9 \left(1 + 0,8 \frac{2,28}{0,9} \right) = 1,63 \text{ МПа}.$$

Коэффициент армирования контактного шва

$$\mu_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_{sh}s} = \frac{226}{300 \cdot 250} = 0,003.$$

Сопротивление шва сдвигу за счет работы поперечной арматуры

$$R_{sh,s} = 0,65 \sqrt{10,5^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5} \cdot 0,003 = 0,55 \text{ МПа} > 0,7 \mu_{sw} R_s = 0,7 \cdot 0,003 \cdot 225 = 0,47 \text{ МПа}.$$

Принимаем $R_{sh,s} = 0,47 \text{ МПа}$.

Суммарные расчетные сопротивления:

$$R_{sh,(1)} = 1,28 + 0,47 = 1,75 \text{ МПа}; \quad R_{sh,(2)} = 1,16 + 0,47 = 1,63 \text{ МПа}; \\ R_{sh,(3)} = 1,63 + 0,47 = 2,10 \text{ МПа}.$$

Предельные сдвигающие усилия, воспринимаемые контактным швом:

$$Q_{sh,\mu(1)} = R_{sh(1)} b_{sh} l_{sh(1)} = 1,75 \cdot 300 \cdot 1163 = 610600 \text{ Н} = 610,6 \text{ кН} < Q_{sh(1)} = 760,2 \text{ кН}; \\ Q_{sh,\mu(2)} = R_{sh(2)} b_{sh} l_{sh(2)} = 1,63 \cdot 300 \cdot 1394 = 681700 \text{ Н} = 681,7 \text{ кН} < Q_{sh(2)} = 897 \text{ кН}; \\ Q_{sh,\mu(3)} = R_{sh(3)} b_{sh} l_{sh(3)} = 2,10 \cdot 300 \cdot 790 = 497700 \text{ Н} = 497,7 \text{ кН} < Q_{sh(3)} = 524,4 \text{ кН},$$

т. е. прочность контактного шва не обеспечена.

Принимаем усиливаемую конструкцию с продольным ребром сечением $b_{r1} = 150$ мм и $h_{r1} = 100$ мм. В этом случае для такого контактного шва сдвиг возможен по трем плоскостям. Проверку прочности шва производим для всех трех случаев.

Сдвиг по плоскости (см. рис. 13, е) $h_{sh} = 100$ мм.

Для контактного шва с ребром: $\gamma_{b3} = 1,6$ и $\gamma_{b4} = 0,4$;

$$l_{(1)} = c_{(1)} \frac{h_{sh}}{h_0} = 1330 \frac{100}{840} = 158 \text{ мм}; \quad l_{(2)} = c_{(2)} \frac{h_{sh}}{h_0} = 1830 \frac{100}{840} = 218 \text{ мм};$$

$$l_{(3)} = c_{(3)} \frac{h_{sh}}{h_0} = 840 \frac{100}{840} = 100 \text{ мм}.$$

Длина поверхности сдвига:

$$l_{sh(1)} = l_{(1)} - l_{(1)} = 1480 - 158 = 1322 \text{ мм};$$

$$l_{sh(2)} = l_{(2)} - l_{(2)} = 1830 - 218 = 1612 \text{ мм};$$

$$l_{sh(3)} = l_{(3)} - l_{(3)} = 990 - 100 = 890 \text{ мм}.$$

Напряжения обжатия шва:

$$\sigma_{bm(1)} = Q_2 / (b l_{sh(1)}) = 540330 / (300 \cdot 1322) = 1,36 \text{ Н/мм}^2;$$

$$\sigma_{bm(2)} = Q_2 / (b l_{sh(2)}) = 540330 / (300 \cdot 1612) = 1,12 \text{ Н/мм}^2;$$

$$\sigma_{bm(3)} = Q_2 / (b l_{sh(3)}) = 540330 / (300 \cdot 890) = 2,02 \text{ Н/мм}^2,$$

$$R_{sh,h(1)} = 1,0 \cdot 0,75 \cdot 1,6 \cdot 0,9 \left(1 + 0,4 \frac{1,36}{0,9} \right) = 1,73 \text{ МПа};$$

$$R_{sh,h(2)} = 1,0 \cdot 0,75 \cdot 1,6 \cdot 0,9 \left(1 + 0,4 \frac{1,12}{0,9} \right) = 1,62 \text{ МПа};$$

$$R_{sh,b(3)} = 1,0 \cdot 0,75 \cdot 1,6 \cdot 0,9 \left(1 + 0,4 \frac{2,02}{0,9} \right) = 2,05 \text{ МПа};$$

$R_{sh,s} = 0,47$ МПа, следовательно $R_{sh,(1)} = 2,20$ МПа; $R_{sh,(2)} = 2,09$ МПа;
 $R_{sh,(3)} = 2,52$ МПа.

Предельные сдвигающие усилия, воспринимаемые контактным швом:

$$Q_{sh,u(1)} = 2,20 \cdot 300 \cdot 1322 = 872500 \text{ Н} = 872,5 \text{ кН} > Q_{sh(1)} = 760,2 \text{ кН};$$

$$Q_{sh,u(2)} = 2,09 \cdot 300 \cdot 1612 = 1010700 \text{ Н} = 1010,7 \text{ кН} > Q_{sh(2)} = 897,0 \text{ кН};$$

$$Q_{sh,u(3)} = 2,52 \cdot 300 \cdot 890 = 672800 \text{ Н} = 672,8 \text{ кН} > Q_{sh(3)} = 524,4 \text{ кН}.$$

Прочность контактного шва обеспечена.

Сдвиг по плоскостям (см. рис. 13, б): $h_{sh} = 150$ мм; $b_{sh} = 500$ мм:

$$l_{(1)} = 1330 \cdot 150 / 840 = 238 \text{ мм}; \quad l_{(2)} = 1830 \cdot 150 / 840 = 327 \text{ мм};$$

$$l_{(3)} = 840 \cdot 150 / 840 = 150 \text{ мм}.$$

Длина поверхности сдвига:

$$l_{sh(1)} = 1480 - 238 = 1242 \text{ мм}; \quad l_{sh(2)} = 1830 - 327 = 1503 \text{ мм};$$

$$l_{sh(3)} = 990 - 150 = 840 \text{ мм}.$$

Напряжения обжатия контактного шва:

$$\sigma_{bm(1)} = Q_2 / (b l_{sh(1)}) = 540330 / (300 \cdot 1242) = 1,45 \text{ Н/мм}^2;$$

$$\sigma_{bm(2)} = Q_2 / (b l_{sh(2)}) = 540330 / (300 \cdot 1503) = 1,2 \text{ Н/мм}^2;$$

$$\sigma_{bm(3)} = Q_2 / (b l_{sh(3)}) = 540330 / (300 \cdot 840) = 2,14 \text{ Н/мм}^2,$$

$$R_{sh,b(1)} = 1,0 \cdot 0,75 \cdot 1,6 \cdot 0,9 \left(1 + 0,4 \frac{1,45}{0,9} \right) = 1,78 \text{ МПа};$$

$$R_{sh,b(2)} = 1,0 \cdot 0,75 \cdot 1,6 \cdot 0,9 \left(1 + 0,4 \frac{1,20}{0,9} \right) = 1,66 \text{ МПа};$$

$$R_{sh,b(3)} = 1,0 \cdot 0,75 \cdot 1,6 \cdot 0,9 \left(1 + 0,4 \frac{2,14}{0,9} \right) = 2,11 \text{ МПа}.$$

$R_{sh,s} = 0,47$ МПа, следовательно $R_{sh,(1)} = 2,25$ МПа; $R_{sh,(2)} = 2,13$ МПа;
 $R_{sh,(3)} = 2,58$ МПа.

Предельные сдвигающие усилия, воспринимаемые контактным швом:

$$Q_{sh,u(1)} = 2,25 \cdot 500 \cdot 1242 = 1397300 \text{ Н} = 1397,3 \text{ кН} > Q_{sh(1)} = 760,2 \text{ кН};$$

$$Q_{sh,m(2)} = 2,13 \cdot 500 \cdot 1503 = 1600700 \text{ Н} = 1600,7 \text{ кН} > Q_{sh(2)} = 897,0 \text{ кН};$$

$$Q_{sh,m(3)} = 2,58 \cdot 500 \cdot 840 = 1083600 \text{ Н} = 1083,6 \text{ кН} > Q_{sh(3)} = 524,4 \text{ кН}.$$

Прочность контактного шва обеспечена.

Сдвиг по плоскости (см. рис. 13, з) $h_{sh} = 100$ мм, $b_{sh} = 2 \cdot 200 + 150 = 550$ мм. При $h_{sh} = 100$ мм ранее было получено $R_{sh(1)} = 2,20$ МПа, $R_{sh(2)} = 2,09$ МПа и $R_{sh(3)} = 2,52$ МПа.

Предельное сдвигающее усилие, воспринимаемое контактным швом.

$$Q_{sh,m(1)} = 2,20 \cdot 550 \cdot 1322 = 1599600 \text{ Н} = 1599,6 \text{ кН} > Q_{sh(1)} = 760,2 \text{ кН};$$

$$Q_{sh,m(2)} = 2,09 \cdot 550 \cdot 1612 = 1853000 \text{ Н} = 1853,0 \text{ кН} > Q_{sh(2)} = 897,0 \text{ кН};$$

$$Q_{sh,m(3)} = 2,52 \cdot 550 \cdot 890 = 1233500 \text{ Н} = 1233,5 \text{ кН} > Q_{sh(3)} = 524,4 \text{ кН}.$$

Как видно, прочность контактного шва и в этом случае обеспечена. Таким образом, для обеспечения прочности контактного шва на сдвиг необходимо и достаточно снабдить усиливаемую конструкцию продольным ребром.

Пример 10 (к пп. 3.2.24 и 3.2.25).

Исходные данные. Сборная балка имеет поперечное сечение типа, показанного на рис. 4, а, при $b = 200$ мм; $b_1 = 100$ мм; $h = h_1 = 400$ мм; $b_2 = 100$ мм; $d_2 = 100$ мм; $a_1 = 50$ мм; $a'_1 = 30$ мм; $R_{b1} = 22,0$ МПа; $R_{b1} = 1,4$ МПа; $E_{b1} = 36 \cdot 10^3$ МПа; преднапряженная арматура кл. А—V ($A_{s1} = A_{sp} = 760 \text{ мм}^2$); $2\varnothing 22$; $R_s = 680$ МПа; $E_{sp} = 190 \cdot 10^3$ МПа; предварительное напряжение (с учетом всех потерь) $\sigma_{sp} = 340$ МПа; ненапрягаемая арматура класса А—III ($A'_{s1} = 78,5 \text{ мм}^2 - 1\varnothing 10$; $R'_{s1} = 365$ МПа; $E'_{s1} = 200 \cdot 10^3$ МПа). Бетон усиления — $R_{b2} = 8,5$ МПа; $R_{b2} = 0,75$ МПа; $E_{b2} = 23 \cdot 10^3$ МПа. Действующий изгибающий момент, приложенный до приобретения бетоном усиления заданной прочности, $M_1 = 38,0$ кН·м: то же, после приобретения бетоном усиления заданной прочности — $M_{2,max} = 45,0$ кН·м и $M_{2,min} = 0$.

Требуется проверить выносливость конструкции после усиления по нормальным сечениям.

Расчет. Определяем напряжения в бетоне балки и в арматуре до включения в работу бетона усиления.

Вычисляем геометрические характеристики приведенного сечения:

$$A_{red,1} = A_{b1} + \frac{E'_s}{E_{b1}} A'_s + \frac{E_{sp}}{E_{b1}} A_{sp} =$$

$$= 100 \cdot 300 + 100 \cdot 200 + \frac{200 \cdot 10^3}{36 \cdot 10^3} 78,5 + \frac{190 \cdot 10^3}{36 \cdot 10^3} 760 = 54400 \text{ мм}^2;$$

$$S_{red,1} = S_{b1} + \frac{E'_s}{E_{b1}} S'_s + \frac{E_{sp}}{E_{b1}} S_{sp} =$$

$$= \frac{100 \cdot 400^2}{2} + \frac{100 \cdot 100^2}{2} + \frac{200 \cdot 10^3}{36 \cdot 10^3} 78,5(400 - 30) + \frac{190 \cdot 10^3}{36 \cdot 10^3} 760 \cdot 50 = 8662 \cdot 10^3 \text{ мм}^3;$$

$$y_{red,1} = \frac{S_{red,1}}{A_{red,1}} = \frac{8662 \cdot 10^3}{54400} = 163 \text{ мм};$$

$$I_{red,1} = I_{b1} + \frac{E_s}{E_{b1}} I'_{s1} + \frac{E_{sp}}{E_{b1}} I_{sp} = \frac{100 \cdot 400^3}{12} + 100 \cdot 400(0,5 \cdot 400 - 163)^2 +$$

$$+ \frac{100 \cdot 100^3}{12} + 100 \cdot 100(163 - 50)^2 + \frac{200 \cdot 10^3}{36 \cdot 10^3} 78,5(400 - 163 - 30)^2 +$$

$$+ \frac{190 \cdot 10^3}{36 \cdot 10^3} 760(163 - 50)^2 = 794 \text{ мм}^4.$$

Напряжения в бетоне:
на уровне нижней грани

$$\sigma_{b1} = \frac{\sigma_{sp} A_{sp}}{A_{red,1}} + \frac{\sigma_{sp} A_{sp} (y_{red,1} - a_1) - M_1}{I_{red,1}} y_{red,1} =$$

$$\frac{340 \cdot 760}{54400} + \frac{340 \cdot 760(163 - 50) - 38 \cdot 10^6}{794 \cdot 10^6} 163 = 2,94 \text{ МПа (сжатие)};$$

на уровне верхней грани

$$\sigma'_{b1} = \frac{\sigma_{sp} A_{sp}}{A_{red,1}} + \frac{-\sigma_{sp} A_{sp} (y_{red,1} - a_1) - M_1}{I_{red,1}} (h - y_{red,1}) =$$

$$\frac{340 \cdot 760}{54400} + \frac{-340 \cdot 760(163 - 50) - 38 \cdot 10^6}{794 \cdot 10^6} (400 - 163) = 7,38 \text{ МПа (сжатие)}.$$

Напряжения в арматуре:

$$\sigma_s = \sigma_{sp} + \frac{E_{sp} M_1}{E_{b1} I_{red,1}} (y_{red,1} - a_1) = 340 + \frac{340 \cdot 10^3}{36 \cdot 10^3} \cdot \frac{38 \cdot 10^6}{794 \cdot 10^6} (163 - 50) = 368 \text{ МПа}.$$

Определяем напряжения в конструкции после включения в работу бетона усиления.

Вычисляем геометрические характеристики приведенного сечения конструкции с учетом коэффициентов $\alpha'_1 = 10$ и $\alpha'_2 = 25$ (см. п. 3.47 СНиП 2.03.01-84*):

$$A'_{red} = A_{b1} + \frac{\alpha'_1}{\alpha'_2} A_{b2} + \alpha'_1 (A'_s + A_{sp}) =$$

$$= 100 \cdot 300 + 100 \cdot 200 + 100 \cdot 300 \cdot 10/25 + 10(78,5 + 700) = 70400 \text{ мм}^2;$$

$$S'_{red} = S_{b1} + \frac{\alpha'_1}{\alpha'_2} S_{b2} + \alpha'_1 (S'_s + S_{sp}) =$$

$$= \frac{100 \cdot 400^2}{2} + \frac{100 \cdot 100^2}{2} + \frac{10}{25} 100 \cdot 300 (400 - 0,5 \cdot 300) + 10 \cdot 78,5 (400 - 30) + 760 \cdot 50 =$$

$$= 12170 \cdot 10^3 \text{ мм}^3;$$

$$y'_{red} = \frac{S'_{red}}{A'_{red}} = \frac{12170 \cdot 10^3}{70400} = 173 \text{ мм};$$

$$I'_{red} = I_{b1} + \frac{\alpha'_1}{\alpha'_2} I_{b2} + \alpha'_1 (I'_s + I_{sp}) = \frac{100 \cdot 400^3}{12} + 100 \cdot 400 (0,5 \cdot 400 - 173)^2 +$$

$$+ \frac{100 \cdot 100^3}{12} + 10 \cdot 100 (173 - 50)^2 + \frac{10}{25} \left[\frac{100 \cdot 300^3}{12} + 100 \cdot 300 (400 - 0,5 \cdot 300 - 173)^2 \right] +$$

$$+ 10 \left[78,5 (400 - 173 - 30)^2 + 760 (173 - 50)^2 \right] = 1029 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

По формулам (138) и (139) с учетом указанной в п. 3.3.3 замены определяем M_f и N_f . Для этого вычисляем:

$$y'_2 = 0,5(h_1 - d_2) = 0,5 \cdot 300 = 150 \text{ мм};$$

$$A_2 = b_2(h_1 - d_2) = 100 \cdot 300 = 30000 \text{ мм}^2;$$

$$I_2 = \frac{b_2(h_1 - d_2)^3}{12} = \frac{100 \cdot 300^3}{12} = 225 \cdot 10^6 \text{ мм}^4;$$

$$(1/r)_1 = \frac{M_1 - \sigma_{sp} A_{sp} (y_{red,1} - a_1)}{E_{b1} I_{red,1}} = \frac{38 \cdot 10^6 - 340 \cdot 760 (163 - 50)}{36 \cdot 10^3 \cdot 794 \cdot 10^6} = 0,308 \cdot 10^{-6} \text{ мм}.$$

Тогда

$$M_f = \frac{E_s}{\alpha'_2} I_2 (1/r)_1 = \frac{200 \cdot 10^3}{25} 225 \cdot 10^6 \cdot 0,308 \cdot 10^{-6} = 554 \cdot 10^3 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

$$N_f = \frac{E_s}{\alpha'_2} A_2 (h_1 - y'_2) (1/r)_1 + \sigma_{b1} \frac{\alpha'_1}{\alpha'_2} A_2 =$$

$$= \frac{200 \cdot 10^3}{25} 30000 (400 - 150) 0,308 \cdot 10^{-6} + 2,94 \frac{10}{25} 30000 = 53,8 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

По формулам (94) и (95) при $x_0 = h_1 - y_{red} = 400 - 173 = 227$ мм и $P = \sigma_{sp} A_{sp} = 340 \cdot 760 = 258,4 \cdot 10^3$ Н вычисляем

$$M = 38 \cdot 10^6 + 258,4 \cdot 10^3 (0 - 350 + 227) + 45 \cdot 10^6 + 554 \cdot 10^3 + 53,8 \cdot 10^3 (227 - 150) = 55,9 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

$$N_{tot} = 258,4 \cdot 10^3 + 53,8 \cdot 10^3 = 312,2 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

Вычисляем максимальные напряжения: на уровне сжатой грани конструкции (см. формулу (91)).

$$\sigma_{b, \max 1} = \frac{55,9 \cdot 10^6 \cdot 227}{10 \cdot 29 \cdot 10^6} + \frac{312,2 \cdot 10^3}{70400} = 16,76 \text{ МПа};$$

на уровне растянутой грани конструкции

$$\sigma_{br, \max 1} = \frac{55,9 \cdot 10^6 \cdot (400 - 227)}{10 \cdot 29 \cdot 10^6} + \frac{312,2 \cdot 10^3}{70400} = -4,97 \text{ МПа}.$$

Знак "минус" соответствует растягивающим напряжениям.

Так как условие (120) не соблюдается ($\sigma_{br, \max 1} = 4,97$ МПа $>$ $R_{br1} \gamma_{b1,1} = 1,4 \gamma_{b1,1}$), трещины образуются и расчет следует производить без учета растянутой зоны бетонов.

Высоту сжатой зоны определяем из уравнения (100). Левая часть этого равна:

$$\frac{M}{N_{tot}} = \frac{M_1 + P(e_{sp} - h_{01} + x_1) + M_{2, \max} + M_f + N_f(x_1 - y_2)}{P + N_f}.$$

Подставляя численные значения получим

$$\frac{M}{N_{tot}} = \frac{38 \cdot 10^6 + 258,4 \cdot 10^3 (0 - 350 + x_1) + 45 \cdot 10^6 + 554 \cdot 10^3 + 53,8 \cdot 10^3 (x_1 - 150)}{258,4 \cdot 10^3 + 53,8 \cdot 10^3} = x_1 - 43,9;$$

правая часть уравнений (100) равна

$$\begin{aligned} & \frac{\frac{b_1 x_1^3}{3} + \frac{\alpha'_1}{\alpha'_2} \cdot \frac{b_2 x_1^3}{3} + \alpha'_1 A_{sp} (h_{01} - x_1)^2 + \alpha'_1 A'_s (x_1 - a'_1)^2}{\frac{b_1 x_1^2}{2} + \frac{\alpha'_1}{\alpha'_2} \cdot \frac{b_2 x_1^2}{2} - \alpha'_1 A_{sp} (h_{01} - x_1) - \alpha'_1 A'_s (a'_1 - x_1)} = \\ & = \frac{\frac{100 x_1^3}{3} + \frac{10}{25} \cdot \frac{100 x_1^3}{3} + 10 \cdot 760 (350 - x_1)^2 + 10 \cdot 78,5 (x_1 - 30)^2}{\frac{100 x_1^2}{3} + \frac{10}{25} \cdot \frac{100 x_1^2}{3} - 10 \cdot 760 (350 - x_1) - 10 \cdot 78,5 (30 - x_1)} = \\ & = \frac{46,67 x_1^3 + 8385 x_1^2 - 5,367 \cdot 10^6 x_1 + 932 \cdot 10^6}{70 x_1^2 + 8385 x_1 - 2,684 \cdot 10^6}. \end{aligned}$$

Приравнивая правую и левую части уравнения (100) получим

$$x_1 - 47,9 = \frac{46,67x_1^3 + 838,5x_1^2 - 5,367 \cdot 10^6 x_1 + 932 \cdot 10^6}{70x_1^2 + 8385x_1 - 2,684 \cdot 10^6},$$

откуда $x_1 = 265$ мм.

Учитывая, что

$$N_{\text{пр}}(x_1 - 47,9) = \sigma_{b,\text{max}1} \left[\frac{b_1 x_1^2}{2} + \frac{\alpha'_1}{\alpha'_1} \cdot \frac{b_2 x_1^2}{2} - \alpha'_1 A_{sp} (h_{01} - x_1) - \alpha'_1 A'_s (\alpha'_1 - x_1) \right]$$

находим

$$\sigma_{b,\text{max}1} = \frac{N_{\text{пр}}(x_1 - 47,9)}{70x_1^2 + 8385x_1 - 2,684 \cdot 10^6} = 15,2 \text{ МПа.}$$

или

$$\sigma_{b,\text{max}1} = \frac{(258,4 + 53,8 \cdot 10^3)(256 - 47,9)}{70 \cdot 265^2 + 8385 \cdot 265 - 2,684 \cdot 10^6} = 15,2 \text{ МПа.}$$

Напряжения в бетоне усиления на уровне крайних сжатых волокон определяем по формуле (92), которая для рассматриваемого типа сечения приобретает вид

$$\sigma_{b,\text{max}2} = \sigma_{b,\text{max}1} \frac{\alpha'_1}{\alpha'_2} - \sigma_{b2}.$$

С учетом выражения (100) имеем

$$\sigma_{b,\text{max}2} = (\sigma_{b,\text{max}1} - \sigma'_{b1}) \frac{\alpha'_1}{\alpha'_2} = (15,2 - 7,38) \frac{10}{25} = 3,13 \text{ МПа.}$$

Напряжения в арматуре A_{sp}

$$\sigma_{s,\text{max}} = \alpha'_1 \sigma_{b,\text{max}1} \frac{h_{01} - x_1}{x_1} + \sigma_{sp} = 10 \cdot 15,2 \frac{350 - 265}{265} + 340 = 388,8 \text{ МПа.}$$

Вычисляем коэффициенты асимметрии цикла при $M_{2,\text{min}} = 0$

$$\sigma_{s,\text{min}} = \sigma_{s1} = 368 \text{ МПа; } \sigma_{b,\text{min}1} = \sigma'_{b1} = 7,38 \text{ МПа; } \sigma_{b,\text{min}2} = 0.$$

откуда по формулам (101)–(103) имеем

$$\rho_{b1} = 7,38/15,2 = 0,486; \rho_{b2} = 0/3,13 = 0; \rho_{b3} = 368/388,8 = 0,947.$$

По табл. 16 и 25 СНиП 2.03.01-84* находим $\gamma_{b1,1} = 0,943; \gamma_{b1,2} = 0,75; \gamma_{b1,3} = 0,931.$

Проверяем условия (88)–(90):

$$\sigma_{b,\text{max}1} = 15,2 \text{ МПа} < R_{b1} \gamma_{b1,1} = 22,0 \cdot 0,943 = 20,7 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_{h,\max 2} = 3,13 \text{ МПа} < R_{b2}\gamma_{b1,2} = 8,5 \cdot 0,75 = 6,38 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{r,\max} = 388,8 \text{ МПа} < R_r\gamma_{r3} = 680 \cdot 0,931 = 633 \text{ МПа}.$$

Таким образом, выносливость конструкции обеспечена.

Пример 11 (к пп. 3.2.31 и 3.2.34).

Исходные данные. Плита перекрытия по рис. 4, б имеет следующие характеристики: $b_1 = 200 \text{ мм}$; $h = 400 \text{ мм}$; $h_1 = 320 \text{ мм}$; $a_1 = 50 \text{ мм}$; $d_2 = 80 \text{ мм}$; $b'_j = 1500 \text{ мм}$; $R_{b,ser1} = 22 \text{ МПа}$; $R_{bt1} = 1,2 \text{ МПа}$; $R_{bt,ser1} = 1,8 \text{ МПа}$; $E_{b1} = 29 \cdot 10^3 \text{ МПа}$; предварительно напряженная арматура ($2\varnothing 28$) из стали класса А-V ($A_{s1} = A_{sp1} = 1232 \text{ мм}^2$; $R_{s,ser} = 785 \text{ МПа}$; $E_s = 190 \cdot 10^3 \text{ МПа}$); $R_{b,ser2} = 11 \text{ МПа}$; $R_{bt2} = 0,75 \text{ МПа}$; $R_{bt,ser2} = 1,15 \text{ МПа}$; $E_{b2} = 23 \cdot 10^3 \text{ МПа}$. Постоянная и длительная нагрузка (при $\gamma_f > 1$), приложенная к конструкции до включения в работу бетона усиления – равномерно распределенная $q_1 = 6,2 \text{ кН/м}$, нагрузка, действующая на конструкцию после включения в работу бетона усиления, – $q_2 = 15,5 \text{ кН/м}$. расчетный пролет $l = 5,7 \text{ м}$, длина зоны опирания $l_{sup} = 200 \text{ мм}$, усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь и $\gamma_{sp} = 1 - P = 271 \text{ кН}$, длина зоны передачи напряжения $l_p = 420 \text{ мм}$. Требования к трещиностойкости второй категории.

Требуется рассчитать конструкцию по образованию нормальных и наклонных трещин.

Расчет. Момент от внешней нагрузки, приложенной до приобретения бетоном усиления заданной прочности,

$$M_1 = \frac{6,2 \cdot 5,7^2}{8} = 25,2 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

то же, после приобретения бетоном усиления заданной прочности

$$M_2 = \frac{15,5 \cdot 5,7^2}{8} = 62,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определим геометрические характеристики приведенного сечения конструкции до включения в работу бетона усиления и после.

$$\alpha_1 = 190 \cdot 10^3 / (29 \cdot 10^3) = 6,55;$$

$$A_{red,1} = A_{b1} + \alpha_1 A_{sp1} = 200 \cdot 320 + 6,55 \cdot 1232 = 721 \cdot 10^2 \text{ мм}^2;$$

$$S_{red,1} = 0,5 \cdot 200 \cdot 320^2 + 6,55 \cdot 1232 \cdot 50 = 106,4 \text{ мм}^3;$$

$$y_1 = S_{red,1} / A_{red,1} = 106,4 \cdot 10^5 / (721 \cdot 10^2) = 148 \text{ мм};$$

$$I_{red,1} = (200 \cdot 300^3) / 12 + 200 \cdot 320 (0,5 \cdot 320 - 148)^2 + 6,55 \cdot 1232 (148 - 50)^2 =$$

$$= 6329 \cdot 10^5 \text{ мм}^4;$$

$$W_{red,1} = I_{red,1} / y_1 = 6329 \cdot 10^5 / 148 = 42,76 \cdot 10^5 \text{ мм}^3;$$

$$e_{op,1} = y_1 - a_1 = 148 - 50 = 98 \text{ мм};$$

$$\alpha_2 = 23 \cdot 10^3 / (29 \cdot 10^3) = 0,793;$$

$$A_{red} = A_{red,1} + \alpha_2 A_2 = 721 \cdot 10^2 + 0,793 \cdot 1500 \cdot 80 = 1672 \cdot 10^2 \text{ мм}^2;$$

$$S_{red} = S_{red,1} + \alpha_2 b'_j d_2 (h - 0,5 d_2) = 106,4 \cdot 10^5 + 0,793 \cdot 1500 \cdot 80 (400 - 0,5 \cdot 80) = 449 \cdot 10^5 \text{ мм}^3;$$

$$y_{red} = S_{red} / A_{red} = 449 \cdot 10^5 / (1672 \cdot 10^2) = 269 \text{ мм};$$

$$I_{red} = (b_1 h_1^3) / 12 + b_1 h_1 (0,5 h_1 - y_{red})^2 + \alpha_2 \left[(b'_j d_2^3) / 12 + b'_j d_2 (h - 0,5 d_2 - y_{red})^2 \right] +$$

$$+ \alpha_1 A_{sp,1} (y_{red} - a_1)^2 = (200 \cdot 320^3) / 12 + 200 \cdot 320 (0,5 \cdot 320 - 269)^2 + 0,793 \times$$

$$\times \left[(1500 \cdot 80^3) / 12 + 1500 \cdot 80 (400 - 0,5 \cdot 80 - 269)^2 \right] + 6,55 \cdot 1232 (269 - 50)^2 = 25320 \cdot 10^5 \text{ мм}^4;$$

$$W_{red} = I_{red} / y_{red} = 25320 \cdot 10^5 / 269 = 94,1 \cdot 10^5 \text{ мм}^3.$$

Определим положение нулевой линии приведенного сечения конструкции после усиления. Допустим, что балка попадает в сжатую зону конструкции, тогда условие (119) примет вид

$$\alpha_2 b'_j d_2 (x - 0,5 d_2) + 0,5 b_1 (x - 0,5 d_2)^2 - \alpha_1 A_{sp,1} (h_0 - x) - 0,5 (h_0 - x)^2 b_1 = 0$$

или

$$0,793 \cdot 1500 \cdot 80 (x - 0,5 \cdot 80) + 0,5 \cdot 200 (x^2 - 2 \cdot 80x + 80^2) - 6,55 \cdot 1232 \times$$

$$\times (400 - 50 - x) - 0,5 (400 - x)^2 \cdot 200 = 0,$$

откуда $x = 131,5 \text{ мм} > d_2 = 80 \text{ мм}$, т. е. принятое допущение оказалось верным.

По формуле (118) вычисляем

$$W_{pl} = \frac{2}{400 - 131,5} \left\{ 0,733 \left[\frac{1500 \cdot 80^3}{12} + 1500 \cdot 80 (131,5 - 0,5 \cdot 80)^2 \right] + \frac{200 (131,5 - 80)^3}{12} + \right.$$

$$\left. + \frac{200 (131,5 - 80)^3}{4} + 6,55 \cdot 1232 (400 - 50 - 131,5)^2 \right\} + \frac{200 (400 - 131,5)^2}{2} = 164 \cdot 10^3 \text{ мм}^3.$$

Вычислим величины r и r_1 . Определим напряжения в наиболее обжатых волокнах балки до включения в работу бетона усиления. В соответствии с п. 1.28 СНиП 2.03.01-84*:

$$\sigma_{bt} = \frac{P}{A_{red,1}} + \frac{Pe_{op,1}y_1}{I_{red,1}} - \frac{M_1y_1}{I_{red,1}} = \frac{271 \cdot 10^3}{721 \cdot 10^2} + \frac{271 \cdot 10^3 \cdot 98 \cdot 148}{6329 \cdot 10^5} - \frac{25,2 \cdot 10^6 \cdot 148}{6329 \cdot 10^5} = 4,08 \text{ Н/мм}^2 = 4,08 \text{ МПа.}$$

То же в наименее обжатых волокнах:

$$\sigma'_{bt} = \frac{P}{A_{red,1}} - \frac{Pe_{op,1}y_1}{I_{red,1}} - \frac{M_1y'_1}{I_{red,1}} = \frac{271 \cdot 10^3}{721 \cdot 10^2} - \frac{271 \cdot 10^3 (320 - 148) 98}{6329 \cdot 10^5} - \frac{25,2 \cdot 10^6 (320 - 148)}{6329 \cdot 10^5} = 3,39 \text{ Н/мм}^2 = 3,39 \text{ МПа.}$$

По формулам (111) и (112) находим

$$\sigma'_{b2} = [0,793(400 - 269)] / 269(4,08 + 2 \cdot 1,8) = 2,96 \text{ МПа;}$$

$$\varphi = 1,6 - 2,96 / 11 = 1,33 > 1 \text{ (принимаем } \varphi = 1),$$

а по формуле (110):

$$r = 1 \cdot \frac{94,1 \cdot 10^5}{1672 \cdot 10^2} = 56,3 \text{ мм.}$$

Таким же образом по формулам (117), (116) и (115)

$$\sigma'_b = (4,08 + 2 \cdot 1,8) \frac{320 - 269}{269} = 1,46 \text{ МПа;}$$

$$\varphi_1 = 1,6 - \frac{3,29 + 1,46}{22} = 1,38 > 1 \text{ (принимаем } \varphi_1 = 1);$$

$$r_1 = 1 \cdot \frac{42,76 \cdot 10^5}{721 \cdot 10^2} = 59,3 \text{ мм.}$$

Используя найденные значения r и r_1 из (114) получаем

$$M_{rp} = 271(98 + 59,3) \frac{56,3 \cdot 1672 \cdot 10^2}{42,76 \cdot 10^5} + 25,2 \left(1 - \frac{56,3 \cdot 1672 \cdot 10^2}{42,76 \cdot 10^5} \right) = 63,6 \cdot 10^3 \text{ кН} \cdot \text{мм} = 63,6 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Момент, воспринимаемый сечением конструкции при образовании нормальных трещин, в соответствии с формулой (113) равен

$$M_{cr} = 63,6 \cdot 10^6 + 1,8 \cdot 164 \cdot 10^5 = 93,1 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 93,1 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

По формуле (108) определяем

$$M_r = 25,2 + 62,9 = 88,1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Так как условие (107) выполняется ($M_r = 88,1 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{cr} = 93,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$), нормальные трещины не образуются.

Расчет по образованию наклонных трещин должен производиться в нескольких наиболее опасных сечениях по длине конструкции. В качестве примера рассмотрим возможность образования наклонных трещин в сечении на грани опоры, т. е. на расстоянии $(1/3)l_{sup}$ от оси опоры.

Поперечная сила и момент в расчетном сечении равны: до приобретения бетоном усиления заданной прочности

$$Q_1 = 0,5q_1 l - q_1 \frac{l_{sup}}{3} = 0,5 \cdot 6,2 \cdot 10^{-3} \cdot 5700 - 6,2 \cdot 10^{-3} \frac{200}{3} = 17,3 \text{ кН};$$

$$\begin{aligned} M_1 &= 0,5q_1 \frac{l_{sup}}{3} - 0,5q_1 \left(\frac{l_{sup}}{3} \right)^2 = \\ &= 0,5 \cdot 6,2 \cdot 10^{-3} \frac{200}{3} \left(5700 - \frac{200}{3} \right) = 1160 \text{ кН} \cdot \text{мм} = 1,16 \text{ кН} \cdot \text{м}, \end{aligned}$$

после приобретения бетоном усиления заданной прочности

$$Q_2 = 0,5q_2 l - q_2 \frac{l_{sup}}{3} = 0,5 \cdot 15,5 \cdot 10^{-3} \cdot 5700 - 15,5 \cdot 10^{-3} \frac{200}{3} = 43,1 \text{ кН};$$

$$\begin{aligned} M_2 &= 0,5q_2 \frac{l_{sup}}{3} - 0,5q_2 \left(\frac{l_{sup}}{3} \right)^2 = \\ &= 0,5 \cdot 15,5 \cdot 10^{-3} \frac{200}{3} \left(5700 - \frac{200}{3} \right) = 2910 \text{ кН} \cdot \text{мм} = 2,91 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Учитывая линейный закон изменения по длине зоны анкеровки, найдем величину усилия обжатия в расчетном сечении

$$\Delta P = P \frac{l_{sup}}{l_p} = 271 \frac{200}{420} = 129 \text{ кН}.$$

Так как балка попадает в сжатую зону, проверку по образованию наклонных трещин следует производить на уровне центра тяжести приведенного сечения конструкции до ее усиления, на уровне центра тяжести приведенного сечения конструкции после усиления, а также по линии примыкания сжатой полки к ребру.

Здесь ограничимся, в качестве иллюстрации, решением первой задачи. Две другие решаются аналогичным образом.

До приобретения бетоном усиления заданной прочности в соответствии с п. 4.11 СНиП 2.03.01-84^х имеем:
нормальные напряжения

$$\sigma_{x1} = \frac{\Delta P}{A_{red,1}} = \frac{129 \cdot 10^3}{721 \cdot 10^2} = 1,79 \text{ Н/мм}^2 = 1,79 \text{ МПа};$$

касательные напряжения при $S_1 = 29,58 \cdot 10^5 \text{ мм}^3$

$$\tau_{xy,1} = \frac{Q_1 A_1}{b_1 I_{red,1}} = \frac{17,3 \cdot 10^3 \cdot 29,58 \cdot 10^5}{200 \cdot 6329 \cdot 10^5} = 0,404 \text{ Н/мм} = 0,404 \text{ МПа};$$

напряжения от местного действия опорной реакции

$$F = 0,5q_1 l = 0,5 \cdot 6,2 \cdot 10^{-3} \cdot 5700 = 17,7 \text{ кН при } \alpha = \frac{x}{h_1} = \frac{200:3}{320} = 0,21$$

$$\text{и } \beta = \frac{y_1}{h_1} = \frac{148}{320} = 0,46;$$

$$\sigma_{x,loc} = \varphi_x \frac{F}{b_1 h_1} = 0,142 \frac{17,7 \cdot 10^3}{200 \cdot 320} = 0,039 \text{ Н/мм}^2 = 0,039 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{y,loc} = \varphi_y \frac{F}{b_1 h_1} = -0,69 \frac{17,7 \cdot 10^3}{200 \cdot 320} = -0,191 \text{ Н/мм}^2 = -0,191 \text{ МПа};$$

$$\tau_{loc} = \varphi_{xy} \frac{F}{b_1 h_1} = -0,089 \frac{17,7 \cdot 10^3}{200 \cdot 320} = -0,0246 \text{ Н/мм}^2 = -0,025 \text{ МПа}.$$

Значения коэффициентов $\varphi_x, \varphi_y, \varphi_{xy}$ определяются по табл. 39 Посobia по проектированию предварительного напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84^{*}).

$$\sigma_x = \frac{M_2 (y_{red} - y_1)}{I_{red}} = \frac{2910(269 - 148)}{25320 \cdot 10^5} = 0,14 \text{ Н/мм}^2 = 0,14 \text{ МПа}.$$

По формуле (126) при $y = y_1 = 148 \text{ мм} < 0,5h = 160 \text{ мм}$

$$x = \frac{l_{sup}}{3} = \frac{200}{3} = 67 \text{ мм} < 2,5y_1 = 370 \text{ мм}$$

$$\text{и } F = 0,5q_2 l = 0,5 \cdot 15,5 \cdot 10^{-3} \cdot 5700 = 44,2 \text{ кН}$$

$$\text{получим } \sigma_y = \frac{0,4 \cdot 44,2 \cdot 10^3}{200 \cdot 400} \left(\frac{400}{148} - 1 \right) \left(1 - 0,4 \frac{67}{148} \right) = 0,308 \text{ Н/мм}^2 = 0,308 \text{ МПа},$$

а по формуле (128)

$$\text{при } S = S_1 + \alpha_2 b'_1 d_2 (h_1 - y_1 + 0,5d_2) = 29,58 \cdot 10^3 + 0,793 \cdot 1500 \cdot 80 \times \\ \times (320 - 148 + 0,5 \cdot 80) = 231,3 \cdot 10^3 \text{ мм}^3;$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_2 S}{b_1 I_{red}} = \frac{43,1 \cdot 10^3 \cdot 231,3 \cdot 10^3}{200 \cdot 25320 \cdot 10^5} = 1,97 \text{ Н/мм}^2 = 1,97 \text{ МПа.}$$

Главные растягивающие и главные сжимающие напряжения на уровне центра тяжести приведенного сечения балки определяем по формуле (124)

$$\sigma_{m(mc)} = 0,5(-1,79 + 0,039 + 0,140 - 0,191 - 0,308) \pm \\ \pm \sqrt{(-1,79 + 0,039 + 0,140 + 0,191 + 0,308)^2 + 4(0,404 - 0,025 + 1,97)^2} = \\ = -1,055 \pm 2,414 \text{ МПа.}$$

коэффициент условий работы γ_{b4} — по формуле (123)

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - 3,47 \cdot 22}{0,2 + 0,01 \cdot 30} = 1,68 \text{ принимаем } \gamma_{b4} = 1.$$

Проверяем условие (122). Так как $\sigma_{mt} = 1,36 \text{ МПа} < 1 \cdot 1,8 \text{ МПа}$, наклонные трещины на уровне центра тяжести приведенного сечения балки не образуются.

Пример 12 (к пп. 3.2.37 и 3.2.38).

Исходные данные. Конструкция в виде плиты перекрытия по рис. 4, б загружена до усиления постоянной и длительной равномерно распределенной нагрузкой (при $\gamma_f = 1$) $q_1 = 18 \text{ кН/м}$, после усиления — $q_2 = 15 \text{ кН/м}$. Потери предварительного напряжения от ползучести бетона в конструкции до ее усиления на уровне центра тяжести сечения растянутой арматуры и на уровне крайнего сжатого волокна равны соответственно 195 МПа и 0; уровень обжатия $\sigma_{b1}/R_{bpr1} = 0,67$; требования по трещиностойкости третьей категории, $A_2 = 120 \cdot 10^3 \text{ мм}^2$; $I_2 = 640 \cdot 10^5 \text{ мм}^4$. Остальные данные приведены в примере 11.

Требуется рассчитать плиту по раскрытию нормальных трещин.

Расчет. Момент от внешней нагрузки, приложенной до включения в работу бетона усиления,

$$M_1 = q_1 l^2 / 8 = (18 \cdot 10^{-3} \cdot 5700^2) / 8 = 73,1 \cdot 10^3 \text{ кН} \cdot \text{мм} = 73,1 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

то же, после включения в работу бетона усиления

$$M_2 = q_2 l^2 / 8 = 15 \cdot 10^{-3} \cdot 5700^2 / 8 = 60,9 \cdot 10^3 \text{ кН} \cdot \text{мм} = 60,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Проверяем трещиностойкость конструкции до ее усиления. В соответствии с пп. 4.5 и 4.7 СНиП 2.03.01-84^x находим

$$M_{cr,1} = R_{bt,ser1} W_{pl,1} + M_{rp,1} = 1,8 \cdot 74,83 \cdot 10^5 + 42,63 \cdot 10^6 = 56,1 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

где

$$W_{pl,1} = 1,75 W_{red,1} = 1,75 \cdot 42,76 \cdot 10^5 = 74,83 \cdot 10^5 \text{ мм}^3;$$

$$W_{rp,1} = P(e_{op,1} + r_1) = 271 \cdot 10^3 (98 + 59,3) = 42,6 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Так как $M_{cr,1} = 56,1 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_1 = 73,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$, в конструкции со стороны растянутых волокон имеются трещины.

В соответствии с пп. 4.28 и 4.29 СНиП 2.03.01-84^x находим

$$\delta_1 = \frac{M_1}{b_1 h_{01}^2 R_{bt,ser1}} = \frac{73,1 \cdot 10^6}{200 \cdot 270^2 \cdot 22} = 0,228;$$

$$e_{s,ser1} = \frac{M_1}{P} = \frac{73,1 \cdot 10^6}{271^2 \cdot 10^3} = 270 \text{ мм};$$

$$\xi_1 = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \cdot 0,223}{10 \cdot 0,0228 \cdot 6,55}} + \frac{1,5}{11,5 \frac{270}{270} - 5} = 0,54;$$

$$x_1 = \xi_1 h_{01} = 0,54 \cdot 270 = 145,8 \text{ мм};$$

$$z_1 = h_{01} (1 - 0,5 \xi_1) = 270 (1 - 0,5 \cdot 0,54) = 197,1 \text{ мм};$$

$$\psi_{s1} = 1,25 - 0,8 \cdot 0,442 - \frac{1 - 0,442^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,442) \cdot 1,5} = 0,698,$$

где

$$\frac{e_{s,ser1}}{h_{01}} = \frac{270}{270} = 1 < \frac{1,2}{\varphi_{ls}} = \frac{1,2}{0,8} = 1,5;$$

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser1} W_{pl,1}}{M_1 - M_{rp,1}} = \frac{1,8 \cdot 74,83 \cdot 10^5}{(73,1 - 42,63) \cdot 10^6} = 0,442.$$

Ширину раскрытия трещин определяем по формулам пп. 4.14 и 4.15 2.03.01-84*:

$$a_{кр,л} = \delta \varphi_l \frac{\sigma_{sl}}{E_s} \cdot 20(3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d} = 1 \cdot 1,3 \cdot 1 \frac{81}{19 \cdot 10^4} 20(3,5 - 100 \cdot 0,02) \sqrt[3]{28} = 0,051 \text{ мм},$$

где $\varphi_l = 1,6 - 15\mu = 1,3$ (при $\mu = \mu_{\max} = 0,02$),

$$\sigma_{sl} = \frac{M_l}{A_{sl} z_l} - \frac{P}{A_{sl}} = \frac{73,1 \cdot 10^6}{1232 \cdot 197,1} - \frac{271 \cdot 10^3}{1232} = 81 \text{ МПа}.$$

Кривизна конструкции до включения в работу бетона усиления при продолжительном действии нагрузки, в соответствии с п. 4.27 СНиП 2.03.01-84^х, равна

$$\begin{aligned} (1/r)_{3,л} &= \frac{M_l}{h_{0l} z_l} \left(\frac{\psi_{sl}}{E_{sl} A_{sl}} + \frac{\psi_b}{\xi_l b h_{0l} E_{bl} \nu_b} \right) - \frac{P \psi_{sl}}{h_{0l} E_{sl} A_{sl}} = \\ &= \frac{73,1 \cdot 10^6}{270 \cdot 197,1} \left(\frac{0,698}{19 \cdot 10^4 \cdot 1232} + \frac{0,9}{0,54 \cdot 200 \cdot 270 \cdot 29 \cdot 10^3 \cdot 0,15} \right) - \frac{271 \cdot 10^3 \cdot 0,698}{270 \cdot 19 \cdot 10^4 \cdot 1232} = \\ &= 108,5 \cdot 10^{-7} \text{ мм}^{-1}, \end{aligned}$$

а кривизна при выгибе вследствие усадки и ползучести бетона

$$(1/r)_{4,л} = \frac{\varepsilon_{bl} - \varepsilon'_{bl}}{h_{0l}} = \frac{10,26 \cdot 10^{-4}}{270} = 38 \cdot 10^{-7} \text{ мм}^{-1},$$

где

$$\varepsilon_{bl} = \frac{\sigma_{bl}}{E_{sl}} = \frac{195}{19 \cdot 10^4} = 10,26 \cdot 10^{-4}; \quad \varepsilon'_{bl} = 0.$$

Полная кривизна конструкции

$$(1/r)_l = (1/r)_{3,л} - (1/r)_{4,л} = 108,5 \cdot 10^{-7} - 38 \cdot 10^{-7} = 70,5 \cdot 10^{-7} \text{ мм}^{-1}.$$

Определим ширину раскрытия трещин в конструкции после включения в работу бетона усиления. По формулам (141), (142) и (134), (135) находим

$$M_f = 0,85 \cdot 0,793 \cdot 29 \cdot 10^3 \cdot 640 \cdot 10^5 \cdot 70,5 \cdot 10^{-7} = 8,82 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

$$N_f = 0,85 \cdot 0,793 \cdot 29 \cdot 10^3 \cdot 120 \cdot 10^3 (145,8 + 80 - 40) \cdot 70,5 \cdot 10^{-7} = 3073 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

$$M = 73,1 \cdot 10^6 + 60,9 \cdot 10^6 + 8,82 \cdot 10^6 + 3073 \cdot 10^3 (350 - 40) = 1095 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

$$N_{tot} = 271 \cdot 10^3 + 3073 \cdot 10^3 = 3344 \cdot 10^3 \text{ Н},$$

а по формулам (156) и (160)–(162)

$$\varphi_d = \frac{(1500 - 200) \cdot 80}{200 \cdot 350} = 1,486;$$

$$\delta = \frac{1095 \cdot 10^6}{200 \cdot 350^2 \left(22 \frac{721 \cdot 10^2}{1672 \cdot 10^2} + 11 \frac{120 \cdot 10^3 \cdot 0,793}{1672 \cdot 10^2} \right)} = 2,84;$$

$$\lambda = 1,486 \left(1 - \frac{80}{2 \cdot 350} \right) = 1,316;$$

$$e_{s, \text{мр}} = \frac{1095 \cdot 10^6}{3344 \cdot 10^3} = 327 \text{ мм.}$$

По формулам (158) и (154) определяем

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(2,84 + 1,316)}{10 \cdot 0,0185 \cdot 6,55}} + \frac{1,5 + 1,486}{11,5 \frac{327}{350} - 5} = 0,570,$$

где

$$\mu_{\text{ред}} = \frac{A_{s1}}{A_{\text{ред}}} = \frac{1232}{200 \cdot 270 + 0,793 \cdot 200 \cdot 80} = 0,0185;$$

$$z = 350 \left[1 - \frac{80 / (350 \cdot 1486) + 0,57^2}{2(1,486 + 0,57)} \right] = 293,4 \text{ мм.}$$

Напряжения в растянутой арматуре подсчитываем по формуле (133)

$$\sigma_s = \frac{1095 \cdot 10^6 - 3344 \cdot 293,4 \cdot 10^3}{1232 \cdot 293,4} = 315 \text{ МПа.}$$

Полная ширина раскрытия нормальных трещин (см. формулу (140))

$$a_{\text{крс}} = 0,051 \left(1 + \frac{315 - 81}{0,698 \cdot 81} \right) = 0,26 \text{ мм} < |a_{\text{крс}}| = 0,4 \text{ мм.}$$

Пример 13 (к п. 3.2.44)

Исходные данные. При условиях примера 12 определить кривизну конструкции (рис. 4, б) в сечении с максимальным изгибающим моментом.

Расчет. Используя полученные в примере 12 результаты по формуле (164) находим

$$\varphi_{m1} = \frac{(73,1 - 42,46) \cdot 10^6}{(73,1 - 42,63 + 60,9 \cdot 197,1 / 293,4) \cdot 10^6} = 0,427.$$

После включения в работу бетона усиления на конструкцию действует кратковременная нагрузка. Поэтому определяем значение ψ_s по формуле (163)

$$\psi_s = 1 - 1,1(1 - 0,0698) 0,427 = 0,858.$$

По формуле (153) вычисляем кривизну конструкции

$$(1/r) = \frac{1095 \cdot 10^6}{350 \cdot 293,4} \left[\frac{0,858}{10 \cdot 10^4 \cdot 1232} + \frac{0,9}{(1,486 + 0,57) 200 \cdot 350 \cdot 29 \cdot 10^3} \right] -$$

$$\frac{3344 \cdot 10^3 \cdot 0,858}{350 \cdot 19 \cdot 10^4 \cdot 1232} = 92 \cdot 10^{-7} \text{ мм}^{-1};$$

$$f_m = 0,104(1/r)l^2 = 0,104 \cdot 92 \cdot 10^{-7} \cdot 5700^2 = 31 \text{ мм}.$$

Пример 14 (к п. 3.3.9).

Исходные данные. Сечение сборной железобетонной балки = 250·250 мм: пролет – 6 м; $R_{b1} = 16$ МПа; продольная арматура в растянутой зоне – 4Ø22 А–III ($A_{s1} = 1520 \text{ мм}^2$); $R_s = 365$ МПа; продольная арматура в сжатой зоне – 2Ø12 А–II ($A'_{s1} = 226 \text{ мм}^2$); $R_{sc1} = 280$ МПа; $a_1 = 30$ мм; $a'_1 = 25$ мм; $h_1 = 470$ мм; $y'_1 = 250$ мм. Балка рассчитана на нагрузку $q = 45$ кН/м, в том числе на постоянную нагрузку 20 кН/м. Несущая способность балки по моменту и поперечной силе: $M_{1u} = 215,8$ кН·м; $Q_{1y} = 195$ кН.

После реконструкции цеха нагрузка на балку должна возрасти до 70 кН/м. С учетом этого будем иметь $(M_1 + M_2) = 70 \cdot 6^2 / 8 = 315$ кН·м и $(Q_1 + Q_2) = 70 \cdot 3 = 210$ кН. Расчет по несущей способности в соответствии с разд. 3 2.03.01-84* говорит о том, что балка требует усиления.

Расчет. Усиление производится горизонтальной затяжкой (рис. 15). В соответствии с формулой (172)

$$A_{s2} = \frac{315 \cdot 1520}{215,8 \cdot 0,8} - 1520 = 1080 \text{ м}^2,$$

т. е. примерно 2Ø25 ($A_{s2} = 980 \text{ мм}^2$).

По формуле (169) определяем сжимающую силу N в предельном состоянии

$$N = 0,8 \cdot 980 \cdot 3650 = 292 \text{ кН.}$$

По формуле (171) находим опорный разгружающий момент

$$M_{dis} = 292(500 - 250) = 72 \text{ кН}\cdot\text{м,}$$

а по формуле (170) — расчетный изгибающий момент в пролете

$$M = 315 - 72 = 243 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Проверяем несущую способность балки после ее усиления:

по формуле (173) $e_0 = 243/292 = 0,87 \text{ м} = 870 \text{ мм};$

по формуле (175) $e' = 870 - 250 + 30 = 650 \text{ мм};$

из условия равенства нулю суммы моментов всех внутренних сил относительно точки приложения силы N имеем

$$16 \cdot 250x(1090 - 470 + 0,5x) - 3650 \cdot 1520 \cdot 1090 + 280 \cdot 226 \cdot 650 = 0,$$

или $x^2 + 124x - 2620 = 0,$

откуда $x = 185 \text{ мм};$

из уравнения моментов внешних и внутренних сил относительно арматуры A_{s1}

$$N = \frac{16 \cdot 25 \cdot 185(470 - 92) + 280 \cdot 226(470 - 30)}{1090} = 282 \text{ кН.}$$

т. е. балка обладает достаточно несущей способностью.

Пример 15 (к п. 3.3.10).

Исходные данные. Консольная балка прямоугольного сечения длиной $l = 3 \text{ м}$ (рис. 17); $R_{b1} = 11,5 \text{ МПа}; R_{bt1} = 0,9 \text{ МПа}; b_1 = 300 \text{ мм}; h_1 = 600 \text{ мм}; a_1 = a'_1 = 50 \text{ мм}; h_{01} = 550 \text{ мм};$ арматура класса А–II ($R_{s1} = 257 \text{ МПа}; A_{s1} = 1256 \text{ мм}^2; R_{sc1} = 204 \text{ МПа}; A'_{s1} = 314 \text{ мм}^2$); поперечная арматура диаметром 10 мм с шагом $s_1 = 200 \text{ мм}; A_{sw1} = 314 \text{ мм}^2; R_{sw1} = 163 \text{ МПа}$. Несущая способность балки до усиления $M_{1w} = 165 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Балка усиливается диагональной затяжкой из арматуры класса Ат–IV ($R_{s2} = 510 \text{ МПа}; A_{s2} = 726 \text{ мм}^2$): $h_{02} = 650 \text{ мм}; y_1 = 0,5h_1 = 300 \text{ мм};$ угол наклона затяжки к оси балки φ составляет 13° ($\cos 13^\circ = 0,97; \text{tg} 13^\circ = 0,2165$). Сосредоточенная нагрузка на свободном конце консоли в момент усиления составляет 50 кН, после усиления — 100 кН.

Требуется проверить прочность балки по нормальным и наклонным сечениям.

Расчет. По формуле (169) при $\gamma_{ix} = 0,7$ находим усилие преднапряжения в затяжке

$$N = 0,7 \cdot 726 \cdot 510 = 259 \text{ кН.}$$

По формулам (179) и (180) определяем разгружающую сжимающую силу в затяжке в предельном состоянии в конце консоли и разгружающий концевой момент

$$V_{dis} = 269 \sin 13^\circ = 56 \text{ кН};$$

$$M_{dis} = 259 \cos 13^\circ \cdot 300 = 78 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

а по формуле (181) — расчетный изгибающий момент в заделке

$$M = 100 \cdot 3 - 78 - 56 \cdot 3 = 53 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Выполняем проверку прочности конструкции как внецентренно сжатого элемента с учетом влияния затяжки при $e_0 = 53/260 = 204 \text{ мм}$ и $e = 210 + 300 - 50 = 400 \text{ мм}$.

Так как

$$x = \frac{N + R_{s1} A_{s1}}{R_{b1} b_1} = 169 \text{ мм},$$

то

$$R_{b1} b_1 x (h_{01} - 0,5x) = 11,5 \cdot 300 \cdot 169 (550 - 0,5 \cdot 169) = 271 \text{ кН}\cdot\text{м} > Ne = 260 \cdot 460 = 120 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Поперечная сила в предельном состоянии в результате влияния затяжки уменьшается и составляет

$$Q = (100 - 56,3) = 43,7 \text{ кН};$$

$$q_{sw} = \frac{R_{sw1} A_{sw1}}{s_1} = 256 \text{ кН/м};$$

$$\varphi_{b2} = 2;$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} R_{bt1} b_1 h_{01}}{q_{sw}}} = 799 \text{ мм} < 2h_{01} = 1100 \text{ мм};$$

$$\varphi_{b3} = 0,6;$$

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b3} R_{bt1} b_1 h_{01} = 89,1 \text{ кН};$$

$$Q_u = Q_{b,\min} + q_{sw} c_0 = 294 \text{ кН} > Q = 43,7 \text{ кН}.$$

Таким образом, из приведенных расчетов следует, что балка обладает чрезмерной прочностью как по нормальным сечениям, так и по наклонным сечениям и, следовательно, с точки зрения рассматриваемых в примере задач величину A_{s2} можно существенно уменьшить, а класс арматуры затяжки снизить.

Пример 16 (к п. 3.3.12).

Исходные данные приведены в предыдущем примере. Дополнительные данные: усиление осуществляется с помощью шпренгеля (рис. 18); $a = 1500$ мм; $b = 3000$ мм; $c = 200$ мм; $h_{02} = 510$ мм; $A_{s2} = 980$ мм² (2Ø25); $\operatorname{tg}\varphi = 510/1500 = 0,34$; $\varphi = 18^\circ 50'$; $M_1 = 215,8$ кН·м; $M_1 + M_2 = 315$ кН·м; $Q_1 + Q_2 = 210$ кН; $\sigma_{sp} = 100$ МПа.

Расчет. По формуле (183) определяем распор в шпренгеле в предельном состоянии

$$H = \frac{315 \cdot 10^6 - 215,8 \cdot 10^6}{510} + 100 \cdot 980 = 234 \text{ кН} < 980 \cdot 365 = 266 \text{ кН}.$$

По формуле (184) определяем усилие, действующее на балку от шпренгеля

$$V_{dis} = H \cdot \operatorname{tg}\varphi = 234 \cdot 0,34 = 81 \text{ кН}.$$

По формуле (185) находим опорный момент

$$M_{dis} = H \cdot c = 240 \cdot 0,2 = 46,8 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

а по формулам (186) и (187) — расчетный изгибающий момент, действующий на балку, и расчетную поперечную силу

$$M = 315 + 46,8 + 81 \cdot 1,5 = 241 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$Q = Q_1 + Q_2 - V_{dis} = 210 - 81 = 130 \text{ кН} < 135 \text{ кН}.$$

Проверяем несущую способность балки.

В соответствии с формулой (188) имеем $e_0 = 241/234 = 1,03$ м = 1030 мм, а по формулам (174) и (175)

$$e = 1030 + 470 - 250 = 1250 \text{ мм};$$

$$e' = 1030 - 250 + 30 = 810 \text{ мм}.$$

Из равенства нулю суммы моментов всех внутренних сил относительно точки приложения силы N получим

$$16 \cdot 250x (1250 - 470 + 0,5x) - 365 \cdot 520 \cdot 1250 + 280 \cdot 226 \cdot 810 = 0$$

или

$$x^2 + 156x - 2960 = 0,$$

откуда $x = 170$ мм.

Из уравнения моментов внешних и внутренних сил

$$N = \frac{16 \cdot 250 \cdot 170(470 - 85) + 280(470 - 30)}{1250} = 234 \text{ кН},$$

т. е. балка обладает достаточной несущей способностью.

Пример 17 (к п. 3.3.15).

Исходные данные. Центральна нагруженная сборная колонна сечением $b_1h_1 = 300 \cdot 300$ мм армирована 4Ø20 А-I ($A'_{s1} = 1256 \text{ мм}^2$); высота колонны $l = 3,6$ м; $R_{b1} = 8$ МПа. После реконструкции колонна должна воспринимать нагрузку $N = 1400$ кН.

Требуется рассчитать конструкцию усиления в виде двухветвевых преднапряженных распорок (рис. 105 прил. 1).

Расчет. По табл. 31 СНиП 2.03.01-84* приведенная высота колонны $l_0 = l = 3600$ мм.

1. Определяем несущую способность усиленной колонны, вычисляв предварительно коэффициент продольного изгиба φ . Так как $l_0/b_1 = 3600/300 = 12$, по табл. 1 имеем $\varphi = 0,96$.

По формуле (189) отыскиваем предельную нагрузку, которую колонна может нести без усиления,

$$N_{iu} = 0,96 (8 \cdot 300 \cdot 300 + 280 \cdot 1256) = 1030 \text{ кН.}$$

Степень перегрузки колонны (см. формулу 190))

$$1400 - 1030 = 370 \text{ кН.}$$

2. По формуле (191) находим необходимую площадь поперечного сечения распорки (одной ветви) из ст. 3:

$$A_{s2} = \frac{370}{2 \cdot 0,96 \cdot 0,75 \cdot 2100} = 1040 \text{ мм}^2.$$

Принимаем две распорки из двух уголков 75·75·5 ($A_{s2} = 1222 \text{ мм}^2$).

3. По формуле (192) определяем поперечную силу для расчета соединительных планок распорок

$$Q_{fix} = 20 \cdot 1222 = 2440 \text{ кН,}$$

а в соответствии с разд. 5 и 11 СНиП 11-23-81* — срезающую силу и изгибающий момент, действующий на планку, по которым подбирают сечения планок и производят проверку сварных швов планок по их торцам на срез и на действие изгибающего момента.

4. Рассчитываем распорку на устойчивость при вводе ее в напряженное состояние. При этом длина распорки рассчитывается от упора до места перегиба.

При минимальном радиусе инерции $i_x = 238$ мм в соответствии с формулой (193)

$$\lambda = 0,5 \cdot 3600/238 = 75,7.$$

По табл. 72 СНиП 11-23-81* при $\lambda = 75,7$ $\varphi = 0,78$.

Предварительное напряжение в распорке будет $\sigma_{sp} = R_y \varphi = 2100 \times 0,78 = 164$ МПа.

Поскольку такая величина напряжений в распорке не требуется, принимаем $\sigma_{sp} = 70 \text{ МПа} < 164 \text{ МПа}$.

По рис. 19 определяем уклон распорок при монтаже $i_{\max} = 0,026$. При этом уклоне в месте перегиба распорка будет отстоять от грани колонны на

$$a = i \frac{l}{2} = 0,026 \frac{3600}{2} = 47 \text{ мм.}$$

Пример 18 (к п. 3.3.16)

Исходные данные. Внецентренно нагруженная (с большим эксцентриситетом) сборная колонна сечением $b_1 h_1 = 400 \cdot 700 \text{ мм}$ (рис. 20) армирована $4\varnothing 22 \text{ А-II}$ ($A_{s1} = 1521 \text{ мм}^2$) и $3\varnothing 18 \text{ А-I}$ ($A_{s1} = 763 \text{ мм}^2$); высота колонны $l = 6,5 \text{ м}$; $R_{b1} = 8 \text{ МПа}$; $a_1 = a'_1 = 40 \text{ мм}$. После реконструкции колонна должна воспринимать нагрузку $N = 1100 \text{ кН}$ и $M = 500 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Требуется рассчитать конструкцию усиления в виде двухветвевой преднапряженной распорки.

Расчет.

1. Из расчета по несущей способности колонны без усиления при действии на нее новых нагрузок (см. п. 3.21 СНиП 2.03.01-84*) имеем: $e_0 = M/N = 1980 \text{ мм}$ и $\eta = 1,1$, поэтому

$$e'_0 = \eta e_0 = 1,1 \cdot 1980 = 2178 \text{ мм};$$

$$e = e_0 + 0,5h - a_1 = 1980 + 0,5 \cdot 700 - 40 = 1410 \text{ мм};$$

$$e' = e'_0 - 0,5h + a'_1 = 2178 - 0,5 \cdot 700 + 40 = 1548 \text{ мм};$$

и $N_{1u} = 930 \text{ кН} < 1100 \text{ кН}$, т. е. требует усиление.

2. Определяем необходимое поперечное сечение распорки A_{s2} вычислив предварительно величину x по формуле (197), где $e'' = 500 - 0,5 \cdot 700 + 30 = 180 \text{ мм}$:

$$1100 \cdot 10^3 \cdot 180 + 8 \cdot 400x(810 - 700 - 180) + 0,5 \cdot 8 \cdot 400x^2 + 2800 \cdot 763(190 - 180) - 2800 \cdot 1521(810 - 180) = 0,$$

откуда $x = 240 \text{ мм}$.

По формуле (201)

$$A_{s2} = \frac{1100 \cdot 10^3}{0,75 \cdot 2100} + \frac{2100 \cdot 1521}{0,75 \cdot 2800} - \frac{2100 \cdot 763}{0,75 \cdot 2800} - \frac{8 \cdot 400 \cdot 240}{0,75 \cdot 2100} = 2340 \text{ мм}^2.$$

Принимаем распорку из $2\text{L}100 \cdot 63 \cdot 8$ ($A_{s2} = 2520 \text{ мм}^2$).

3. Расчет соединительных планок осуществляется аналогично указанному в предыдущем примере.

Проверим устойчивость распорки при вводе ее в напряженное состояние:

при $i_x = 31,8$ мм

$$\lambda_x = \frac{0,5l}{i_x} = \frac{0,5 \cdot 6500}{31,8} = 102.$$

По табл. 72 СНиП 11-23-81* при $\lambda = 102$ $\varphi = 0,59$.

Предварительное напряжение в распорке будет $\sigma_{sp} = R_y \varphi = 2100 \times 0,59 = 124$ МПа. Так как такая величина преднапряжения в распорке не требуется, принимаем $\sigma_{sp} = 90$ МПа.

Находим по рис. 19 уклон распорки $i = 0,03$. Максимальное расстояние распорки от грани колонны в месте ее перегиба будет

$$a = i \frac{l}{2} = 0,03 \frac{6500}{2} = 97 \text{ мм.}$$

Пример 19 (к п. 3.3.16).

Исходные данные. Внецентренно нагруженная (с малым эксцентриситетом) сборная колонна (рис. 20) армирована 3Ø18 А—II ($A'_{s1} = 763 \text{ мм}^2$) и 3Ø25 А—II ($A_{s1} = 1470 \text{ мм}^2$) с $R_{s1} = R_{sc1} = 280$ МПа; высота колонны $l = 7,5$ м; $R_{b1} = 8$ МПа; $a_1 = \alpha'_1 = 40$ мм; $a' = 30$ мм; $h_0 = 560$ мм. После реконструкции колонна должна воспринимать нагрузку $N_l = 2200$ кН; $N_{sh} = 0$; $M_l = 200$ кН·м; $M_{sh} = 35$ кН·м.

Требуется рассчитать конструкцию усиления в виде двухветвевой распорки преднапряженной.

Расчет.

1. Из расчета по несущей способности колонны без усиления при действии на нее новых нагрузок (см. п. 3.24 СНиП 2.03.01-84*) получим: $\eta = 1,51$; $e'_0 = \eta e_0 = 1,51 \cdot 103 < 0,3h_0 = 168$ мм (т. е. имеет место малый эксцентриситет). Кроме того

$$e = e'_0 + 0,5h - a_1 = 157 + 0,5 \cdot 600 - 40 = 417 \text{ мм}$$

$$\text{и } N = 1460 \text{ кН} < N_{pl} = 2200 \cdot 0,97 = 2270 \text{ кН.}$$

2. Определяем необходимую площадь поперечного сечения распорки, устанавливаемой в сжатой зоне колонны. Для распорки принимаем уголковую сталь Ст. 3.

По формуле (203)

$$A_{s2} = \frac{2270 \cdot 10^3 \cdot 417 - 0,5 \cdot 8 \cdot 400 \cdot 560^2 - 2800 \cdot 763(560 - 40)}{0,75 \cdot 2100(560 - 30)} = 3378 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2L100·63·10 ($A_{s2} = 3100 \text{ мм}^2$).

3. Соединительные планки рассчитываются аналогично изложенному в предыдущих примерах.

Производим проверку устойчивости распорки при вводе ее в напряженное состояние:

$$\text{при } i_r = 31,5 \quad \lambda_r = \frac{0,5l}{i_r} = \frac{0,5 \cdot 7500}{31,5} = 119;$$

по табл. 72 СНиП 11-23-81* при $\lambda = 119$ $\varphi = 0,45$, напряжение в монтируемой ветви будет $\sigma_{sp} = R_y \varphi = 210 \cdot 0,45 = 94,5 \text{ МПа}$.

По найденному значению σ_{sp} пользуясь рис. 19 определяем $i = 0,03$. При этом уклоне распорка будет отстоять в месте перегиба от грани колонны на расстоянии $a = 112 \text{ мм}$.

Пример 20 (к п. 4.3.9)

Требуется рассмотреть возможность надстройки существующего 4-этажного бесподвального здания с двумя этажами. Здание возведено на просадочном основании 1 типа по просадочности с помощью толщи $H_{sl} = 6,2 \text{ м}$.

Подготовка основания выполнена в виде уплотненного грунтового слоя толщиной $h_{sl} = 1,2 \text{ м}$.

Ширина подошв фундаментов здания составляет:

под наружными стенами $b_n = 0,6 \text{ м}$;

под внутренней стеной $b_n = 1,0 \text{ м}$.

Глубина заложения фундаментов $d = 1,0 \text{ м}$.

Нагрузки на подошве фундаментов:

наружных стен — $N_n = 13,0 \text{ т/пм}$

внутренней $N_n = 26,0$

Давление на основание под подошвами фундаментов составляют:

наружных — $p_n = 13,0/0,5 \cdot 1,0 = 26 \text{ т/м}^2$ (260 кПа)

внутренних — $p_n = 25,0/1,0 \cdot 1,0 = 25$ (250 кПа)

Характеристики грунтов уплотненного слоя:

удельный вес $\gamma = 1,95 \text{ т/м}^3$

удельный вес скелета $\gamma_{ск} = 1,70 \text{ т/м}^3$

степень влажности $S_r = 0,5$

угол внутреннего трения $\varphi = 22^\circ$

сцепления $c^u = 35 \text{ кПа}$ (0,35 кг/см²)

То же, просадочных грунтов ниже уплотненного слоя:

природная влажность $\omega = 18\%$

удельный вес $\gamma = 2,7 \text{ т/м}^3$

удельный вес скелета $\gamma_{ск} = 1,47 \text{ т/м}^3$

степень влажности $S_r = 0,60$
относительная просадочность $\varepsilon_{se} = 0,026...0,028$ (при давлении
 $p = 2 \text{ кгс/м}^2$)
среднее начальное просадочное давление $p_{st} = 100 \text{ кПа}$ (1 кгс/см^2).

При проектировании величина возможной просадки основания и ее возможная неравномерность не вычислялись, так как предполагалось, что при соблюдении условия $p_{н,в} \leq R$ такая проверка **не требуется** (здесь R – расчетное сопротивление грунтов уплотненного слоя).

Расчетные сопротивления грунтов уплотненного слоя, вычисленные по формуле (7) СНиП 2.02.01-83, равны (вычисления не приводятся):

под наружными фундаментами $R_n = 30,2 \text{ т/м}^2$ (302 кПа)

под внутренним $R_v = 30,8$ (308 кПа).

Здание не имеет значительных деформаций и повреждений, что дало основание полагать, что надстройка 2-х этажей может быть выполнена без расчетных проверок основания на просадочность (см. выше).

При надстройке двух этажей с заменой существующих деревянных перекрытий и утеплением наружных стен нагрузка на фундаменты достигнет:

под наружные стены – $N_n = 24,2 \text{ т/пм}$;

под внутренние – $N_v = 36,7 \text{ т/пм}$.

В этом случае давления на грунт под существующими фундаментами

– наружных стен

$$p_n = 24,2/0,6 \cdot 1,0 = 40,3 \text{ т/м}^2 > 30,2 \text{ т/м}^2 (+33\%);$$

– внутренней стены:

$$p_v = 36,7/1,0 \cdot 1,0 = 36,7 \text{ т/м}^2 > 30,8 \text{ т/м}^2 (+19\%).$$

В связи с этим принято решение об усилении (уширении) подошв существующих фундаментов до $b_n = 0,8 \text{ м}$ (под наружными стенами) и $b_v = 1,2 \text{ м}$ (под внутренней). Соответственно снизятся давления на грунт до:

под наружными стенами

$$p_n = 24,2/0,8 \cdot 1,0 = 30,25 \text{ т/м}^2 < 32,9 \text{ т/м}^2;$$

под внутренней стеной

$$p_v = 36,7/1,2 \cdot 1,0 = 30,6 \text{ т/м}^2 < 33,4 \text{ т/м}^2;$$

С точки зрения проверки по расчетным сопротивлениям все благополучно. Однако нужно проанализировать ситуацию с точки зрения возможной просадки основания ниже грунтовой подушки, ее величины и неравномерности оседаний фундаментов здания. Сум-

марные сжимающие давления по глубине основания (ниже подошвы уплотненного слоя, расчет не приводится) составляют [1, 19]:

$$\sigma_z = \sigma_{zg} + \sigma_{zp} = 29,0 \dots 15,0 \text{ т/м}^2 \text{ (150 кПа)} > p_{st} = 10 \text{ т/м}^2 \text{ (100 кПа)}.$$

Следовательно, при замачивании основания сверху или при подъеме уровня подземных вод просадка может происходить по всей глубине толщи:

$$h_{st} = H_{st} - (d + h_{st}) = 6,2 - (1,8 + 0,8) = 4 \text{ м}$$

и возможная величина просадки достигнет

$$S_{st,p} = 400 \cdot 0,027 = 10,8 \text{ см.}$$

При локальных утечках воды в грунт (т. е. под частью здания) возможная неравномерность оседаний фундаментов здания может составлять (с учетом распределяющей способности грунтовой подушки)

$$S/L = (S_{st,p} - kS_{st,p})/L = 0,015 \dots 0,010 > i = [0,0020],$$

где k — коэффициент неравномерности проседания основания при наличии распределяющего грунтового слоя, принимаемый равным 0,25 (при группе сложности условий строительства 1—Б) и 0,5 (при группе 1—А) [1].

L — расстояние между смежными фундаментами;

i — предельная относительная разность осадок (просадок) смежных фундаментов для данного типа здания согласно табл. 3.5, приложение 3 [1].

Очевидно, что уширение фундаментов из условия $p \leq R$ на кровле уплотненного грунтового слоя не обеспечивает эксплуатационной надежности здания, из чего может быть сделан вывод о недопустимости надстройки данного здания без ликвидации просадочных свойств грунтов.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ	3
ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ	4
1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ	5
2. КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ РЕШЕНИЯ УСИЛЕНИЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	6
2.1. Основные способы усиления. Общая характеристика	6
2.2. Основные виды разгружающих элементов. Область применения	7
2.3. Основные виды усиления бетоном и железобетоном. Область применения	13
3. РАСЧЕТ УСИЛИВАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	19
3.1. Основные расчетные положения	19
3.2. Расчет конструкций, усиливаемых бетоном и железобетоном	20
3.3. Расчет конструкций, усиливаемых разгружающими элементами	61
4. УСИЛЕНИЕ ОСНОВАНИЙ, СЛОЖЕННЫХ ПРОСАДОЧНЫМИ ГРУНТАМИ	72
4.1. Общее положение	72
4.2. Дополнительные требования к инженерно-геологическим изысканиям	73
4.3. Указания по усилению оснований и фундаментов	76
4.4. Дополнительные требования к производству работ на площадках, сложенных просадочными грунтами	87
Использованные источники	90
<i>Приложение 1.</i> Технические решения усиления несущих железобетонных конструкций	93
<i>Приложение 2.</i> Примеры расчета усиливаемых железобетонных конструкций и просадочных оснований	181

СПРАВОЧНОЕ ПОСОБИЕ

**УСИЛЕНИЕ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ
И
ПРОСАДОЧНЫХ ОСНОВАНИЙ**

Художественное оформление обложки *И. С. Чумака*
Технический редактор *М. С. Чабан*
Компьютерная верстка *И. В. Шмушковича*

Подп. в печать 16.02.2004 г. Формат 60 × 90 ¹/₁₆.
Бум. офс. Гарнитура "Петербург". Печать офс. Усл. печ. л. 13,75. Уч.-изд. л. 18,2.
Тираж 500 экз. Зак. 4-111.

Издательство "ЛОГОС"
Свидетельство ДК № 201 от 27.09.2000 г.
01030, Киев-30, ул. Богдана Хмельницкого, 10, тел. 235-60-03.

Типография концерна ИД "Ин Юре"
04107, Киев, ул. Баггоутовская, 17-21, тел. 211-93-56.