



**ОТКРЫТОЕ АКЦИОНЕРНОЕ ОБЩЕСТВО  
«РОССИЙСКИЕ ЖЕЛЕЗНЫЕ ДОРОГИ»  
(ОАО «РЖД»)**

**РАСПОРЯЖЕНИЕ**

« 19 » декабря 2013 г.

Москва

№ 2805р \_\_\_\_\_

**Об утверждении и введении в действие «Руководства по усилению железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов системой внешнего армирования на основе углеродных волокон»**

В целях совершенствования подходов к повышению грузоподъемности железобетонных пролетных строений и снижения затрат на их реконструкцию за счет применения инновационных технологий:

1. Утвердить и ввести в действие прилагаемое «Руководство по усилению железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов системой внешнего армирования на основе углеродных волокон» (далее – Руководство).

2. Начальникам железных дорог, начальникам дирекций инфраструктуры, руководителям причастных филиалов и структурных подразделений ОАО «РЖД»:

а) обеспечить изучение прилагаемого Руководства причастными работниками;

б) использовать Руководство при выполнении проектно-сметных и строительно-монтажных работ по капитальному ремонту искусственных сооружений.

Вице-президент  
ОАО «РЖД»



А.В.Целько

Исп. Никулин А.А., ЦДИ  
(499) 262-72-63

Открытое акционерное общество «Российские железные дороги»

**Утверждено**

распоряжением ОАО «РЖД»

от «19» декабря 2013 г. № 2805р

## **РУКОВОДСТВО**

**ПО УСИЛЕНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ  
ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТОВ СИСТЕМОЙ ВНЕШНЕГО  
АРМИРОВАНИЯ НА ОСНОВЕ УГЛЕРОДНЫХ ВОЛОКОН**

Москва

2013

УДК \_\_\_\_\_

Приведены основные положения, нормы и практические указания по определению грузоподъемности балочных железобетонных пролетных строений эксплуатируемых железнодорожных мостов, усиленных композиционными материалами. Расчетные формулы построены на основе принятой в Российской Федерации методики расчета инженерных сооружений по предельным состояниям.

Руководство разработано Федеральным государственным бюджетным образовательным учреждением высшего профессионального образования «Сибирский государственный университет путей сообщения», при участии ЗАО «Препрег-СКМ», под руководством проректора по научной работе ФГБОУ ВПО СГУПС, д.т.н., профессора, зав. каф. «Мосты» С.А. Бокарева, сотрудниками НИЛ «Мосты» НИДЦ СГУПС м.н.с. А.А. Неровных, инж. К.В. Кобелевым, А.И. Служаевым, П.П. Бардаевым.

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящее Руководство (далее – документ) по усилению железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов системой внешнего армирования на основе углеродных волокон издано впервые. Положения расчета грузоподъемности не усиленных пролетных строений приняты по Руководству по определению грузоподъемности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов. Положения расчета усиленных пролетных строений разработаны научно-исследовательской лабораторией «Мосты» и кафедрой «Мосты» СГУПСа.

С целью унификации методик определения грузоподъемности металлических и железобетонных усиленных и не усиленных пролетных строений в настоящем руководстве сохранены принципы расчета пролетных строений методом классификации и эталонная нагрузка по схеме Н1.

Документ распространяется на расчет, проектирование и технологию применения холстов и пластин на основе углеродных волокон при ремонте главных балок железобетонных пролетных строений с ненапрягаемой арматурой, эксплуатируемых на сети железных дорог ОАО «РЖД».

Документ предназначен для организаций, выполняющих проектирование усиления указанных конструкций и работы по их усилению.

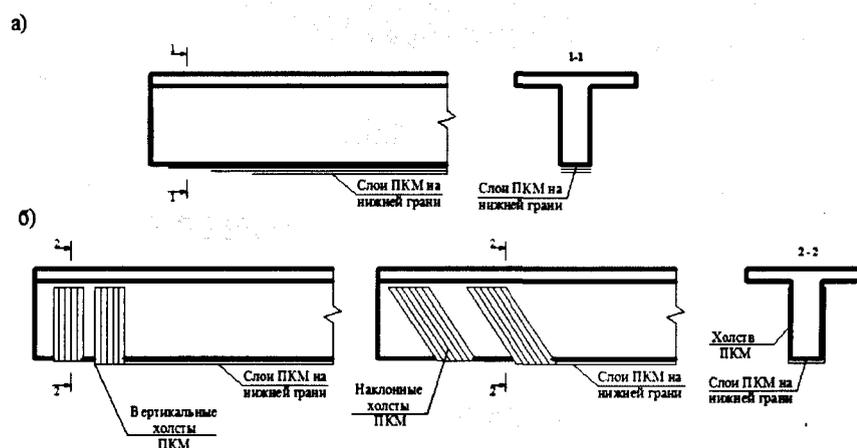
Кроме методики расчета грузоподъемности усиленных железобетонных пролетных строений в документе приведены указания по определению расчетных характеристик композиционных материалов, конструктивные требования к системе усиления, технология производства работ по ее монтажу, техника безопасности, правила контроля качества материалов и работ.

Данное Руководство составлено на основе Руководства по определению грузоподъемности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов. В случае изменения нормативного документа по определению грузоподъемности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов необходимо учитывать требования этого документа.

# 1 КОНСТРУКЦИЯ УСИЛЕНИЯ И ТРЕБОВАНИЯ К НЕЙ

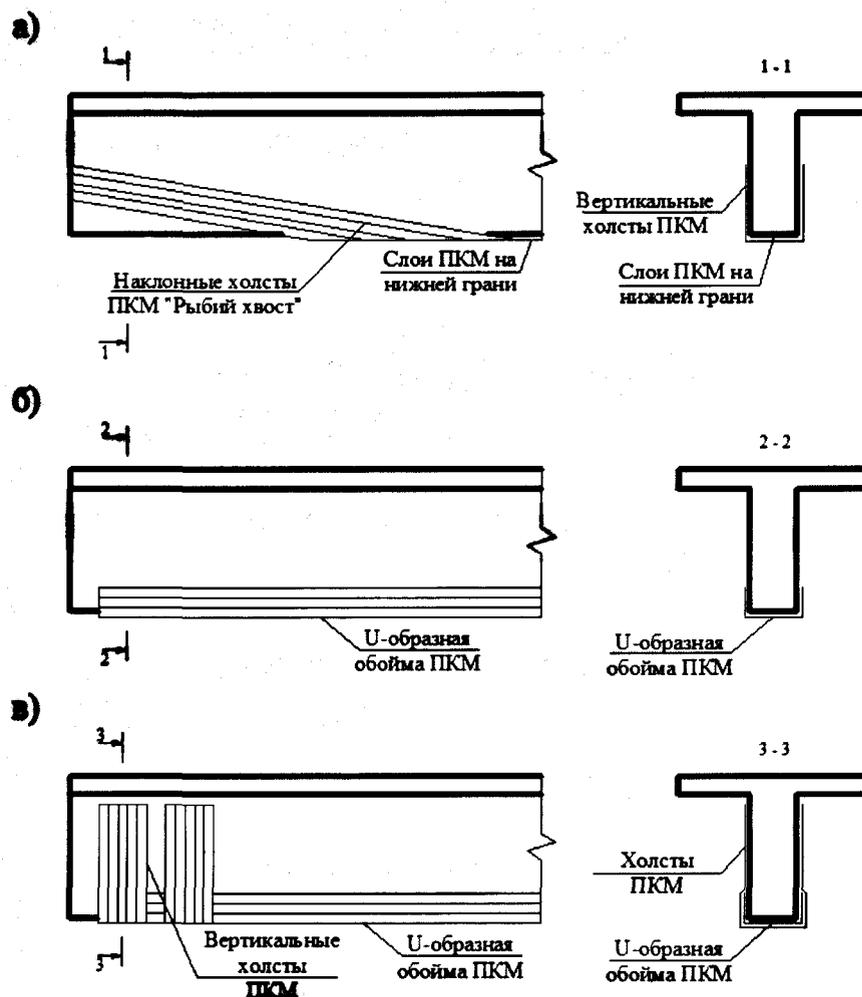
1.1 Технологии с использованием систем внешнего армирования применяются в следующих случаях: восстановление несущей способности пролетных строений мостов и путепроводов при наличии дефектов и повреждений, снижающих их грузоподъемность; повышение несущей способности пролетных строений, требующих усиления в связи с увеличением обращающейся нагрузки; увеличение усталостного ресурса элементов пролетных строений. Использование систем внешнего армирования на основе композиционных материалов позволяет повысить несущую способность элементов на 20-30 %, и в некоторых случаях более.

1.2 Усиление изгибаемых балочных конструкций осуществляется наклейкой полимерных композиционных материалов (ПКМ) на нижнюю поверхность ребра с направлением волокон вдоль оси усиливаемой конструкции вертикально, либо на боковую грань ребра балки с направлением волокон перпендикулярно или под углом к продольной оси пролетного строения. ПКМ используется в виде холстов (гибких тканей с одно- или двунаправленным расположением волокон) или пластин (ламель). Также возможна наклейка ПКМ на нижнюю часть ребра в виде U-образной обоймы с закрепление вертикальными холстами или без них. На рисунках 1.1 и 1.2 показаны возможные схемы усиления. Конструкция усиливающих элементов должна обеспечивать возможность миграции влаги из тела бетона.



а) Слои ПКМ на нижней грани без закрепления; б) слои ПКМ на нижней грани с закреплением вертикальными или наклонными холстами

Рисунок 1.1 - Схемы усиления с помощью ПКМ



- а) слой ПКМ на нижней грани с закреплением наклонными холстами «Рыбий хвост»;  
 б) U-образная обойма без закрепления; в) U-образная обойма с закреплением вертикальными холстами

Рисунок 1.2 – Схемы усиления с помощью ПКМ

1.3 Прочность бетонного основания, на которое наклеивают ПКМ, на сжатие должна быть не менее 15 МПа. Прочность бетона определяют одним из методов неразрушающего контроля в соответствии с требованиями ГОСТ 22690-88 или ГОСТ 17624-87.

1.4 В случае повреждения гидроизоляции балластного корыта необходимо выполнить ее восстановление прежде, чем выполнять работы по наклейке композиционного материала усиления.

1.5 Максимальное количество слоев усиления ограничивается расчетной силой сцепления с поверхностью основания. Первый слой продольной полосы пластины или холста следует заводить в зону, где действующие усилия не приводят к его отслоению, а каждый последующий слой следует обрезать не ближе 150

мм от обреза предыдущего слоя. Количество слоев приклейки рекомендуется принимать: для пластин – не более трех, холстов – не более 5.

1.6 В местах концентрации напряжений – места изменения геометрических размеров или армирования поперечного сечения элемента, изменения ширины или толщины материала усиления – необходимо устраивать анкеровку композиционного материала.

Анкеровку осуществляют заведением материала усиления за точку его теоретического обрыва (сечение, в котором внешний изгибающий момент становится равным предельному без учета материала усиления) или устройством вертикальных или наклонных холстов.

1.7 Длину заводки композиционного материала за точку теоретического обрыва определяют по формуле:

$$\omega = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5,64\sqrt{A_f}, \quad (1.1)$$

где  $Q$  – поперечная сила в сечении, проходящем через точку теоретического обрыва материала усиления, кН;  $q_{sw}$  – усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента, кН, равное:

$$q_{sw} = \frac{R_s A_{sw}}{s}. \quad (1.2)$$

1.8 Холсты и пластины должны быть заведены за нормальное к продольной оси элемента сечение, в котором они учитываются с расчетным сопротивлением  $R_{ft}$ , на длину, не меньшую чем:

$$l_{df} = \sqrt{\frac{nE_f t_f}{\sqrt{R_{b,n}}}}, \quad (1.3)$$

где  $R_{b,n}$  – нормативное значение сопротивления бетона сжатию, МПа.

1.9 ПКМ по длине наклейки должны выходить за пределы расчетной усиливаемой зоны не менее, чем на 100 мм (зона анкеровки) при прочности бетона основания на сжатие более 25 МПа, и на 150 мм при прочности бетона менее 25 МПа. При многослойной конструкции элемента усиления каждый последующий слой должен быть короче предыдущего на длину анкеровки.

1.10 Для ограничения длины распространения отслоения, а также для увеличения анкеровки элементов усиления в концевых зонах целесообразно

наряду с продольным армированием устраивать конструктивное поперечное армирование в виде вертикальных или наклонных холстов или пластин. Расстояние между холстами не должно превышать 2,5 м. При производстве работ по усилению с устройством вертикальных холстов следует чередовать наклейку продольных слоев и холстов таким образом, чтобы каждый последующий продольный слой был перехвачен соответствующим вертикальным холстом.

1.11 Для усиления по наклонным сечениям в приопорной зоне могут быть установлены вертикальные, либо наклонные холсты. Холсты наклеиваются поверх продольной накладки нижнего пояса, чтобы обеспечить ее лучшую анкеровку. Наклонные холсты выполняются из двух отрезков холста (ленты), стыкуемых по нижней (потолочной) поверхности ребра. Вначале наклеивается одна половина, осуществляется ее прикатка, после чего производится наклейка противоположенной части. Нахлест осуществляется понизу, на всю ширину ленты.

1.12 При оборачивании конструкций (устройство наклонных холстов или U-образной обоймы) с наружных углов конструкции должна быть снята фаска с катетом 2-3 см или сделано скругление радиусом 2-3 см. На внутренних углах ремонтными смесями должна быть выполнена галтель радиусом не менее 20 см. На рисунке 1.3 показаны примеры подготовки углов конструкции перед наклейкой холста (размеры на рисунке даны в мм).

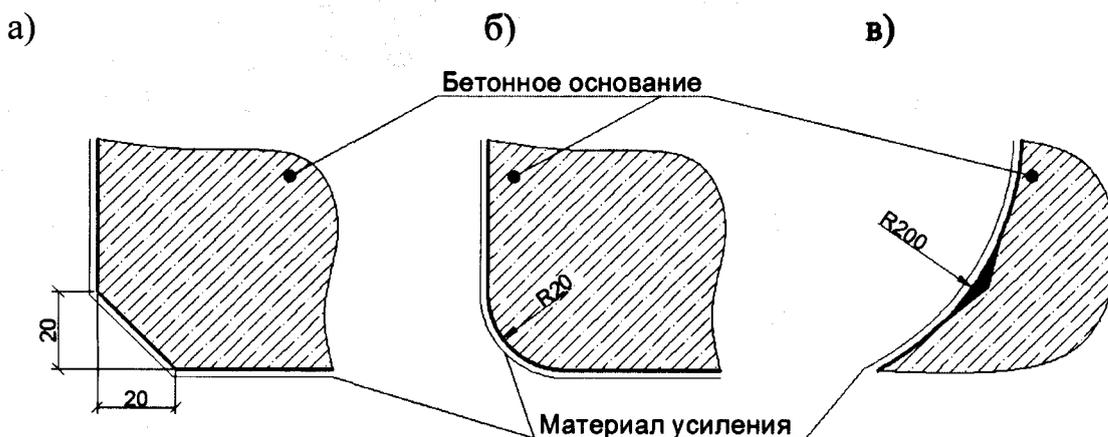


Рисунок 1.3 Пример подготовки углов конструкции к наклейке холстов ПКМ

а) фаска; б) скругление; в) скругление

1.13 Допустимое значение радиуса загиба при наклейке пластин заводского изготовления при усилении криволинейной поверхности элементов следует принимать по данным производителя композитного материала.

1.14 Трещины с раскрытием более 0,3 мм должны быть отремонтированы низковязкими эпоксидными составами, трещины с меньшим раскрытием – полимерцементным раствором.

1.15 Не допускается контакт углеволокна и стальных элементов конструкций усиления и армирования усиливаемой конструкции. В противном случае следует обеспечить защиту материалов от гальванической коррозии.

1.16 Ширину холстов или пластин внешнего поперечного армирования  $f_w$  следует принимать не менее 50мм и не более 250мм, шаг наклейки полос поперечного армирования  $f_s$  – не менее  $f_w$  и не более меньшего значения из:  $h_0/2$ ;  $3f_w$ ;  $f_w + 200\text{мм}$ .

## **2 ТЕХНОЛОГИЯ ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ ПО УСЛИЕНИЮ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ**

2.1 Работы по ремонту и усилению с применением вышеуказанной технологии следует производить в полном соответствии с утвержденным проектом производства работ.

2.2 Система внешнего армирования из ПКМ включает в себя:

- грунтовку бетонных поверхностей;
- шпаклевку;
- адгезивы;
- одно- или двунаправленные холсты или пластины;
- защитные и противопожарные покрытия.

2.3 Грунтовку (праймер), если она входит в состав системы внешнего армирования, наносят на всю оклеиваемую поверхность для пропитки бетонного основания и обеспечения необходимого сцепления адгезива с бетонной поверхностью.

2.4 Перед наклейкой усиливающих элементов бетонное основание должно быть выровнено. Выравнивание должно быть осуществлено с помощью специальных составов в соответствии с предлагающимися инструкциями. Допустимые отклонения от ровности поверхности составляют 5 мм на базе 2 м или 1 мм на базе 0,3 м.

2.5 Если основание – нижний пояс главной балки пролетного строения – повреждено, необходимо восстановить его геометрию ремонтными составами. Применение ремонтных составов должно осуществляться в соответствии с инструкциями по их использованию. Для этого поверхность бетона перед выполнением работ очищают от следов обработки герметиками, масляных пятен, цементного молочка, рыхлого материала и пыли.

2.6 В случае недостаточной прочности бетона, слабый бетон удаляют. Очистку поверхности после этого производят путем пескоструйной обработки или обработки металлическими щетками с последующей высоконапорной промывкой водой. Для лучшего сцепления адгезива с бетоном, поверхность

основания должна быть шероховатой. Это достигается путем обработки поверхности бетона каменотесным долотом с последующей зачисткой металлическими щетками.

2.7 После очистки и обработки поверхность бетона, в случае необходимости, покрывают грунтовкой с целью упрочнения основания и улучшения сцепления адгезива с бетоном.

2.8 Операции по наклейке холстов и пластин могут выполняться при температуре окружающей среды в диапазоне  $+5^{\circ}\text{C} \div +45^{\circ}\text{C}$ ; при этом температура основания бетона должна быть не ниже  $5^{\circ}\text{C}$  и выше температуры точки росы на  $3^{\circ}\text{C}$ . Для повышения температуры могут быть использованы дополнительные локальные источники тепла. Грунтовочные и адгезивные составы нельзя наносить на мокрую поверхность. Открытая влага должна быть удалена, поверхность бетона вытерта и продута сжатым воздухом. Допустимая влажность поверхности - не более 5%. Полное отверждение адгезивных составов в естественных условиях происходит в течение нескольких суток и в значительной мере зависит от температуры окружающей среды. Как правило, время отверждения должно составлять не менее 24 часов при температуре выше  $20^{\circ}\text{C}$  и не менее 36 часов при температуре от  $5^{\circ}\text{C}$  до  $20^{\circ}\text{C}$ .

2.9 Раскрой холста или пластин производят в соответствии с принятой схемой наклейки и осуществляют на гладком столе (верстаке), покрытом полиэтиленовой пленкой. При раскрое ленты или холста стол должен быть снабжен приспособлением для их разматывания с бобины. Для резки холста используют ножницы или острый нож, для резки пластин – ножовку с мелким зубом или алмазные отрезные диски. При необходимости резки холста в продольном направлении (вдоль волокон) по линии разреза он должен быть предварительно обработан клеем БФ, предотвращающим распускание волокон в поперечном направлении. Клей БФ должен быть выдержан в течение времени указанного в паспорте.

2.10 При приготовлении грунтовки или адгезива (далее составов) компоненты А и В смешивают в соотношении, указанном в технических

описаниях на составы. Количество приготавливаемого состава не должно превышать технологические возможности его использования в течение времени жизнеспособности. Приготовление составов производят в чистой металлической, фарфоровой, стеклянной или полиэтиленовой емкости, объем которой должен быть не менее 10 литров. Дозирование компонентов должно осуществляться только взвешиванием каждого компонента отдельно. Объемное дозирование не допускается. В емкости для приготовления состава дозированные компоненты тщательно перемешивают миксером, оснащенный шнековой насадкой на малой скорости (около 300 об/мин) в течение 3 минут до образования однородной смеси. Емкость с приготовленным составом закрывают крышкой, маркируют и передают к месту проведения работ.

2.11 Грунтовка и первый слой адгезива наносят на основание с помощью мягкого валика. Толщина нанесения должна составлять 0,8-1,0 мм.

2.12 Холст укладывают на первый слой адгезива. Холст должен быть прижат к поверхности пока адгезив еще влажный. В процессе укладки холста необходимо следить за соблюдением разметки схемы усиления. После укладки необходимо не менее двух раз с силой прокатать холст в направлении волокон от середины к краям с применением резинового ролика для проникновения адгезива в холст и удаления воздуха из слоя адгезива. После прокатки адгезив должен проступить на поверхности холста. Перед укладкой второго и последующих слоев холста адгезив наносится на предыдущий слой. После укладки последнего слоя холста на его поверхность наносится финишный слой адгезива.

2.13 Расход грунтовки и адгезива различается для разных систем внешнего армирования и регламентируется производителями ПКМ.

2.14 При многослойной конструкции усиливающего элемента наклейку всех слоев холста предпочтительно выполнить в течение одной рабочей смены с последующим отверждением всего сечения. В случае, если указанное не возможно по условиям производства работ, следует выполнить наклейку одного слоя по всей площади усиления, дождаться отверждения его, после чего таким же образом наклеить 2-ой и последующие слои.

2.15 По специфике производства работ можно выделить наклейку на горизонтальную поверхность снизу (наклейка холста на нижнюю поверхность ребра балки) и наклейку на вертикальную поверхность (устройство вертикальных холстов и U-образной обоймы).

2.16 При наклейке на горизонтальную поверхность снизу холст прижимают с одного конца и затем постепенно разглаживают и фиксируют по всей длине, как показано на рисунке 2.1. В зависимости от вязкости адгезива, наклейка холста производится непосредственно после его нанесения или после некоторой выдержки, за время которой вязкость адгезива увеличится и обеспечит надежную фиксацию холста.

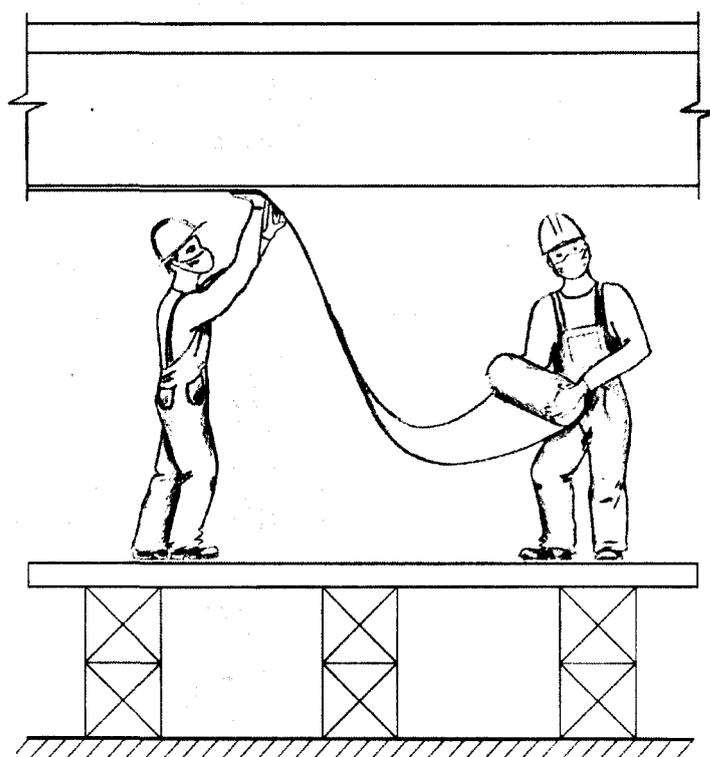


Рисунок 2.1 Схема наклей холста на горизонтальную поверхность снизу

2.17 При выполнении усиления на вертикальных поверхностях нанесение адгезива на основание производится сверху вниз. Наклейка вертикальных холстов осуществляется путем прижатия холста в верхней части и постепенной укладки и разглаживания по высоте с последующей прокаткой, как показано на рисунке 2.2.

2.18 Наклейка наклонных холстов на вертикальные поверхности производится путем фиксации холста в крайнем положении с последующей

укладкой, разглаживанием и прокаткой по длине. Прокатка производится от середины к краям.

2.19 Для обеспечения безопасности (защиты от пожара, агрессивной среды, вандализма и т.д.), а также по эстетическим соображениям, элементы усиления после отверждения адгезива покрывают защитными составами или штукатуркой. Для лучшего сцепления этих покрытий с элементом усиления на поверхность последнего в процессе укладки финишного слоя адгезива посыпают кварцевым песком крупностью 0,5...1 мм.

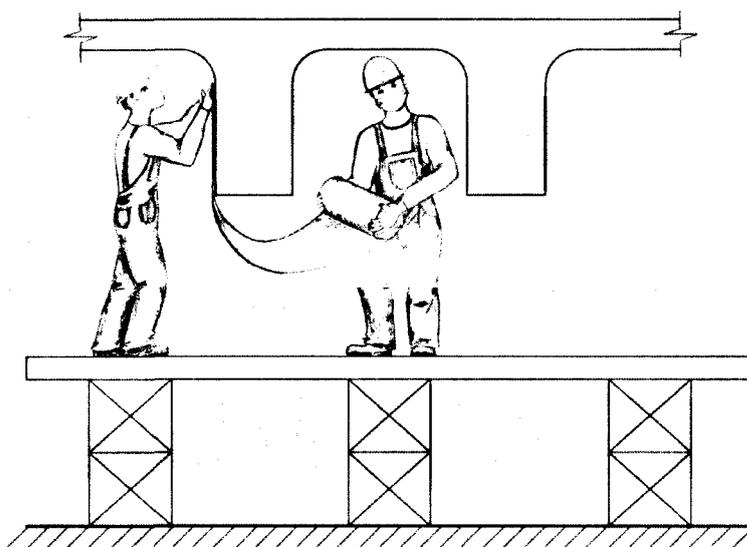


Рисунок 2.2 Схема наклейки холста на вертикальную поверхность

2.20 Перед наклейкой пластин, заготовки раскладываются на рабочем столе (верстаке) и тщательно протираются смоченной ацетоном ветошью. На подготовленную поверхность бетона адгезив наносится слоем толщиной 1-2 мм. После этого на абсолютно сухой поверхности пластин формируют «Δ» профиль из адгезива с помощью специального изготовленного раздаточного устройства (кондуктора) или мастерка, при этом толщина слоя адгезива в середине должна составлять 2 мм, сужаясь к краям до 1 мм. После нанесения адгезива пластину укладывают на основание и прокатывают жестким валиком для удаления воздуха из слоя адгезива. Избыток адгезива убирают шпателем. В случае наклейки нескольких слоев пластин, производится их предварительное склеивание на рабочем столе (верстаке), выдержка в течение срока полимеризации адгезива и последующая наклейка пакета на основание.

2.21 Наружная поверхность элемента усиления может быть покрыта краской или полимерцементным раствором.

2.22 Срок эксплуатации конструкций, после их усиления композиционными материалами, составляет не менее 15 лет.

### **3 ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ГРУЗОПОДЪЕМНОСТИ**

3.1 Нормативные значения прочности и модуля упругости полимерных композиционных материалов следует принимать в соответствии с п. 4.3, настоящего руководства, или по данным предоставленным изготовителем, при наличии актов или протоколов соответствующих испытаний материалов.

3.2 Необходимость усиления должна быть обоснована расчетами грузоподъемности, выполненными в соответствии с действующими нормативными документами.

#### **Основные положения определения грузоподъемности пролетных строений методом классификации**

3.3 Определение грузоподъемности усиленных пролетных строений выполняют по методу классификации с учетом изменения напряженно-деформированного состояния, вызванного включением материала усиления в совместную работу с основным материалом пролетного строения.

3.4 При определении грузоподъемности пролетных строений и условий их эксплуатации необходимо учитывать:

а) фактическую прочность бетона и арматурной стали, из которых изготовлено пролетное строение;

б) физическое состояние пролетных строений, т.е. наличие в них дефектов и повреждений, появившихся в процессе эксплуатации, атмосферных воздействий и других причин;

в) фактическую толщину балластного слоя;

г) фактическое смещение оси пути относительно оси пролетного строения.

3.5 Определение грузоподъемности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов методом классификации производится по предельным состояниям первой группы без разгрузки от собственного веса.

3.6 Допускаемую временную нагрузку  $k$  выражают в единицах эталонной нагрузки  $k_n$  с учетом соответствующего динамического коэффициента  $(1 + \mu)$ . Класс элемента  $K$  определяют по формуле:

$$K = \frac{\psi k}{k_H(1 + \mu)}; \quad (3.1)$$

В качестве эталонной нагрузки  $k_H$  принимают временную вертикальную эквивалентную нагрузку по схеме Н1 (приложение 1 Руководства по определению грузоподъемности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов). Значения  $k$  и  $k_H$  определяют для одной и той же линии влияния.

В формуле (3.1)  $\psi$  – коэффициент, унифицирующий результаты классификации главных балок металлических и железобетонных пролетных строений, определяемый согласно п. 3.6 Руководства по определению грузоподъемности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов.

### Расчетные схемы и сечения

3.7 Расчетной схемой главной балки считается свободно опертая балка расчетным пролетом  $l$ , равным расстоянию между центрами опорных частей. При отсутствии опорных частей, а также в случае применения плоских опорных частей

$$l = l' + \frac{2}{3}b, \quad (3.2)$$

где  $l'$  – расстояние в свету между передними гранями площадок опирания пролетного строения на опоры, м;  $b$  – длина площадки опирания пролетного строения на подферменнике опоры, м.

3.8 Определение грузоподъемности главной балки пролетного строения включает расчеты в следующих сечениях:

- в середине пролета;
- имеющих отгибы, обрывы стержней рабочей арматуры и обрывы ПКМ;
- имеющих резкое изменение геометрических размеров конструкции;
- имеющих дефекты, которые влияют на грузоподъемность конструкции.

## 4 РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ И НАГРУЗКИ

### Бетон

4.1 Расчетные характеристики бетона принимаются в соответствии с п.2 Руководства по определению грузоподъемности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов.

### Арматура

4.2 Расчетные характеристики арматуры принимаются в соответствии с п.2 Руководства по определению грузоподъемности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов.

### Полимерные композиционные материалы

4.3 Композиционные материалы классифицируются в соответствии с их прочностными и деформативными характеристиками. Расчетные значения сопротивления при растяжении, а также модуля упругости холстов и пластин различных классов приведены в таблицах 4.1, 4.2 и 4.3.

#### Расчетные характеристики холстов

Таблица 4.1

Тип холста	Условное обозначение	Класс холста					
		С 2000	С 2200	С 2400	С 2600	С 2800	С 3000
HM	$R_f$ , МПа	1200	1300	1400	1600	-	-
	$R_{f,ser}$ , МПа	2000	2170	2330	2670	-	-
	$E_f$ , ГПа	640	390	380	370	-	-
ASM	$R_f$ , МПа	1200	1300	1400	1600	1700	1800
	$R_{f,ser}$ , МПа	2000	2170	2330	2670	2830	3000

Таблица 4.2

Тип холста	Условное обозначение	Класс холста							
		С 3200	С 3400	С 3600	С 3800	С 4000	С 4200	С 4400	С 4600
HS	$R_f$ , МПа	1900	2000	2200	2300	2400	2500	2600	2800
	$R_{f,ser}$ , МПа	3170	3330	3670	3830	4000	3170	4330	4670

Примечание:

Для холстов типов ASM и HS (средней прочности и высокопрочные) модуль упругости принимается равным 230 ГПа.

## Расчетные характеристики пластин (ламель)

Таблица 4.3

Тип пластин	Условное обозначение	Класс ламели								
		С 1400	С 1600	С 1800	С 2000	С 2200	С 2400	С 2600	С 2800	С 3000
Все типы	$R_f$ , МПа	970	1110	1250	1390	1530	1670	1800	1950	2080
	$R_{f,ser}$ , МПа	1390	1600	1800	2000	2200	2400	2590	2800	2990
НМ	$E_f$ , ГПа	350	330	310	290	270	250	-	-	-
АСМ		-	-	-	140	160	180	200	-	-
НС		-	-	-	-	-	-	-	-	150

4.4 Нормативные характеристики ПКМ определяют механическими испытаниями с обеспеченностью 0,95 по ГОСТ 25.601-80.

4.5 Расчетные сопротивления ПКМ растяжению определяют по формуле:

$$R_{ft} = \gamma_{f1} \frac{C_f R_f}{\gamma_{f2}}, \quad (4.1)$$

где  $R_f$  – нормативное сопротивление ПКМ растяжению, МПа.

Коэффициент условий работы  $C_f$  принимают равным 0,85 для пластин и 0,8 для холстов, как элементов конструкций, находящихся на открытом воздухе. Коэффициент надежности по назначению для железнодорожных мостов  $\gamma_{f1}$  равен 0,9. Коэффициент надежности по материалу  $\gamma_{f2}$  для пластин равен 1,1, для холстов – 1,2. При расчете по предельным состояниям второй группы коэффициенты надежности по материалу принимают равными 1,0.

4.6 Модуль упругости ПКМ следует принимать  $E_{ft} = E_f$ , где  $E_f$  – нормативное значение модуля упругости ПКМ.

4.7 Коэффициент  $n'_f = n'$  (условное отношение модулей упругости ПКМ и бетона с учетом виброползучести), используемый в расчетах усиленных элементов с ненапрягаемой арматурой на выносливость, принимают в зависимости от фактической прочности бетона  $R$  в конструкции и типа ПКМ по таблицам 4.1, 4.2.

4.8 Значения временных и постоянных вертикальных нагрузок, а так же коэффициенты надежности для них определяют в соответствии с требованиями п.3 «Руководства по определению грузоподъемности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов».

## 5 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГРУЗОПОДЪЕМНОСТИ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ С НЕНАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРОЙ, УСИЛЕННЫХ СИСТЕМОЙ ВНЕШНЕГО АРМИРОВАНИЯ НА ОСНОВЕ УГЛЕРОДНОГО ВОЛОКНА ПО ОПАЛУБОЧНЫМ И АРМАТУРНЫМ ЧЕРТЕЖАМ

### Общие указания

5.1 Определение грузоподъемности пролетных строений, усиленных системой внешнего армирования на основе углеродного волокна, по опалубочным и арматурным чертежам основано на расчете главных балок в расчетных сечениях, перечисленных в п.3.7.

Данный способ допускается применять при наличии достоверных арматурных чертежей пролетного строения или данных об их диаметре и расположении, полученных по результатам обследования с применением специального оборудования.

Пример определения грузоподъемности пролетного строения с ненапрягаемой арматурой по опалубочным и арматурным чертежам приведен в приложении 1.

### Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента

5.2 Допускаемую временную нагрузку по прочности главной балки, усиленной без разгрузки от собственного веса, для сечения, расположенного на расстоянии  $a$  от ближайшей опоры, по изгибающему моменту следует определять по формуле:

$$k = \frac{M^y(M - M_p)}{Mn_k \varepsilon_m \Omega}, \quad (5.1)$$

где  $M$  – предельный изгибающий момент в неусиленном нормальном сечении, кНм;  $M_p$  – изгибающий момент в неусиленном нормальном сечении от постоянных нагрузок,  $M^y$  – предельный изгибающий момент в усиленном нормальном сечении, кНм;  $n_k = 1,15$ ;  $\Omega$  – площадь линии влияния изгибающего момента в расчетном сечении на расстоянии  $a$  от ближайшей опоры, определяемая по формуле:

$$\Omega = \frac{(l - a)a}{2}. \quad (5.2)$$

5.3 Расчет нормальных сечений изгибаемых элементов по прочности предполагает рассмотрение предельного состояния, при котором все элементы в сечении достигли своего предела прочности за исключением материала усиления, предельные напряжения в котором определяются по формулам (5.3) и (5.4), что ограничивает возможное разрушение бетонного основания, на которое наносится материал усиления, и возможное отслоение материала усиления по контакту клей-бетон по причине того, что бетон не может воспринять деформацию в нем.

$$\sigma_{fu} = k_s \sqrt{\frac{R_b \cdot E_f \cdot b}{\Sigma t_f}} \leq 0,9R_{ft}, \quad (5.3)$$

$$\sigma_{fu2} = \sigma_{fu} \frac{h - d - x}{h - x}, \quad (5.4)$$

где  $b$  – единичная ширина полосы материала усиления,  $b = 1$  мм;  $n$  – количество слоев ПКМ, наклеенных на конструкцию;  $k_s$  – коэффициент учитывающий тип конструкции усиления;  $t_f$  – толщина одного слоя ПКМ, мм;  $E_f$  – модуль упругости ПКМ, МПа;  $h$  – высота главной балки, м;  $d$  – высота полка U-образной обоймы ПКМ, м;  $x$  – высота сжатой зоны бетона, м;  $R_b$  – расчетная прочность бетона, соответствующая классу бетона  $B$ ;  $B$  – класс бетона по прочности, определяемый по формуле:

$$B = (1 - 1,64\nu)\bar{R}. \quad (5.5)$$

В формуле (5.5)  $\nu$  – коэффициент вариации распределения прочности бетона по нормальному закону с обеспеченностью 0,95 ( $\nu = 0,135$ );  $\bar{R}$  – средняя кубиковая прочность бетона, определяемая неразрушающими способами, Мпа.

### Коэффициент $k_s$

Таблица 5.1

Тип конструкции усиления	$k_s$
Холст на нижней грани без закрепления	0,41
Холст на нижней грани с закреплением вертикальными холстами	0,49
U – образная обойма без закрепления	0,46
U – образная обойма с закреплением вертикальными холстами	0,49
Пластины с закреплением холстами или U – образной обоймой	0,45

5.4 Расчет по прочности нормальных сечений следует производить в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона  $\xi_R = x/h_0$  ( $h_0$  – рабочая высота сечения балки, м), определяемого из соответствующих условий равновесия, и значением граничной относительной высоты сжатой зоны  $\xi$ , при которой предельное состояние бетона сжатой зоны наступает одновременно с достижением в растянутой стальной арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению  $R_s$ . Для этого должно выполняться условие:

$$\xi \leq \xi_R, \quad (5.6)$$

$$\xi = \frac{0,85 - 0,008R_b}{1 + 0,0001R_s(4,545 - 0,145R_b)}. \quad (5.7)$$

При  $\xi > \xi_R$  следует принимать:

$$x = \xi_R h_0. \quad (5.8)$$

Также следует проверить соотношение между относительной высотой сжатой зоны бетона  $\xi_{Rf} = x/h$ , определяемой из условий равновесия, и значением граничной относительной высоты сжатой зоны  $\xi_f$ , при которой предельное состояние бетона сжатой зоны наступает одновременно с достижением в ПКМ предельно допустимого напряжения  $\sigma_{fu}$ . Для этого должно выполняться условие:

$$\xi_f \leq \xi_{Rf}, \quad (5.9)$$

$$\xi_f = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{fu}}{\varepsilon_{b,ult} E_f} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (5.10)$$

где  $\varepsilon_{b,ult}$  – предельная деформация бетона, принимаемая  $\varepsilon_{b,ult} = 0,0035$ .

$$\omega = 0,85 - 0,008R_b. \quad (5.11)$$

При  $\xi_f > \xi_{Rf}$  следует принимать:

$$x = \xi_{Rf} h_0. \quad (5.12)$$

В случае, если оба условия (5.6) и (5.9) не выполняются, следует принимать наибольшее из значений, получаемых по формулам (5.8) и (5.12).

5.5 Площадь поперечного сечения сжатой арматуры  $A'_s$  вводится в расчет в зависимости от соотношения расчетной высоты сжатой зоны бетона  $x$  и расстояния  $a'_s$  от этой арматуры до сжатой грани сечения.

При расчете изгибаемых элементов площадь  $A'_s$  учитывают полностью, если  $x_2 \geq 2a'_s$ , где  $x_2$  – высота сжатой зоны, определенная с учетом сжатой арматуры  $A'_s$ .

Если без учета сжатой арматуры высота сжатой зоны сечения отвечает условию  $x_1 \geq a'_s$ , а при учете сжатой арматуры  $x_2 < 2a'_s$ , то расчет на прочность допускается производить с введением коэффициента  $\delta$  к площади сжатой арматуры в формулах 5.14, 5.17 и 5.19, равного:

$$\delta = 1 - \frac{(2a'_s - x_2)}{a'_s} \quad (5.13)$$

Если  $\delta < 0$ , составляют уравнение моментов относительно центра тяжести сжатой арматуры, пренебрегая величиной момента, создаваемого усилием в бетоне сжатой зоны.  $A'_s$  при  $x_1 < a'_s$  не учитывают.

5.6 Предельный изгибающий момент неусиленного нормального сечения определяют по формуле:

$$M = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s), \quad (5.14)$$

где  $b$  – расчетная ширина ребра балки, м;  $b'_f$  – расчетная ширина плиты балки, м;  $h'_f$  – приведенная толщина плиты балки, м;  $R_{sc}$  – расчетное сопротивление рабочей арматуры сжатию, МПа.

Высоту сжатой зоны бетона определяют по формуле:

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b (b'_f - b) h'_f}{R_b b}, \quad (5.15)$$

где  $A_s$  – площадь сечения растянутой рабочей арматуры, м<sup>2</sup>.

5.7 При определении предельного изгибающего момента усиленного нормального сечения следует определить положение нейтральной оси сечения.

Координаты слоя усиления, наносимого на нижнюю грань усиливаемой конструкции, по высоте, ввиду его малой толщины, принимаются равными координатам крайних растянутых волокон бетона.

Если граница сжатой зоны проходит в плите, как показано на рисунке 5.1, то ее высоту определяют по формуле:

$$x = \frac{R_s A_s + \sigma_{fu} (A_{f1} + A_{f2}) - 0,5(\sigma_{fu} - \sigma_{fu2}) A_{f2} - R_{sc} A'_s}{R_b b_f}, \quad (5.16)$$

где  $A_{f1}$  и  $A_{f2}$  – площади поперечного сечения композиционного материала, расположенного на нижней и боковых гранях балки, соответственно.

Предельный момент в этом случае определяется по формуле:

$$M^y = R_s A_s h_0 - 0,5 R_b b'_f x^2 - R_{sc} A'_s a'_s + \sigma_{fu} A_{f1} h + \sigma_{fu2} A_{f2} \left( h - \frac{d}{2} \right) + 0,5(\sigma_{fu} - \sigma_{fu2}) \left( h - \frac{1}{3} d \right) A_{f2}. \quad (5.17)$$

Если граница сжатой зоны расположена в ребре (рисунок 5.2), ее высоту следует определять по формуле:

$$x = \frac{R_s A_s + \sigma_{fu} (A_{f1} + A_{f2}) - 0,5(\sigma_{fu} - \sigma_{fu2}) A_{f2} - R_{sc} A'_s - R_b (b'_f - b) h'_f}{R_b b}. \quad (5.18)$$

Предельный момент при этом определяют по формуле:

$$M^y = R_s A_s h_0 - 0,5 R_b b'_f h'^2_f - 0,5 R_b b x^2 - R_{sc} A'_s a'_s + \sigma_{fu} A_{f1} h + \sigma_{fu2} A_{f2} \left( h - \frac{d}{2} \right) + 0,5(\sigma_{fu} - \sigma_{fu2}) \left( h - \frac{1}{3} d \right) A_{f2}. \quad (5.19)$$

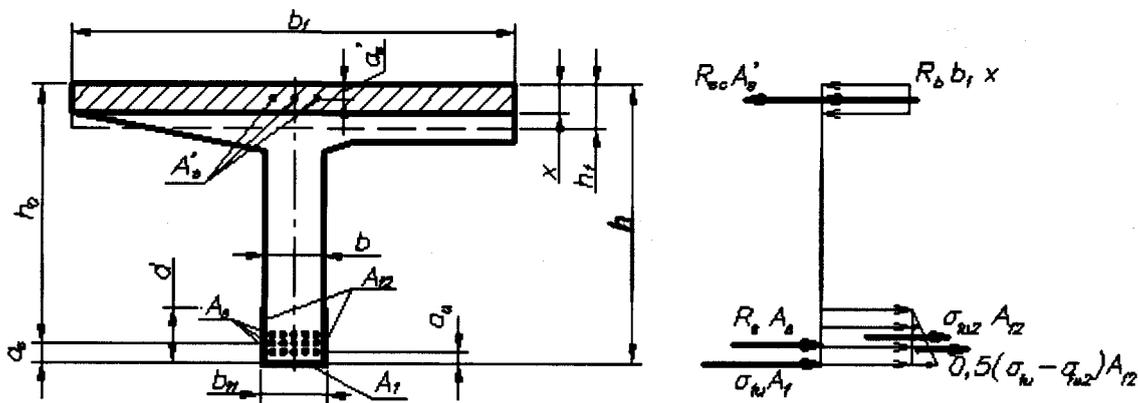


Рисунок 5.1. Расчетное сечение тавровой балки при расположении границы сжатой зоны в плите;

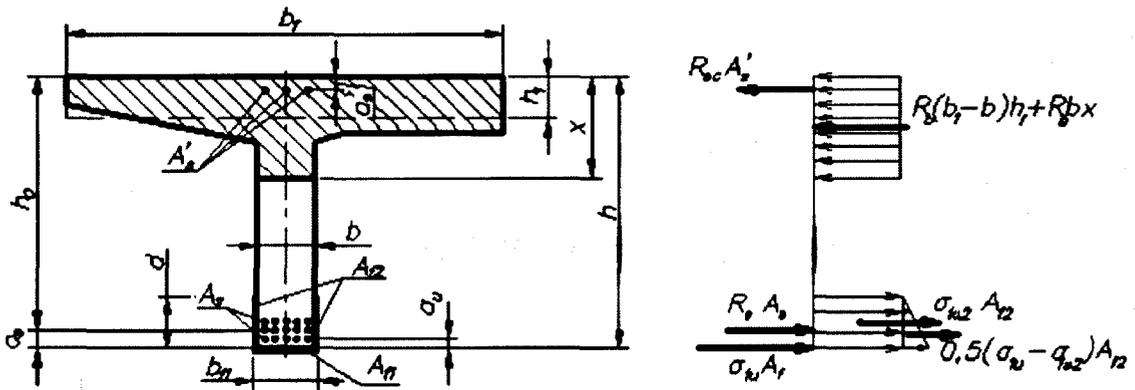


Рисунок 5.2. Расчетное сечение тавровой балки при расположении границы сжатой зоны в ребре

Следует учитывать, что при усилении балки композиционным материалом только по нижней грани значение  $A_{f2}$  приравнивается к нулю.

### Учет в расчетах технологии усиления под действием постоянной и временной нагрузок.

5.8 Если производство работ идет без разгрузки от собственного веса и без закрытия движение при проведении усиления, то предельный момент усиленного сечения следует определять по формуле:

$$M^{уб} = M + (M^y - M) \frac{M_k - M_k^y}{M_p + M_k}, \quad (5.20)$$

где  $M_k^y$  – момент в нормальном сечении от временной нагрузки, определяемый в соответствии с требованиями Руководства по определению грузоподъемности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов с учетом интенсивности временной нагрузки  $k$ , обращающейся при проведении усиления и без учета коэффициента уменьшения динамического воздействия  $\theta$ .

### Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента

5.9 Допускаемую временную нагрузку по прочности главной балки, усиленной без разгрузки от собственного веса, для наклонного сечения по поперечной силе следует определять по формуле:

$$k = \frac{Q^y(Q - Q_p)}{Q n_k \varepsilon_Q \Omega_k}, \quad (5.21)$$

где  $Q$  – предельная поперечная сила в неусиленном наклонном сечении, кН;  $Q^y$  – предельная поперечная сила в неусиленном наклонном сечении, кН;  $Q_p$  – поперечная сила, возникающая в наклонном сечении от постоянных нагрузок, кН;  $\Omega_k$  – площадь линии влияния поперечной силы, загружаемой временной нагрузкой, определяемая по формуле:

$$\Omega_k = \frac{(l - a)^2}{2l}. \quad (5.22)$$

Поперечную силу, возникающую в рассчитываемом сечении от постоянных нагрузок, следует определять по формуле:

$$Q_p = (n_p p_p + n'_p p_b) \Omega_p, \quad (5.23)$$

где  $\Omega_p$  – площадь линии влияния, загружаемой временной нагрузкой, определяемая по формуле:

$$\Omega_p = \frac{l}{2} - a. \quad (5.24)$$

5.10 Горизонтальную растянутую арматуру и ПКМ, расположенный на нижней грани балки, при определении предельной поперечной силы в наклонном сечении в расчете не учитывают.

5.11 При резком изменении толщины стенки, кроме сечения, начинающегося от края опорной части (сечение 1), должны быть проверены еще два наклонных сечения: заканчивающееся у места изменения толщины стенки (сечение 2) и начинающееся от него (сечение 3), как показано на рисунке 5.3.

5.12 Предельную поперечную силу в неусиленном сечении определяют по формуле:

$$Q = 0,8R_s \Sigma A_{si} \sin \alpha + \frac{0,8R_s A_{sw} c}{s} + Q_b, \quad (5.25)$$

где  $A_{si}$  – площадь поперечного сечения стержней отгиба растянутой арматуры, м<sup>2</sup>;  $\alpha$  – угол наклона отгиба растянутой арматуры в градусах;  $A_{sw}$  – площадь поперечного сечения одной ветви хомутов, м<sup>2</sup>;  $c$  – длина проекции наклонного сечения на продольную ось, м;  $s$  – шаг хомутов, м;  $Q_b$  – поперечная сила, воспринимаемая бетоном, кН.

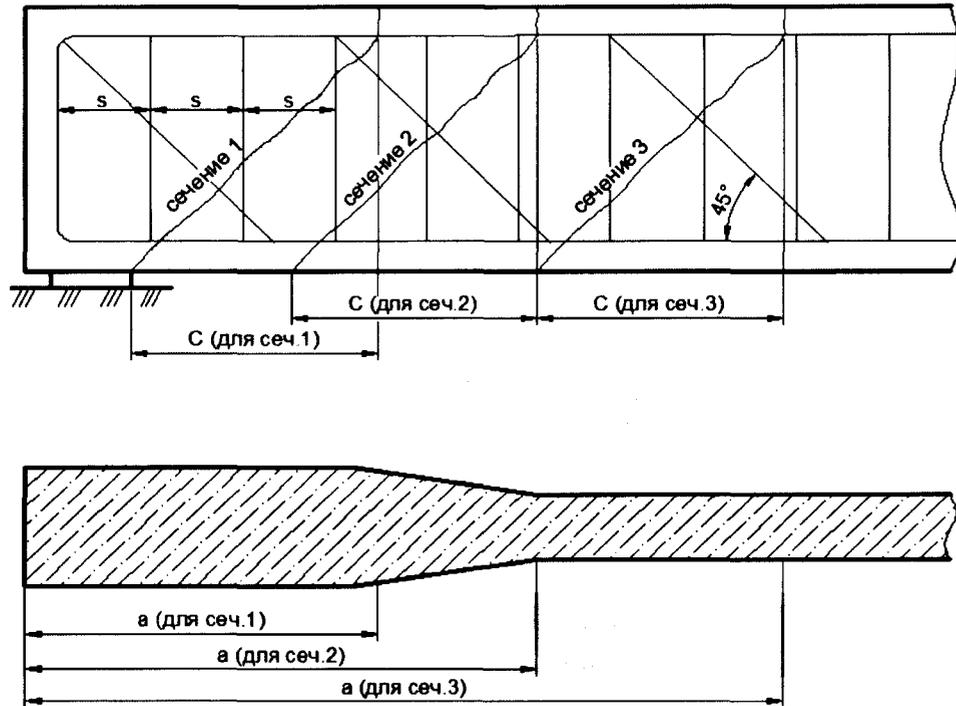


Рисунок 5.3. Схема для расчета наклонного сечения по прочности  
 Поперечную силу, воспринимаемую бетоном следует определять по формуле:

$$Q_b = \frac{2R_{bt}bh_0^2}{c} \quad (5.26)$$

На участках длиной  $2h_0$  от опорного сечения выполняют проверку наклонных сечений с углом наклона к опорному (вертикальному) сечению  $45^\circ$ . Если толщина стенки, шаг и состав сечения хомутов постоянны по длине балки или изменяются плавно, то проверяют одно наклонное сечение, длина проекции которого:

$$c = \sqrt{\frac{2,5R_{bt}bh_0^2s}{R_sA_{sw}}} \quad (5.27)$$

но не более  $2h_0$ .

5.13 Предельную поперечную силу в усиленном наклонном сечении принимают как минимальное из значений, полученных по формулам:

- по сжато-растянутому бетону между наклонными трещинами:

$$Q^y = 0,3\varphi_w\varphi_bR_bbh_0, \quad (5.28)$$

где  $\varphi_w = 1 + 5 \frac{E_s\mu}{E_b}$ ,  $\varphi_b = 1 - 0,01R_b$ ,  $\mu = \frac{A_{sw}}{bs}$ .

- по наклонной трещине в наиболее опасном сечении после усиления:

$$Q^y = 0,8R_s \Sigma A_{si} \sin \alpha + \frac{0,8R_s A_{sw} c}{s} + Q_b + \Sigma \sigma_{fu} A_{ft} \sin \varphi + \Sigma \sigma_{fu} A_{fw}, \quad (5.29)$$

где  $A_{ft}$  – площадь поперечного сечения наклонных холстов из ПКМ, м<sup>2</sup>;  $\varphi$  – угол наклона холстов из ПКМ;  $A_{fw}$  – площадь поперечного сечения вертикальных холстов из ПКМ, м<sup>2</sup>.

Расчетная схема к определению предельной поперечной силы в усиленном наклонном сечении приведена на рисунке 5.4.

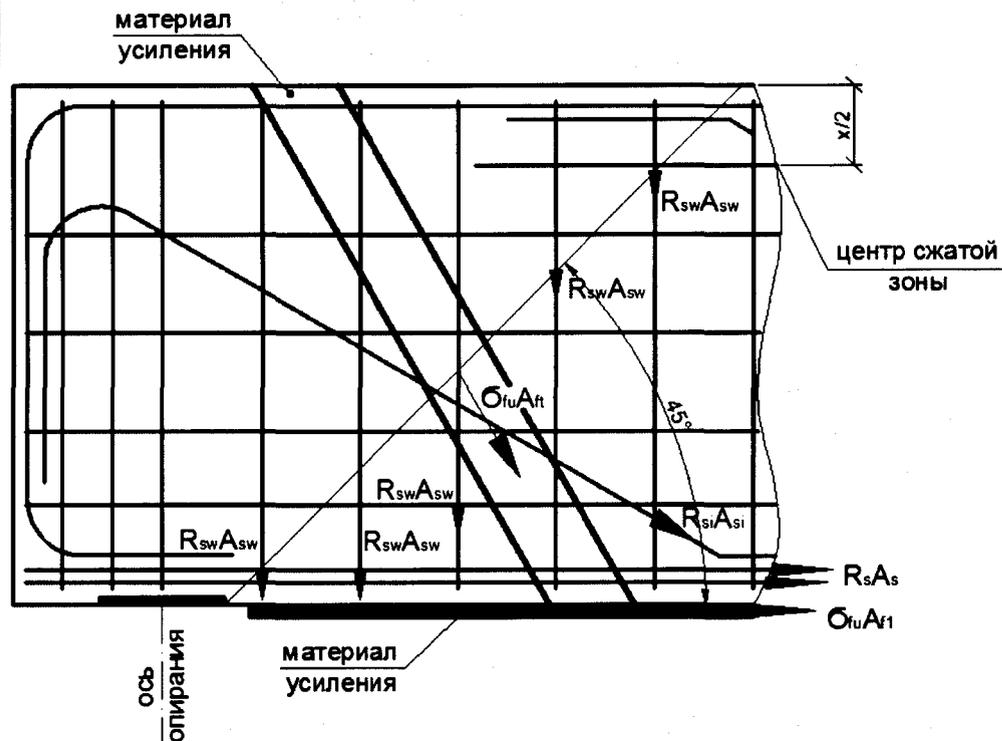


Рисунок 5.4. Расчетная схема к определению несущей способности наклонного сечения на действие поперечной силы

5.14 Допускаемую временную нагрузку по прочности главной балки, усиленной без разгрузки от собственного веса, для наклонного сечения, расположенного на расстоянии  $a$  от ближайшей опоры, по изгибающему моменту следует определять по формуле:

$$k = \frac{M^y (M - M_p)}{M n_k \epsilon_M \Omega}. \quad (5.30)$$

Значения площади линии влияния  $\Omega$  и величины изгибающего момента  $M_p$ , возникающего в наклонном сечении от действия постоянных нагрузок определяют по формулам (5.2) и (5.3), соответственно.

5.15 Предельный изгибающий момент в неусиленном сечении определяют по формуле:

$$M = R_s A_s z_s + \sum R_{sw} A_{sw} z_{sw} + \sum R_s A_{si} z_{si}, \quad (5.31)$$

где  $z_s, z_{sw}, z_{si}$  – расстояния от усилий в ненапрягаемой арматуре, вертикальных и наклонных хомутах, соответственно, до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне бетона в расчетном сечении, м.

5.16 На рисунке 5.5 приведена расчетная схема к определению предельного момента в усиленном сечении.

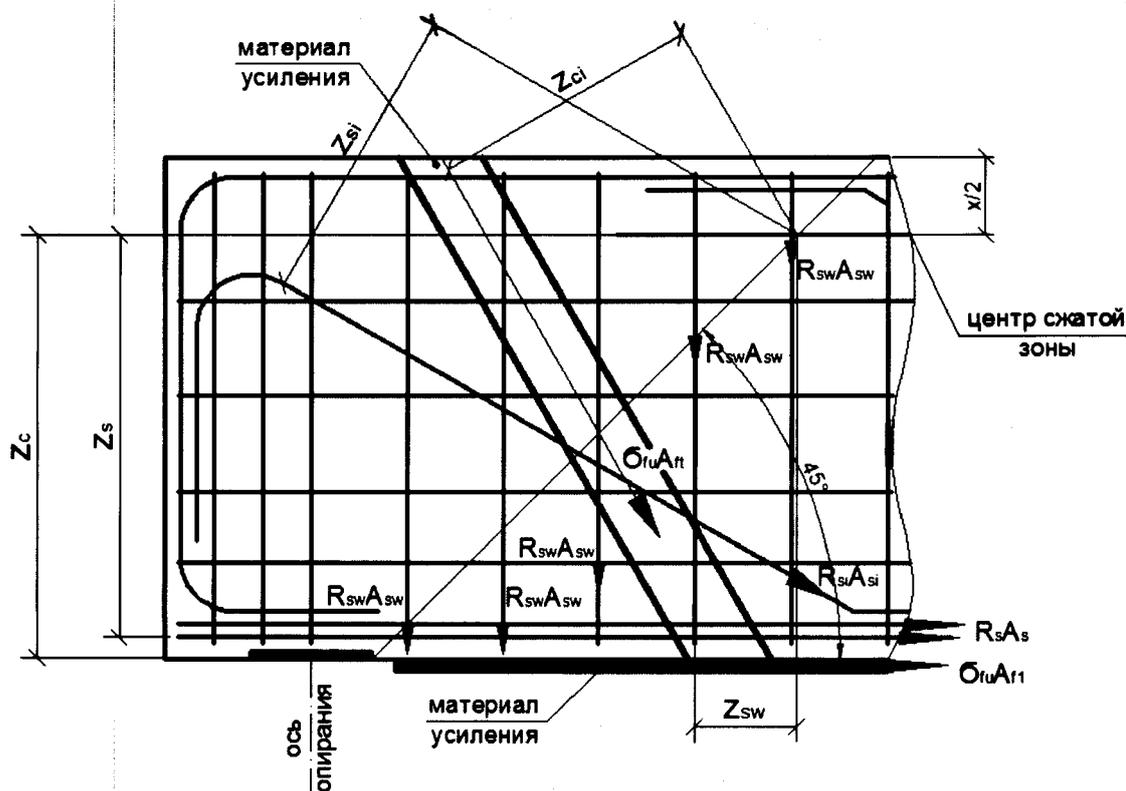


Рисунок 5.5. Расчетная схема к определению предельного изгибающего момента в наклонном сечении

Предельный изгибающий момент в усиленном наклонном сечении вычисляют по формуле:

$$M^y = R_s A_s z_s + \sum R_{sw} A_{sw} z_{sw} + \sum R_s A_{si} z_{si} + \sigma_{fu} A_{f1} z_{c1} + \sigma_{fu} A_{f2} z_{c2} + \sum \sigma_{fu} A_{fw} z_{cw} + \sum \sigma_{fu} A_{fi} z_{ci}, \quad (4.32)$$

где  $z_{c1}, z_{c2}, z_{cw}, z_{ci}$  – расстояния от усилий в ПКМ, расположенном на нижней и боковых гранях, вертикальных и наклонных холстах ПКМ, соответственно, до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне бетона в расчетном сечении, м.

### Расчет усиленных элементов на выносливость

5.17 Допускаемые временные нагрузки по выносливости бетона и арматуры главной балки, усиленной без разгрузки от собственного веса, для расчетного сечения, расположенного на расстоянии  $a$  от ближайшей опоры, следует определять по формуле:

$$k = \frac{M^y(M - M_p)}{M \theta \varepsilon_M \Omega} \quad (5.33)$$

5.18 Предельный изгибающий момент для неусиленного сечения определяют по следующим формулам:

а) по выносливости бетона:

$$M = \frac{R_{bf} I_{red}}{x'} \quad (5.34)$$

б) по выносливости арматуры:

$$M = \frac{R_{sf} I_{red}}{n'(h - x' - a_u)} \quad (5.35)$$

В формулах (5.34) и (5.35)  $I_{red}$  – приведенный момент инерции неусиленного сечения балки, м<sup>4</sup>;  $x'$  – высота сжатой зоны бетона для расчетов на выносливость, м;  $a_u$  – расстояние от растянутой грани сечения до центра тяжести ближайшего ряда арматуры, м/

5.19 Предельный изгибающий момент для усиленного сечения определяют по следующим формулам:

а) по выносливости бетона:

$$M^y = \frac{R_{bf} I_{red}^y}{x'_y} \quad (5.36)$$

б) по выносливости арматуры:

$$M^y = \frac{R_{sf} I_{red}^y}{e_s n'(h - x'_y - a_u)} \quad (5.37)$$

В формулах (5.36) и (5.37)  $I_{red}^y$  – приведенный момент инерции неусиленно-го сечения балки, м<sup>4</sup>;  $x'_y$  – высота сжатой зоны бетона для расчетов на выносли-вость, м;  $a_u$  – расстояние от растянутой грани сечения до центра тяжести бли-жайшего ряда арматуры, м;  $e_s$  – коэффициент, учитывающий перераспределение напряжений между арматурой и композиционным материалом.

Значение коэффициента  $e_s$  принимают по таблице 5.2 в зависимости от от-ношения площадей поперечного сечения композиционного материала и стальной арматуры в рассматриваемом сечении (промежуточные значения определяют по интерполяции).

Таблица 5.2 - Коэффициент  $e_s$

$A_f/A_s$	0,000	0,062	0,125	0,187	0,297	0,375
$e_s$	1,000	0,929	0,881	0,849	0,808	0,772

5.20 Момент инерции приведенного неусиленного сечения определяют по формуле:

$$I_{red} = \frac{b'_f(x')^3}{3} - \frac{(b'_f - b)(x' - h'_f)^3}{3} + n'A_s(h_0 - x')^2 + n'A'_s(x' - a'_s)^2. \quad (5.38)$$

Высоту сжатой зоны неусиленного сечения следует определять по формуле:

$$x' = -s + \sqrt{s^2 + r}; \quad (5.39)$$

$$s = \frac{(b'_f - b)h'_f + n'(A_s + A'_s)}{b}; \quad (5.40)$$

$$r = \frac{(b'_f - b)h'^2_f + 2n'(A_s h_0 + A'_s a'_s)}{b}. \quad (5.41)$$

Если  $x' \leq h_f$ , т.е. граница сжатой зоны бетона проходит в плите, то  $I_{red}$ ,  $s$  и  $r$  следует определять по формулам:

$$I_{red} = \frac{b'_f(x')^3}{3} + n'A_s(h_0 - x')^2 + n'A'_s(x' - a'_s)^2; \quad (5.42)$$

$$s = \frac{n'(A_s + A'_s)}{b_f}; \quad (5.43)$$

$$r = \frac{2n'(A_s h_0 + A'_s a'_s)}{b'_f} \quad (5.44)$$

5.21 Обозначения геометрических размеров, используемых при расчете усиленного сечения на выносливость, приведены на рисунке 5.6, а распределение внутренних усилий в нем – на рисунке 5.7.

Момент инерции приведенного усиленного сечения определяют по формуле:

$$I_{red}^y = \frac{b'_f (x'_y)^3}{3} - \frac{(b'_f - b)(x'_y - h'_f)^3}{3} + n'A_s (h_0 - x'_y)^2 + n'A'_s (x'_y - a'_s)^2 + n'_f A'_f (h_0 - x'_y + a'_s)^2 \quad (5.45)$$

Высоту сжатой зоны усиленного сечения  $x'_y$  следует определять по формуле (5.37) при:

$$s = \frac{(b'_f - b)h'_f + n'(A_s + A'_s) + n'_f(A_{f1} + A_{f2})}{b}; \quad (5.46)$$

$$r = \frac{(b'_f - b)h'_f{}^2 + 2n'(A_s h_0 + A'_s a'_s) + 2n'_f(A_{f1} + A_{f2})(h_0 + a_s)}{b} \quad (5.47)$$

В случае, если  $x'_y \leq h_f$ , значения  $I_{red}^y$ ,  $s$  и  $r$  следует определять по формулам:

$$I_{red}^y = \frac{b'_f (x'_y)^3}{3} + n'A_s (h_0 - x'_y)^2 + n'A'_s (x'_y - a'_s)^2 + n'_f A'_f (h_0 - x'_y + a'_s)^2; \quad (5.48)$$

$$s = \frac{n'(A_s + A'_s) + n'_f(A_{f1} + A_{f2})}{b'_f}; \quad (5.49)$$

$$r = \frac{2n'(A_s h_0 + A'_s a'_s) + 2n'_f(A_{f1} + A_{f2})(h_0 - x'_y + a_s)}{b'_f} \quad (5.50)$$

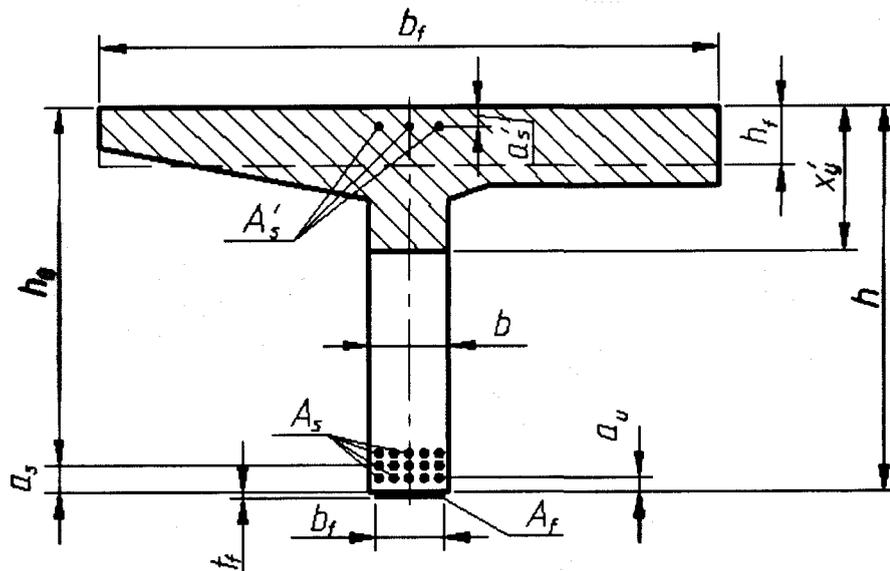


Рисунок 5.6. Обозначения геометрических размеров усиленного сечения для расчетов на выносливость

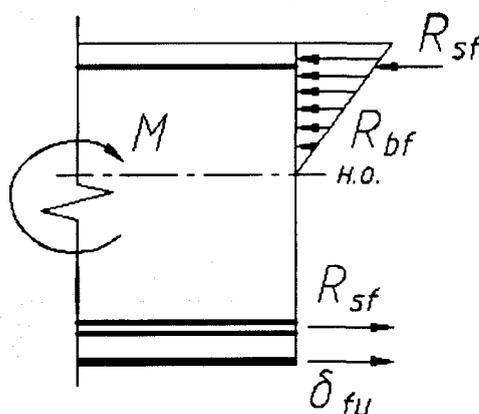


Рисунок 5.7 Распределение внутренних усилий в усиленном сечении при расчетах на выносливость

### Расчет по предельным состояниям второй группы

5.22 Расчеты по второй группе предельных состояний выполняются для случая увеличения обращаемой нагрузки по сравнению с проектной.

5.23 Расчет ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, следует производить по указаниям свода правил «СП 35.13330.2011. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84\* "Мосты и трубы"», принимая в расчетных зависимостях геометрические характеристики сечения элемента с учетом внешнего армирования композитными материалами. Значение коэффициента приведения ПКМ к бетону  $\alpha_{f1}$  определяют по формуле:

$$\alpha_{f1} = \frac{E_f}{E_b}. \quad (5.51)$$

Момент инерции приведенного поперечного сечения элемента  $I_{red}$  относительно его центра тяжести определяют с учетом площади сечения бетона сжатой зоны, площади сечения сжатой и растянутой стальной арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону  $\alpha_{s1}$  и арматуры ПКМ с коэффициентом приведения арматуры к бетону  $\alpha_{f1}$ .

$$I_{red} = I_b + I_s \alpha_{s1} + I'_s \alpha_{s1} + I_f \alpha_{f1}. \quad (5.52)$$

5.24 Расчет по трещиностойкости следует проводить по указаниям свода правил «СП 35.13330.2011. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84\* "Мосты и трубы"».

5.25 Расчет по деформациям (прогибам). Расчет железобетонных пролетных строений по прогибам следует производить по указаниям свода правил «СП 35.13330.2011. СНиП 2.05.03-84\* "Мосты и трубы"», принимая в расчетных зависимостях геометрические характеристики сечения элемента с учетом внешнего армирования композитными материалами, используя приведенный момент инерции  $I_{red}$ .

## 6 УЧЕТ ВЛИЯНИЯ ДЕФЕКТОВ ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ

6.1 При оценке грузоподъемности главных балок должно быть учтено влияние дефектов и повреждений, выявленных при обследовании пролетного строения.

6.2 Учет ослабления арматуры коррозией и выключенных из работы стержней производится путем введения в расчетные формулы фактической площади сечения стержней рабочей арматуры или относительного изменения площади сечения арматуры  $i$ , определенных при обследовании пролетного строения.

Относительное изменение площади арматуры определяют как отношение площади поперечного сечения продольной рабочей арматуры с учетом ослабления ее коррозией и выключенных из работы стержней  $A_{si}$  к площади той же арматуры без учета ее ослабления  $A_s$ :

$$i = \frac{A_{si}}{A_s} = \frac{n_s f_a - \sum_1^{n_1} f_i - n_2 f_a}{n f_a}, \quad (6.1)$$

где  $f_a$  – площадь сечения одного стержня, не поврежденного коррозией,  $\text{см}^2$ ;  $f_i$  – площадь ослабления сечения  $i$ -го стержня коррозией,  $\text{см}^2$ ;  $n_s$  – число стержней рабочей арматуры в элементе;  $n_1$  и  $n_2$  – количество стержней, поврежденных коррозией, и выключенных из работы, соответственно.

6.3 При наличии в пролетном строении участков с продольной рабочей арматурой, потерявшей сцепление с бетоном (выступающих из бетона на величину превышающую половину диаметра стержня), расчету подлежит сечение на данном участке без учета стержней, выключенных из работы. При этом расчет производится по наибольшему изгибающему моменту в пределах данного участка.

6.4 Учет других дефектов ведется в соответствии с требованиями п. 6 Руководства по определению грузоподъемности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов.

## 7 КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА

7.1 Соблюдение правил настоящего руководства обеспечивается входным, операционным и приемочным контролем, выполняемыми производителем работ, и контролем качества за выполняемыми работами заказчиком или его представителем.

7.2 Требования к входному, операционному и приемочному контролю холстов и пластин на основе углеродного волокна, компонентов для приготовления адгезивов и грунтовки, а также методы испытаний элементов усиления должны устанавливаться и уточняться техническими условиями на системы усиления внешним армированием из композиционных материалов.

7.3 Входной контроль распространяется на все материалы, используемые при производстве работ. До начала работ должно быть проверено наличие сопроводительной документации, выполнен осмотр состояния упаковки и внешнего вида материалов, проверен их вес.

7.4 Холсты и пластин на основе углеродных волокон и компоненты адгезивов и праймера поставляют партиями. Партией считается количество материала одного назначения, изготовленное по одному технологическому режиму из сырья с однородными свойствами и оформленное одним документом о качестве.

7.5 Документ о качестве должен содержать следующую информацию:

- наименование изготовителя;
- дата оформления документа о качестве;
- номер партии;
- наименование продукции;
- количество упаковочных мест;
- результаты испытаний;
- условия хранения материалов;
- допустимый срок хранения;
- отметки отдела контроля качества изготовителя.

7.6 Фактический срок хранения материалов не должен превышать допустимый.

7.7 Условия хранения материалов должны соответствовать требованиям предоставляемым производителями.

7.8 Для контроля соответствия прочностных и деформативных характеристик поставленных материалов, заявленных производителем, в соответствии с действующими нормативными документами определяют расчетную прочности и модуль упругости композиционных материалов (ГОСТ 25.601-80), прочность на сдвиг (ГОСТ 14759-69) и отрыв (ГОСТ 14760-69) клеящих составов. Результаты испытаний оформляют актом.

7.9 Перед наклейкой холста или пластины осуществляют контроль качества основания в соответствии с требованиями, изложенными в пп. 1.3 и 2.4 настоящего руководства. Внешний вид поверхности оценивается визуально, ровность – с помощью металлической линейки. Прочность бетона основания определяется одним из методов неразрушающего контроля прочности в соответствии с ГОСТ 22690-88 или ГОСТ 17624-87. Контроль влажности и температуры бетонной поверхности контролируется сертифицированным оборудованием контактным (методом полимерной пленки и термометрами) или бесконтактным способом (пирометрами и влагомерами).

7.10 Время отверждения адгезионных составов должно соответствовать паспортным данным или иными документами на применяемый состав.

7.11 При приготовлении составов должна контролироваться точность дозирования компонентов, однородность массы состава после смешивания, отсутствие сгустков и посторонних включений. При нанесении составов на поверхность бетона визуально и по весовому расходу контролируют толщину и равномерность слоя, отсутствие непокрытых участков. При укладке и пропитке холста визуально и по весовому расходу контролируется толщина и равномерность слоя адгезива, отсутствие непропитанных участков, складок, ориентация волокон, соблюдение разметки схемы усиления. Отклонение волокон от принятой проектом ориентации не должно превышать 5-ти градусов.

7.12 По завершении отверждения адгезива осуществляют визуальный контроль с целью выявления внешних дефектов. Так же осуществляется контроль толщины адгезионного состава сертифицированным оборудованием (ультразвуковым толщиномером). Контроль внутренних дефектов (не проклеенных мест, расслоений) осуществляется путем акустического зондирования, легкого простукивания поверхности материала усиления молотком, либо другим методом неразрушающего контроля. Контроль внутренних дефектов осуществляется по всей площади усиления.

7.13 По результатам контроля осуществляют оценку влияния расслоений на конструкционную целостность элемента усиления. При этом учитывают размер расслоений и их расположение и количество относительно общей площади элемента усиления. Допускаются расслоения площадью не более  $10 \text{ см}^2$  каждое, суммарная площадь расслоений не должна превышать 3% от общей площади элемента усиления. Расслоения площадью более  $10 \text{ см}^2$  должны быть отремонтированы путем вырезания дефектных участков и установки заплатки с таким же количеством слоев.

7.14 Результаты входного, операционного и приемочного контроля заносят в сопроводительную документацию производства работ.

7.15 Приемку выполненных работ осуществляют в установленном законом порядке. В соответствии с требованиями СП 79.13330.2012 проводят испытания усиленных конструкций расчетной статической или обращающейся нагрузкой. Результаты испытания оформляют Заключением, в котором дается оценка эффективности усиления.

## 8 ТЕХНИКА БЕЗОПАСНОСТИ И ОХРАНА ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ

8.1 При производстве работ по внешнему армированию необходимо выполнять требования техники безопасности в соответствии со СНиП 12-04-2002 и ВСН 37-84.

8.2 В соответствии с ГОСТ 12.1.004 защиту элементов внешнего армирования от пожара следует осуществлять с использованием жаростойких покрытий.

8.3 Все процессы, связанные с приготовлением адгезивов и грунтовок, необходимо производить на открытом воздухе или в хорошо проветриваемом помещении. Составы готовят на ровной поверхности, покрытой бумагой, которая убирается и сжигается в конце каждого рабочего дня. При приготовлении адгезивов и праймера на открытом воздухе рабочие должны находиться с наветренной стороны.

8.4 Вблизи места работ не должны находиться посторонние люди, запрещается принимать пищу, курить, пользоваться открытым огнем. При работе с составами необходимо следить за чистотой рук и одежды. На открытые участки тела рекомендуется наносить защитный крем. При попадании составов на кожу необходимо незамедлительно промыть это место теплой водой и протереть тампоном, смоченным в этиловом спирте. При попадании составов в глаза необходимо незамедлительно промыть их теплой водой и немедленно обратиться к врачу.

8.5 При работе с адгезивами и праймером и при подготовке холстов и пластин необходимо, в соответствии с ГОСТ 12.1.007, выполнять следующие требования:

- все рабочие должны применять средства индивидуальной защиты – перчатки, очки, респиратор;
- все рабочие должны пройти вводный инструктаж и инструктаж на рабочем месте;
- к работе с составами допускаются лица, прошедшие медицинский осмотр и имеющие допуск.

8.6 Ремонтные работы на высоте более 1,3 м должны выполняться с подвесных или стоечных подмостей, люлек или других средств, обеспечивающих безопасное выполнение работ.

8.7 В незатвердевшем виде компоненты эпоксидных составов крайне опасны для здоровья и окружающей среды. Поэтому попадание их в почву или в водоемы недопустимо. То же самое относится и к вспомогательным химическим составам и компонентам – краски, растворители и т.д.

8.8 Запрещается утилизировать неиспользованные составы до отверждения. Они не должны закапываться или сжигаться. После отверждения адгезивы и праймер утилизируют как пластмассу.

8.9 Все отходы производства, оставшиеся после проведения работ по усилению конструкции (обрезки холстов и пластин, фрагменты застывшего адгезива, тара и упаковка, и т.д.), должны быть утилизированы в соответствии с рекомендациями и требованиями изготовителя.

## 9 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

В процессе работы над регламентом были использованы следующие нормативные документы:

- СП 35.13330.2011 Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84\*
- СП 79.13330.2012 Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний. Актуализированная редакция СНиП 3.06.07-86.
- ЦП-628 Инструкция по содержанию искусственных сооружений
- СП 52.101-2003 Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного натяжения арматуры
- ГОСТ 25.601-80 Методы механических испытаний композиционных материалов с полимерной матрицей
- ГОСТ 14359-69 Пластмассы. Методы механических испытаний. Общие требования
- ГОСТ 14759-69 Клеи. Метод определения прочности при сдвиге
- ГОСТ 14760-69 Клеи. Метод определения прочности при отрыве
- ГОСТ 22690-88 Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля
- ГОСТ 17624-87 Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности.
- ГОСТ 12.1.004 Пожарная безопасность
- ГОСТ 12.1.007 Вредные вещества. Классификация и общие требования по безопасности
- СНиП 12-04-2002 Безопасность труда в строительстве
- Руководство по определению грузоподъемности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов

## ОГЛАВЛЕНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ.....	3
1 КОНСТРУКЦИЯ УСИЛЕНИЯ И ТРЕБОВАНИЯ К НЕЙ.....	4
2 ТЕХНОЛОГИЯ ПРОИЗВОДСТВА РАБОТ ПО УСИЛЕНИЮ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ.....	9
3 ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ГРУЗОПОДЪЕМНОСТИ .....	15
4 РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРИАЛОВ И НАГРУЗКИ.....	17
5 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГРУЗОПОДЪЕМНОСТИ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ С НЕНАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРОЙ, УСИЛЕННЫХ СИСТЕМОЙ ВНЕШНЕГО АРМИРОВАНИЯ НА ОСНОВЕ УГЛЕРОДНОГО ВОЛОКНА ПО ОПАЛУБОЧНЫМ И АРМАТУРНЫМ ЧЕРТЕЖАМ.....	19
6 УЧЕТ ВЛИЯНИЯ ДЕФЕКТОВ ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ.....	34
7 КОНТРОЛЬ КАЧЕСТВА.....	35
8 ТЕХНИКА БЕЗОПАСНОСТИ И ОХРАНА ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ.....	38
9 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ .....	40
ПРИЛОЖЕНИЕ 1.ПРИМЕР ОПРЕДЕЛЕНИЯ ГРУЗОПОДЪЕМНОСТИ УСИЛЕННОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ С НЕНАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРОЙ ПО ОПАЛУБОЧНЫМ И АРМАТУРНЫМ ЧЕРТЕЖАМ ДО И ПОСЛЕ ЕГО УСИЛЕНИЯ.....	42

## ПРИМЕР ОПРЕДЕЛЕНИЯ ГРУЗОПОДЪЕМНОСТИ УСИЛЕННОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ С НЕНАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРОЙ ПО ОПАЛУБОЧНЫМ И АРМАТУРНЫМ ЧЕРТЕЖАМ ДО И ПОСЛЕ ЕГО УСИЛЕНИЯ

В примере назначается усиление и определяется грузоподъемность двухребристого пролетного строения проектировки Гипротранса 1931 г. под нагрузку Н7, построенного в 1933 г. с повреждением растянутой рабочей арматуры, повлекшем полное выключение из работы нижнего ряда в середине пролета.

Основные размеры и конструкции армирования приведены на рисунке П 1.1. Диаметры рабочей арматуры в местах вскрытия защитного слоя соответствуют проектным.

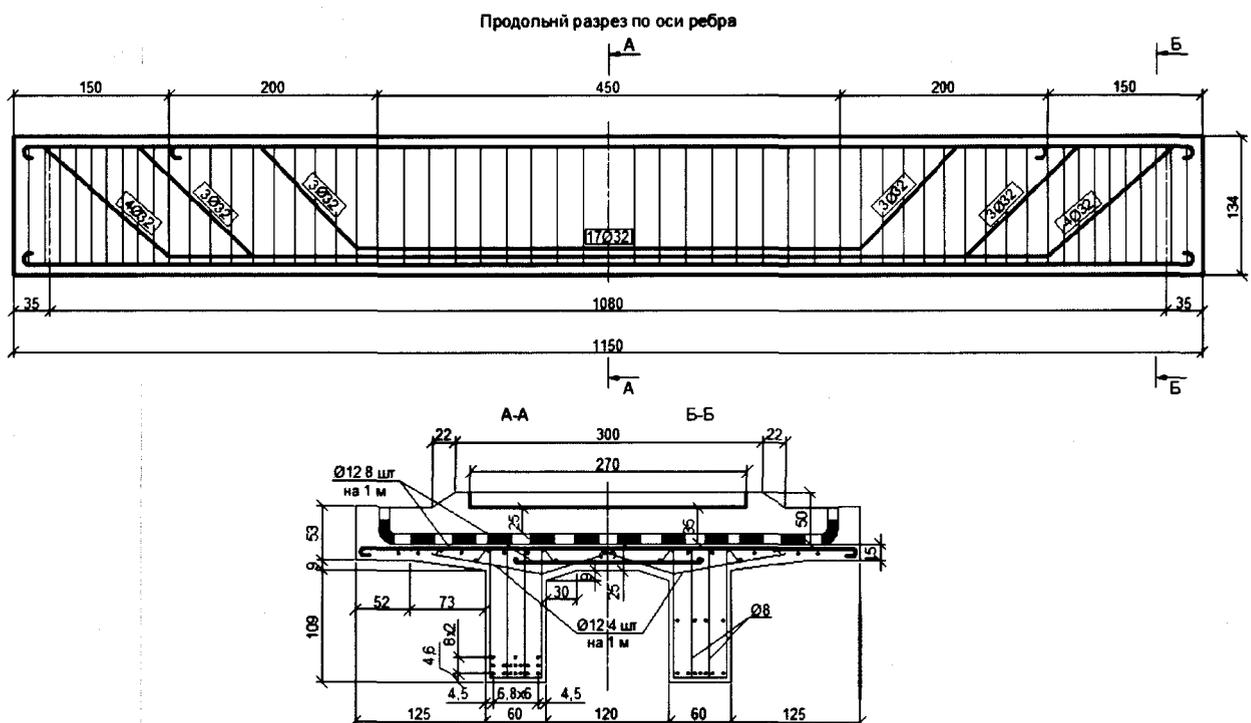


Рисунок П 1.1. Арматурный чертеж пролетного строения.

### *Общие данные для расчета*

Расчетный пролет  $l = 10,8$  м. Путь на щебеночном балласте. Толщина балласта под шпалой  $h_b = 0,25$  м. Смещение оси пути относительно оси пролетного строения над левым и правым концами  $e_1 = e_2 = 0,2$  м.

Расчетные сопротивления бетона (при фактической прочности 23,0 МПа): на сжатие  $R_b = 9,4$  МПа; на растяжение  $R_{bt} = 0,77$  МПа.

Расчетные сопротивления арматуры (гладкой): на растяжение и сжатие  $R_s = R_{sc} = 190$  МПа. Модули упругости бетона:  $E_b = 27 \cdot 10^3$  МПа; арматуры  $E_s = 2,1 \cdot 10^5$  МПа.

Отношение модулей упругости при расчете на выносливость  $n' = 23,5$ .

Удельный вес железобетона – 25 кН/м<sup>3</sup>, удельный вес балласта с частями пути – 20 кН/м<sup>3</sup>.

Динамический коэффициент к эталонной нагрузке для расчета главной балки:

$$1 + \mu = 1 + \frac{15}{20+l} = 1 + \frac{15}{20+10,8} = 1,48.$$

Коэффициент, унифицирующий результаты классификации, для главной балки:

$$\psi = \frac{1 + \frac{21}{30+l}}{1 + \frac{27}{30+l}} = \frac{1 + \frac{21}{30+10,8}}{1 + \frac{27}{30+10,8}} = 0,912.$$

Доля временной нагрузки, приходящаяся на главную балку:

$$\varepsilon_M = 0,5 + \frac{A_1(e_1+e_2)}{c} + \frac{A_2(e_1-e_2)}{c} = 0,5 + \frac{0,3 \cdot (0,2+0,2) + 0 \cdot (0,2-0,2)}{1,8} = 0,56,$$

где  $c = 1,8$  м - расстояние между осями главных балок;  $A_1 = 0,3$ ;  $A_2 = 0$ ;  $B_1 = 0,6$ ;  $B_2 = 0,15$ .

*Определение постоянных нагрузок*

Объем железобетонного пролетного строения – 30,6 м<sup>3</sup>; постоянная нагрузка от веса пролетного строения с обустройствами на одну главную балку

$$p_p = \frac{30,6 \cdot 25}{11,50 \cdot 2} + 0,7 = 34,0 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Площадь поперечного сечения балластной призмы:

$$A_b = 3,22 \cdot 0,5 + 2 \cdot 0,64 \cdot 0,35 = 2,06 \text{ м}^2.$$

Постоянная нагрузка от веса балласта с частями пути на одну главную балку:

$$p_b = \frac{2,06 \cdot 20}{2} = 20,6 \text{ кН/м}.$$

*Определение дополнительных размеров расчетных сечений главной балки*

Рассчитывают два сечения: в середине пролета и в месте наибольшего ослабления продольной рабочей арматуры (или ослаблениями, вызванными другими повреждениями или дефектами) – в данном примере эти сечения совпадают. На рисунке П 1.2 показана схема для определения основных геометрических размеров расчетного сечения.

Площадь поперечного сечения рабочей арматуры в данном сечении:

$$A_s = 8,04 \cdot 10^{-4} \cdot 10 = 80,4 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Расстояние от растянутой грани бетона до центра тяжести растянутой арматуры сечения в середине пролета

$$a_s = \frac{(8,04 \cdot 7 \cdot 0,125 + 8,04 \cdot 3 \cdot 0,205) \cdot 10^{-4}}{80,4 \cdot 10^{-4}} = 0,15 \text{ м}.$$

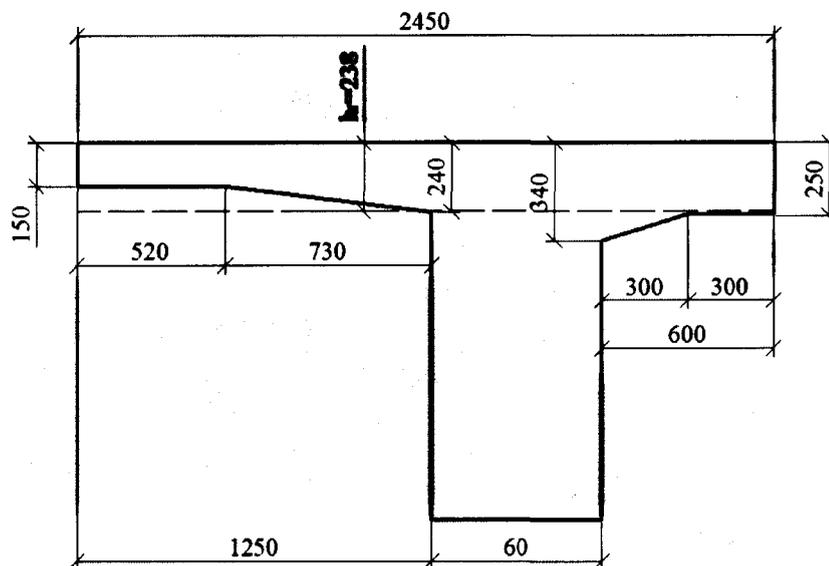


Рисунок П 1.2. Схема для определения основных геометрических размеров расчетного сечения

Приведенная высота плиты балластного корыта равна:

$$h_f = \frac{0,16 \cdot 0,52 + 0,5 \cdot (0,16 + 0,25) \cdot 0,73}{2,45} + \frac{0,5 \cdot (0,25 + 0,35) \cdot 0,6 + 0,5 \cdot (0,35 + 0,26) \cdot 0,3 + 0,3 \cdot 0,26}{2,45} = 0,238 \text{ м}.$$

Расчет главной балки на прочность нормального сечения по изгибающему моменту

Эталонная нагрузка при длине линии влияния  $l = 10,8 \text{ м}$  и положении ее вершины  $\alpha = 0,5$  равна  $k_H = 20,88 \text{ кН/м}$ .

Рабочая высота сечения определяется по формуле:

$$h_0 = h - a_s = 1,34 - 0,15 = 1,19\text{м.}$$

Высота сжатой зоны бетона:

$$x_2 = \frac{R_s(A_s - A'_s) - R_b(b_f - b)h_f}{R_b b} =$$

$$= \frac{190 \cdot 10^3 \cdot (80,4 - 32,16) \cdot 10^{-4} - 9,4 \cdot 10^3 \cdot (2,45 - 0,60) \cdot 0,238}{9,4 \cdot 10^3 \cdot 0,60} =$$

$= -0,57\text{м} < h_f = 0,238\text{м}$ , следовательно, граница сжатой зоны находится в плите.

Высота сжатой зоны бетона без учета сжатой арматуры ( $A'_s = 0$ ):

$$x_1 = \frac{R_s A_s}{R_b b_f} = \frac{190 \cdot 10^3 \cdot 80,4 \cdot 10^{-4}}{9,4 \cdot 10^3 \cdot 2,45} = 0,066\text{м} > a'_s = 0,038.$$

Высота сжатой зоны бетона с учетом сжатой арматуры:

$$x_2 = \frac{R_s(A_s - A'_s)}{R_b b} = \frac{190 \cdot 10^3 \cdot (80,4 - 32,16) \cdot 10^{-4}}{9,4 \cdot 10^3 \cdot 2,45} = 0,0398 < 2a'_s = 0,076\text{м},$$

следовательно, площадь сжатой арматуры  $A'_s$  необходимо учитывать с коэффициентом  $\delta = 1 - (2a'_s - x_2)/a'_s = 1 - (2 \cdot 0,038 - 0,0398)/0,038 = 0,05$ .

$$x = \frac{R_s(A_s - \delta A'_s)}{R_b b} = \frac{190 \cdot 10^3 \cdot (80,4 - 0,05 \cdot 32,16) \cdot 10^{-4}}{9,4 \cdot 10^3 \cdot 2,45} = 0,065\text{ м},$$

Предельный изгибающий момент в рассматриваемом сечении равен:

$$M = R_b b_f x (h_0 - 0,5x) + \delta R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) =$$

$$= 190 \cdot 10^3 \cdot 2,45 \cdot 0,065 \cdot (1,19 - 0,5 \cdot 0,065) +$$

$$+ 0,05 \cdot 190 \cdot 10^3 \cdot 32,16 \cdot 10^{-4} \cdot (1,23 - 0,038) = 2505,9\text{ кНм.}$$

Площадь линии влияния изгибающего момента в рассматриваемом сечении:

$$\Omega = 0,5 \frac{(l-a)a}{2} = 0,5 \frac{(10,8-5,4)5,4}{2} = 14,58\text{м}^2.$$

Изгибающий момент в рассматриваемом сечении от постоянных нагрузок:

$$M_p = (n_p \cdot p_p + n'_p \cdot p_b) \Omega = (1,1 \cdot 34,0 + 1,2 \cdot 20,6) \cdot 14,58 = 905,7\text{ кНм}$$

Допускаемая временная нагрузка:

$$k = \frac{M - M_p}{n_k \epsilon_M \Omega} = \frac{2505,9 - 905,7}{1,15 \cdot 0,56 \cdot 14,58} = 170,4\text{ кН/м.}$$

Класс главной балки сечения в середине пролета из расчета на прочность по изгибающему моменту:

$$K = \frac{\psi k}{k_H(1+\mu)} = \frac{0,912 \cdot 170,4}{20,88 \cdot 1,487} = 5,0.$$

Расчет главной балки на прочность наклонного сечения по поперечной силе

Интенсивность армирования хомутами принимают наименьшей в пределах четверти пролета. Шаг хомутов  $s = 0,2$  м.

Рабочая высота сечения  $h_0 = 1,34 - 0,045 = 1,295$  м.

Площадь сечения всех ветвей хомутов (4Ø8)  $A_{sw} = 2,01 \cdot 10^{-4}$  м<sup>2</sup>.

Длина проекции невыгоднейшего наклонного сечения:

$$c = \sqrt{\frac{2,5bh_0^2R_{bt}s}{R_sA_{sw}}} = \sqrt{\frac{2,5 \cdot 0,6 \cdot 1,295^2 \cdot 0,77 \cdot 10^3 \cdot 0,2}{190 \cdot 10^3 \cdot 2,01 \cdot 10^{-4}}} = 3,18 \text{ м.}$$

Так как  $c = 3,18 \text{ м} > 2h_0 = 2,59$ , к расчету принимают  $c = 2,59$  м.

Расстояние от верхнего конца наклонного сечения до опоры:

$$a = 2,59 + 0,2 = 2,79 \text{ м.}$$

Эталонная нагрузка при  $\alpha = 0$  и длине загрузки  $\lambda = 10,80 - 2,79 = 8,01$  м:  $k_H = 26,3$  кН/м.

Площадь линии влияния поперечной силы, загружаемой:

$$\text{- временной нагрузкой } \Omega_k = 0,5 \frac{(l-a)^2}{a} = \frac{(10,80-2,79)^2}{2 \cdot 10,80} = 2,79 \text{ м;}$$

$$\text{- постоянными нагрузками } \Omega_p = \frac{l}{2} - a = \frac{10,8}{2} - 2,79 = 2,61 \text{ м.}$$

Поперечная сила в рассматриваемом сечении от постоянных нагрузок:

$$Q_p = (n_p p_p + n'_p p_b) \Omega_p = (1,1 \cdot 0,34 + 1,2 \cdot 20,6) \cdot 2,61 = 162,1 \text{ кН.}$$

В качестве предельного значения поперечной силы  $Q$  в рассматриваемом сечении принимается минимальное из полученных по формулам (5.27) и (5.28) Руководства по определению грузоподъемности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов.

Коэффициент  $\varphi_w$  определяется по формуле:

$$\varphi_w = 1 + 5 \frac{E_s}{E_b} \mu = 1 + 5 \frac{2,1 \cdot 10^5}{27 \cdot 10^3} 1,675 = 1,07,$$

$$\mu = \frac{A_{sw}}{bs} = \frac{2,01 \cdot 10^4}{0,6 \cdot 0,2} = 1,675 \cdot 10^{-3}.$$

Коэффициент  $\varphi_b$  определяется по формуле:

$$\varphi_b = 1 - 0,01R_b = 1 - 0,01 \cdot 9,4 = 0,906.$$

Предельная поперечная сила по сжатию бетона между наклонными трещинами:

$$Q = 0,3\varphi_{\omega}\varphi_b R_b b h_0 = 0,3 \cdot 1,07 \cdot 0,906 \cdot 9,4 \cdot 10 - 3 \cdot 0,6 \cdot 1,295 = 2124,1 \text{ кН.}$$

Поперечное усилие, воспринимаемое бетоном:

$$Q_b = \frac{2R_{bt}bh_0^2}{c} = \frac{2 \cdot 0,77 \cdot 10^3 \cdot 0,6 \cdot 1,295^2}{2,59} = 598,3 \text{ кН.}$$

Предельная поперечная сила в наиболее опасном наклонном сечении:

$$Q = 0,8R_s \Sigma A_{si} \sin \alpha + \frac{0,8R_s A_{sw} c}{s} + Q_b =$$

$$= 0,8 \cdot 190 \cdot 10^3 \cdot 7 \cdot 8,04 \cdot 10^{-4} \cdot 0,707 + \frac{0,8 \cdot 190 \cdot 10^3 \cdot 2,01 \cdot 10^{-4} \cdot 2,59}{0,2} +$$

$$+ 598,3 = 1598,8 \text{ кН,}$$

где  $\alpha = 45^\circ$  – угол наклона отогнутых стержней.

Допускаемая временная нагрузка:

$$k = \frac{Q - Q_p}{n_k \varepsilon_Q \Omega_k} = \frac{1598,8 - 162,1}{1,0 \cdot 1,15 \cdot 0,63 \cdot 2,97} = 664,5 \text{ кН/м.}$$

Класс главной балки из расчета на прочность наклонного сечения по поперечной силе:

$$K = \frac{\psi k}{k_H (1 + \mu)} = \frac{0,912 \cdot 664,5}{26,3 \cdot 1,487} = 15,5.$$

Расчетная схема к определению предельного изгибающего момента в наклонном сечении приведена на рисунке П 1.3.

Предельный изгибающий момент по прочности наклонного сечения:

$$M = R_s A_s z_s + \Sigma R_{sw} A_{sw} z_{sw} + \Sigma R_{si} A_{si} z_{si} = 190 \cdot 10^3 \cdot 7 \cdot 8,04 \cdot 10^{-4} \cdot 1,195 +$$

$$+ 190 \cdot 10^3 \cdot 3 \cdot 8,04 \cdot 10^{-4} \cdot 1,115 + 190 \cdot 10^3 \cdot 2,012 \cdot 10^{-4} \cdot$$

$$\left( 0,03 + 0,18 + 0,33 + 0,48 + 0,63 + 0,78 + 0,93 + 1,08 + 1,23 \right) +$$

$$\left( + 1,38 + 1,53 + 1,68 + 1,83 + 1,98 + 2,13 + 2,28 + 2,43 \right) +$$

$$+ 190 \cdot 10^3 \left( 8,04 \cdot 10^{-4} \cdot 3 \cdot 0,35 + 8,04 \cdot 10^{-4} \cdot 3 \cdot 1,52 + \right. \\ \left. + 8,04 \cdot 10^{-4} \cdot 4 \cdot 2,02 \right) = 4679,45 \text{ кНм.}$$

Площадь линии влияния изгибающего момента в рассматриваемом сечении:

$$\Omega_k = 0,5 \frac{(l-a)a}{2} = 0,5 \frac{(10,8-2,79)2,79}{2} = 11,17 \text{ м}^2.$$

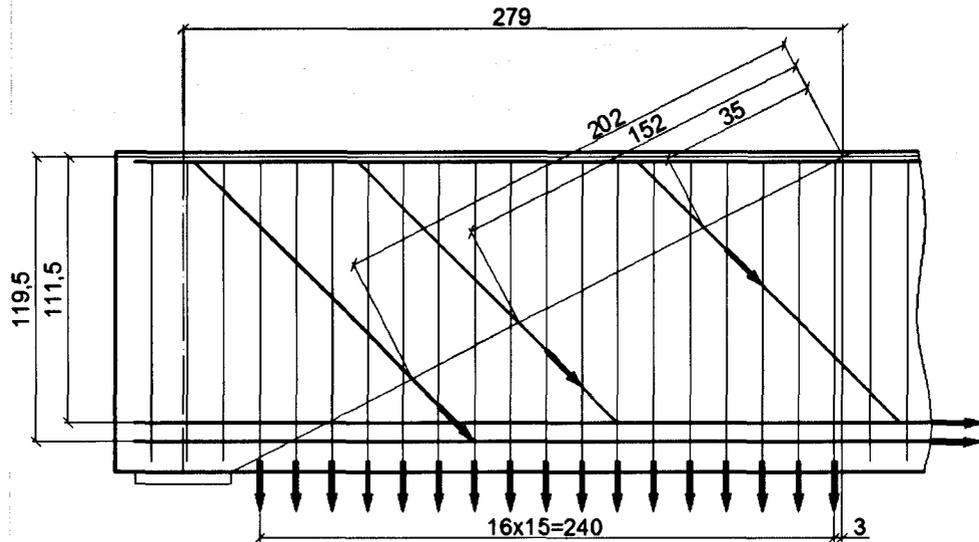


Рисунок П.1.3. Расчетная схема к определению предельного изгибающего момента

Изгибающий момент в рассматриваемом сечении от постоянных нагрузок:

$$M_p = (1,1 \cdot 34,0 + 1,2 \cdot 20,6) \cdot 11,17 = 694,13 \text{ кНм.}$$

Допускаемая временная нагрузка:

$$k = \frac{M - M_p}{n_k \varepsilon_Q \Omega_k} = \frac{4679,45 - 694,13}{1,15 \cdot 0,56 \cdot 11,17} = 554,0 \text{ кН/м.}$$

Класс главной балки из расчета на прочность наклонного сечения по изгибающему моменту:

$$K = \frac{\psi k}{k_H(1 + \mu)} = \frac{0,912 \cdot 554,0}{26,3 \cdot 1,487} = 12,92.$$

*Расчет главной балки на выносливость*

Изгибающий момент от постоянной нагрузки определяют при  $n_p = n'_p = 1,0$ :

$$M_p = (n_p \cdot p_p + n'_p \cdot p_b) \Omega = (1,0 \cdot 34,0 + 1,0 \cdot 20,6) 14,58 = 769,1 \text{ кНм.}$$

Изгибающий момент от временной нагрузки

$$M_k = \Omega \varepsilon_M k' \theta = 14,58 \cdot 0,56 \cdot 138,2 \cdot 0,895 = 1009,9 \text{ кНм,}$$

где  $k' = 138,2 \text{ кНм}$  – минимальное значение допускаемой временной нагрузки (из расчетов по нормальному и наклонному сечениям);  $\theta$  – коэффициент уменьшения динамического воздействия временной нагрузки для расчета главной балки.

При толщине балласта 0,25 м:

$$1 + \frac{2}{3} \mu = 1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{15}{20 + l} = 1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{15}{20 + 10,8} = 1,325,$$

$$\theta = \frac{1 + \frac{2}{3}\mu_0}{1 + \mu_0} = \frac{1,325}{1,48} = 0,895.$$

При толщине балласта 1,0 м:

$$1 + \frac{2}{3}\mu = 1,$$

$$\theta = 1.$$

Тогда, для толщины балласта 0,5 м, по интерполяции:

$$\theta = 0,935.$$

Коэффициенты асимметрии цикла напряжений определяют по формулам:

- для бетона

$$\rho_b = \frac{M_p}{M_p + M_k} = \frac{796,1}{796,1 + 1009,9} = 0,44,$$

- для арматуры

$$\rho = 0,15 + 0,8\rho_b = 0,15 + 0,8 \cdot 0,44 = 0,50.$$

Коэффициенты, зависящие от асимметрии цикла напряжений:  $\varepsilon_b = 1,17$ ,

$$\varepsilon_{\rho s} = 1,00.$$

Расчетное сопротивление бетона и арматуры для расчетов на выносливость:

$$R_{bf} = 0,6\varepsilon_b R_b = 0,6 \cdot 1,17 \cdot 9,4 = 6,60 \text{ Мпа},$$

$$R_{sf} = \varepsilon_{\rho s} R_s = 1,00 \cdot 190 = 190 \text{ Мпа}.$$

Предполагается, что граница сжатой зоны проходит в ребре. Для определения положения нейтральной оси усиленного сечения определяются значения  $s$ ,  $r$  и  $x'$ .

$$s = \frac{0,238(2,45 - 0,6) + 23,5 \cdot (32,16 \cdot 10^{-4} + 80,4 \cdot 10^{-4})}{0,6} = 1,176;$$

$$r = \frac{0,238^2(2,45-0,6) + 2 \cdot 23,5(32,16 \cdot 10^{-4} \cdot 0,038 + 80,4 \cdot 10^{-4} \cdot 1,19)}{0,6} = 0,934;$$

$$x' = -1,176 + \sqrt{1,176^2 + 0,934} = 0,346 \text{ м}.$$

Момент инерции приведенного сечения:

$$I_{red} = \frac{2,45(0,346)^2}{3} - \frac{(2,45 - 0,6)(0,346 - 0,238)^3}{3} + \\ + 23,5 \cdot 80,4 \cdot 10^{-4} (1,19 - 0,346)^2 + 23,5 \cdot 32,2 \cdot 10^{-4} (0,346 - 0,038)^2 = 0,233 \text{ м}^4.$$

Предельный изгибающий момент, который может воспринять неусиленное сечение:

$$\text{- по бетону } M = \frac{R_{bf} I_{red}}{x'} = \frac{6,60 \cdot 0,233}{0,346} = 4444,5 \text{ кНм};$$

$$\text{- по арматуре } M = \frac{R_{sf} I_{red}}{n'(h-x'-a_u)} = \frac{190 \cdot 0,233}{23,5(1,34-0,346-0,125)} = 2167,8 \text{ кНм}.$$

Тогда величина допускаемой нагрузки:

$$\text{- по бетону } k = \frac{1}{0,935 \cdot 0,56 \cdot 14,58} \left( \frac{6,60 \cdot 0,233}{0,346} - 769,1 \right) = 481,5 \text{ кН/м};$$

$$\text{- по арматуре } k = \frac{1}{0,935 \cdot 0,56 \cdot 14,58} \left( \frac{190 \cdot 0,233}{23,5(1,34-0,346-0,125)} - 769,1 \right) = 183,3 \text{ кН/м}.$$

Класс главной балки по выносливости арматуры:

$$K = \frac{\psi k}{k_H(1 + \mu)} = \frac{0,912 \cdot 183,3}{20,88 \cdot 1,487} = 5,38.$$

Сравнение результатов расчета грузоподъемности пролетного строения с нагрузками, соответствующими мостам второй категории по грузоподъемности, приведены в таблице П.1.1

**Результаты расчетов грузоподъемности и нагрузки,  
соответствующие мостам II категории**

Таблица П. 1.1

Вид расчета	$\alpha$	$\lambda$ , м	Класс элемента	Класс нагрузки
На прочность нормального к продольной оси сечения по моменту	0,5	10,8	5,00	6,50
На прочность наклонного сечения по поперечной силе	0,0	10,8	15,50	6,59
На прочность наклонного сечения по моменту	0,0	10,8	12,92	6,59
По выносливости нормального к продольной оси сечения по бетону	0,5	10,8	11,35	6,50
По выносливости нормального к продольной оси сечения по арматуре	0,5	10,8	5,38	6,50

На основании полученных данных сделан вывод о том, что необходимо усиление пролетного строения на прочность по моменту, для обеспечения класса 6,5, соответствующего II категории по грузоподъемности.

Для обеспечения необходимой несущей способности выбран вариант усиления - наклейка холста на нижнюю грань, как показано на рисунке П 1.4.

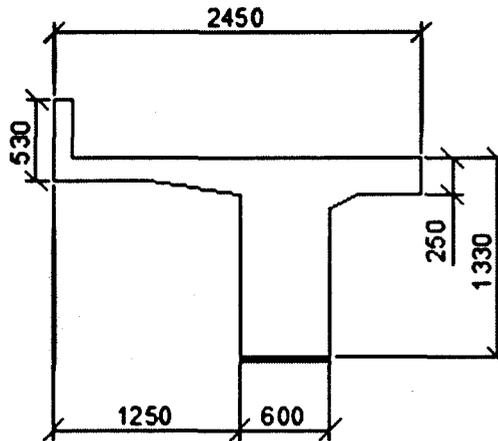


Рисунок П 1.4. Схема усиления главной балки пролетного строения.

Геометрические характеристики усиления назначаются методом подбора, затем производятся все необходимые проверки, обеспечивающие надежность сооружения после ремонта.

В данном случае в качестве материала усиления принят холст марки FibARMТаре 530/300g шириной рулона 0,3 м, длиной 100м, имеющий следующие характеристики:

- расчетная прочность на разрыв  $R_{ft} = 1683,6$  МПа;
- модуль упругости  $E = 230$  ГПа;
- толщина холста  $t_f = 0,294$  мм;
- ширину наклейки холста принимаем равной  $c_f = 0,60$  м.

Площадь поперечного сечения холста:

$$A_f = t_f c_f = 0,000294 \cdot 0,6 = 1,764 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Допустимое напряжение в материале усиления:

$$R_b = 27,6 \text{ МПа} \text{ —призменная прочность бетона.}$$

$$\sigma_{fu} = 0,41 \sqrt{\frac{R_b \cdot E_f \cdot b}{\Sigma t_f}} = 0,41 \sqrt{\frac{9,4 \cdot 230000}{0,294}} = 1111,8 \text{ МПа,}$$

$$0,9 \cdot R_{ft} = 0,9 \cdot 1683,6 = 1515,3 \text{ МПа,}$$

Принимаем  $\sigma_{fu} = 1111,8$  МПа.

Значения граничных относительных высот сжатой зоны  $\xi_R$  и  $\xi_{Rf}$ :

$$\xi_R = \frac{0,85 - 0,008R_b}{1 + 0,0001R_s(4,545 - 0,145R_b)} =$$

$$= \frac{0,85 - 0,008 \cdot 9,4}{1 + 0,0001 \cdot 190 \cdot (4,545 - 0,145 \cdot 9,4)} = 0,731,$$

$$\xi_{Rf} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{fu}}{\varepsilon_{b,ult} E_f} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,775}{1 + \frac{1111,8}{0,0035 \cdot 230000} \left(1 - \frac{0,775}{1,1}\right)} = 0,551,$$

где  $\omega = 0,85 - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 9,4 = 0,775$ .

Высоту сжатой зоны вычисляют исходя из предположения, что ее граница проходит в плите:

$$x = \frac{R_s A_s + \sigma_{fu} A_f - R_{sc} A'_s}{R_b b_f} =$$

$$= \frac{190 \cdot 10^3 \cdot 80,4 \cdot 10^{-4} + 1111,8 \cdot 10^3 \cdot 1,764 \cdot 10^{-4} - 190 \cdot 10^3 \cdot 32,16 \cdot 10^{-4}}{9,4 \cdot 10^3 \cdot 2,45} = 0,048 \text{ м.}$$

$$\frac{x}{h} = \frac{0,048}{1,34} = 0,0358 < \xi_{Rf} = 0,551.$$

$$\frac{x}{h_0} = \frac{0,048}{1,19} = 0,0403 < \xi_R = 0,731.$$

Предельный изгибающий момент для усиленного сечения:

$$M^y = 190 \cdot 10^3 \cdot 8,04 \cdot 10^{-3} \cdot 1,19 - 0,5 \cdot 9,4 \cdot 10^3 \cdot 2,45 \cdot 0,048^2 - 190 \cdot 10^3 \cdot 3,216 \cdot 10^{-3} \cdot 0,038 + 1111,8 \cdot 10^3 \cdot 1,764 \cdot 10^{-4} \cdot 1,34 = 3030,9 \text{ кНм.}$$

Усиление производится без разгрузки от собственного веса, поэтому предельная распределенная нагрузка вычисляется по формуле 4.1:

$$k = \frac{M^y (M - M_p)}{M n_k \varepsilon_m \Omega} = \frac{3030,9 \cdot (2505,9 - 905,7)}{2505,9 \cdot 1,15 \cdot 0,56 \cdot 14,58} = 230,13 \text{ кН/м.}$$

Класс усиленной главной балки в сечении в середине пролета из расчета на прочность по изгибающему моменту:

$$K = \frac{\psi k}{k_H (1 + \mu)} = \frac{0,912 \cdot 230,13}{20,88 \cdot 1,487} = 6,76.$$

Необходимый класс главных балок пролетного строения по изгибающему моменту для II категории,  $K = 6,50$ , по грузоподъемности достигнут.

Для определения класса главных балок усиленного пролетного строения по выносливости нормального сечения необходимо определить его высоту сжатой зоны и приведенный момент инерции:

$$s = \frac{0,238(2,45 - 0,6) + 23,5 \cdot (32,16 \cdot 10^{-4} + 80,4 \cdot 10^{-4}) + 23,5 \cdot 1,764 \cdot 10^{-4}}{0,6} = 1,182,$$

$$r = \frac{0,238^2(2,45 - 0,6) + 2 \cdot 23,5(32,16 \cdot 10^{-4} \cdot 0,038 + 80,4 \cdot 10^{-4} \cdot 1,19)}{0,6} +$$

$$+ \frac{2 \cdot 23,5 \cdot 1,764 \cdot 10^{-4} \cdot (1,19 + 0,038)}{0,6} = 0,951$$

$$x' = -1,182 + \sqrt{1,182^2 + 0,951} = 0,351 \text{ м.}$$

Момент инерции приведенного сечения:

$$I_{red} = \frac{2,45(0,351)^3}{3} - \frac{(2,45 - 0,6)(0,351 - 0,238)^3}{3} +$$

$$+ 23,5 \cdot 80,4 \cdot 10^{-4}(1,19 - 0,351)^2 + 23,5 \cdot 32,2 \cdot 10^{-4}(0,351 - 0,038)^2 +$$

$$+ 23,5 \cdot 1,764 \cdot 10^{-4}(1,19 - 0,351 + 0,038)^2 = 0,249 \text{ м}^4.$$

Предельный изгибающий момент, который может воспринять неусиленное сечение:

$$\text{- по бетону } M = \frac{R_{bf} I_{red}}{x'} = \frac{6,60 \cdot 0,249}{0,351} = 4682,1 \text{ кНм,}$$

$$\text{- по арматуре } M = \frac{R_{sf} I_{red}}{e_s n' (h - x' - a_u)} = \frac{190 \cdot 0,249}{0,98 \cdot 23,5 (1,34 - 0,351 - 0,125)} = 2377,6 \text{ кНм.}$$

Тогда величина допускаемой нагрузки:

$$\text{- по бетону } k = \frac{1}{0,935 \cdot 0,56 \cdot 14,58} \left( \frac{6,60 \cdot 0,249}{0,51} - 769,1 \right) = 512,6 \text{ кН/м,}$$

$$\text{- по арматуре } k = \frac{1}{0,935 \cdot 0,56 \cdot 14,58} \left( \frac{190 \cdot 0,249}{23,5 \cdot (1,34 - 0,351 - 0,125)} - 769,1 \right) = 210,7 \text{ кН/м.}$$

Класс главной балки по выносливости арматуры:

$$K = \frac{\psi k}{k_H (1 + \mu)} = \frac{0,912 \cdot 210,7}{20,88 \cdot 1,487} = 6,19.$$