ОДМ 218.3.089-2019

ОТРАСЛЕВОЙ ДОРОЖНЫЙ МЕТОДИЧЕСКИЙ ДОКУМЕНТ

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ДОРОЖНОЕ АГЕНТСТВО
РОСАВТОДОР

МЕТОДИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОПЫТНОМУ ПРИМЕНЕНИЮ НАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРЫ ИЗ ВЫСОКОПРОЧНЫХ КОМПОЗИЦИОННЫХ МАТЕРИАЛОВ ДЛЯ УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ МОСТОВ

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ДОРОЖНОЕ АГЕНСТВО
(РОСАВТОДОР)

МОСКВА 2019

gost.e-ecolog.ru

Предисловие

1. РАЗРАБОТАН Национальным Институтом Авиационных Технологий ОАО НИАТ

2. ВНЕСЕН Управлением строительства и эксплуатации автомобильных дорог Федерального дорожного агентства

3. ИЗДАН на основании распоряжения Федерального дорожного агентства от 26.09.2019 № 2604-р.

4. ИМЕЕТ РЕКОМЕНДАТЕЛЬНЫЙ ХАРАКТЕР

Содержание

1. Введение 5
2. Нормативные ссылки 5
3. Термины и определения 7
4. Принятые обозначения.....8
5. Технические требования к композиционным материалам.....9
6. Общие принципы проектирования усиления конструкций.....10
6.1. . Общие положения по расчету усиления железобетонных балочных пролётных строений автомобильных мостов.....10
6.2. Расчет по предельным состояниям первой группы.....11
6.3. Расчет по предельным состояниям второй группы.....20
7. Конструктивные требования.....31
8. Технология усиления.....31
9. Требования безопасности работ.....32
10. Пример использования методики расчёта для железобетонной балки прямоугольного сечения усиленной углепластиковыми лентами закреплёнными в анкерных устройствах.....33

ОТРАСЛЕВОЙ ДОРОЖНЫЙ МЕТОДИЧЕСКИЙ ДОКУМЕНТ

Методические рекомендации по опытному применению напрягаемой арматуры из высокопрочных композиционных материалов для усиления железобетонных конструкций мостов

1 Область применения

Отраслевой дорожный методический документ «Методические рекомендации по опытному применению напрягаемой арматуры из высокопрочных композиционных материалов для усиления железобетонных конструкций мостов» (далее – методический документ) разработан в соответствии с законодательными и нормативными документами, действующими в дорожном хозяйстве, и носит рекомендательный характер [1, 2, 6, 8].

Настоящий методический документ разработан для использования органами управления дорожным хозяйством Российской Федерации при проведении работ по усилению железобетонных конструкций мостов напрягаемой арматурой из высокопрочных композиционных материалов.

2 Нормативные ссылки

В настоящих рекомендациях использованы ссылки на следующие нормативно-технические документы и стандарты.

1. СП 35.13330.2011. Свод правил. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*.

2. ГОСТ 27751-2014. Межгосударственный стандарт. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения.

3. СП 79.13330.2012. Свод правил. Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний. Актуализированная редакция СНиП 3.06.07-86.

4. ГОСТ 10587-93. Смолы эпоксидно-диановые неотвержденные. Технические условия.

5. ГОСТ 8728-88. Пластификаторы. Технические условия.

6. ГОСТ 10187-75. ССБТ Противогазы и респираторы промышленные фильтрационные. Метод определения времени защитного действия фильтрующее-поглощающих коробок по парам ртути; Л09; ГОСТ 12.4.161-75;8-8,5.

7. СП 46.13330.2012. Свод правил. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 3.06.04-91.

8. СНиП 12-03-2001. Безопасность труда в строительстве. Часть 1. Общие требования

9. ССБТ. Вредные вещества. Классификация и общие требования безопасности.

10. ГОСТ 12.3.002-75* ССБТ. Процессы производственные. Общие требования безопасности.

11. ГОСТ 12.3.005-75* ССБТ. Работы окрасочные. Общие требования безопасности.

12. ГОСТ 12.3.016-87. ССБТ. Строительство. Работы антикоррозионные. Требования безопасности. Взамен ГОСТ 12.3.016-79.

13. ССБТ. Пожарная техника для защиты объектов. Взамен ГОСТ 12.4.009-75.

14. ГОСТ 12.0.004-90. Организация обучения безопасности труда. Общие положения. Утвержден 05.11.1990 г. после Госстандарта СССР № 2797. Взамен ГОСТ 12.0.004-79.

15. ВСН 37-84. Инструкция по организации движения и ограждения мест производства дорожных работ.

16. ГОСТ 12.4.011-89. ССБТ. Средства защиты работающих. Общие требования и классификация . Взамен ГОСТ 12.4.011-75.

17. ЕСЭКС. Покрытия лакокрасочные. Подготовка металлических поверхностей перед окрашиванием. Взамен ГОСТ 9.025-74.

18. ГОСТ 12.4068-79*. ССБТ. Средства индивидуальной защиты дерматологические. Классификация и общие требования.

19. ГОСТ 12.1.013-78. ССБТ. Строительство. Электробезопасность. Общие требования.

20. ГОСТ 2.601 - 2006 «Единая система конструкторской документации. Эксплуатационные документы»

3 Термины и определения

В настоящем ОДМ применены следующие термины и соответствующие определения:

В настоящих рекомендациях использованы следующие термины с соответствующими определениями.

Мостовое сооружение – искусственное сооружение, расположенное на автомобильной дороге и являющееся конструктивной частью, предназначенное для перевода транспортного пути (дороги) и водовода через различны е препятствия. К этой группе сооружений относятся мосты, путепроводы, эстакады, виадуки, скотопрогоны. Мостовое сооружение состоит из опор, пролетных строений, мостового полотна и регуляционных сооружений.

Долговечность сооружения – свойство сооружения сохранять работоспособное состояние в течение длительного периода времени с необходимыми перерывами на ремонт.

Работоспособное состояние пролетного строения – состояние, при котором значения всех параметров, характеризующих способность выполнять полностью или частично заданные функции, соответствуют требованиям нормативно-технической документации.

Срок службы - календарная продолжительность эксплуатации элементов пролетных строений от начала эксплуатации до перехода в предельное состояние.

Предельное состояние (пролетного состояния) опоры - состояние, при котором восстановление работоспособного состояния конструкции невозможно или нецелесообразно.

Капитальный ремонт – комплекс работ по замене и (или) восстановлению конструктивных элементов сооружений и (или) их частей, выполнение которых осуществляется в пределах установленных допустимых значений и технических характеристик класса и категории автомобильной дороги и при выполнении которых затрагиваются конструктивные и иные характеристики надежности и безопасности сооружения.

Ремонт – комплекс работ по восстановлению транспортно-эксплуатационных характеристик сооружения, при выполнении которых не затрагиваются конструктивные и иные характеристики надежности и безопасности сооружения.

Композиционный материал – конструкционный (неметаллический или металлический) материал, в котором имеются усиливающие его элементы в виде нитей, волокон или хлопьев более прочного материала.

4 Основные положения

ОДМ содержит:

технические требования к композиционным материалам;

общие принципы проектирования усиления конструкций;

общие положения по расчету усиления железобетонных балочных пролётных строений автомобильных мостов;

расчет по предельным состояниям первой группы;

расчет по предельным состояниям второй группы;

конструктивные требования;

технология усиления;

требования безопасности работ;

пример использования методики расчёта для железобетонной балки прямоугольного сечения усиленной углепластиковыми лентами закреплёнными в анкерных устройствах;

пример проектной конструкторской документации по усилению железобетонных конструкций мостов.

Характеристики материалов

$R_{р,\ кр}$ - прочность композиционного материала при растяжении при кратковременных испытаниях;

$E_{р,\ кр}$ - модуль упругости композиционного материала при растяжении при кратковременных испытаниях;

$\sigma_{р,\ кр}$ - растягивающее напряжение в композиционном материале при кратковременных испытаниях;

$\sigma_р$, при t=10 часов - растягивающее напряжение в композиционном материале после 10 часов экспонирования при постоянной деформации;

$\varepsilon_{р,\ кр}$ - деформация композиционного материала под нагрузкой при кратковременных испытаниях;

$\varepsilon_р$, при t=10 часов - деформация композиционного материала после 10 часов экспонирования под постоянной нагрузкой;

N – количество циклов переменной нагрузки;

$R_р$, при $N=2 \cdot 10^7$ циклов - прочность композиционного материала при растяжении - сжатии после приложения $2 \cdot 10^7$ циклов переменной нагрузки;

$R_{bt,ser}$– расчетное сопротивление бетона осевому растяжению при расчете предварительно напряженны элементов по образованию трещин.

5. Технические требования к композиционным материалам

Технические требования к композиционным материалу, из которого изготавливаются ленты для усиления железобетонных пролётных строений автомобильных мостов приведены в табл. 1.

Таблица 1

Наименование показателя	Единица измерения	Значение показателя
Плотность	кг/м^3	1550
Кратковременная прочность при растяжении$R_{р,\ кр}$, не менее	МПа	1400
Кратковременный модуль упругости при растяжении $E_{р,\ кр}$, не менее	ГПа	50,0
Показатель релаксации в виде отношения $\frac{\sigma_{р},\ при\ t=10\ часов}{\sigma_{р,\ кр}}$ не менее	%	93
Показатель ползучести в виде отношения $\frac{\varepsilon_{р},\ при\ t=10\ часов}{\varepsilon_{р,\ кр}}$ не более	%	110

Показатель выносливости в виде отношения, R_p, при $N=2 \cdot 10^7$ циклов $R_{p, кр}$ не менее	%	30

6. Общие принципы проектирования усиления конструкций

6.1. Общие положения по расчету усиления железобетонных балочных пролётных строений автомобильных мостов

Перед усилением пролётных строений мостовых сооружений необходимо произвести их обследование в соответствии со СНиП 3.06.07-86.

При необходимости усиления пролётных строений руководствуются следующими принципами.

Расчеты по прочности и трещиностойкости балок, изложенные в СНиП 2.05.03-84*, не полностью отражают работу ненапрягаемых и предварительно напряженных балок, усиленных напрягаемыми лентами из композиционного материала.

В предварительно напряженных балках предварительно напряженная арматура имеет сцепление с бетоном по всей длине и работает совместно с бетоном как на постоянную, так и временную нагрузку.

Предварительно напряженная арматура, установленная в балках при их усилении, не имеет сцепления с бетоном и расчет сечений по прочности производится с учетом п. 3.65 СНиП 2.05.03-84*.

6.2. Расчет по предельным состояниям первой группы

Данным расчётом должно быть подтверждено достижение требуемого класса по грузоподъёмности и требуемой категории по трещиностойкости. В качестве исходного положения используются значения:

- $\sigma^n_в$ напряжения в бетоне сжатой зоны от постоянной нагрузки,
- σ^n_s напряжения в центре тяжести арматуры растянутой зоны от постоянной нагрузки,
- $E_в$, E_s – модули упругости применённых в конструкции бетона и арматуры.

Основные предпосылки расчёта:

- расчёт производится исходя из фактического состояния конструкций,
- расчёт производится из условия плоских сечений и прямой пропорциональности деформаций в бетоне и арматуре по мере удаления от нейтральной оси сечения,
- деформация сжатия в бетоне не превышает 0,003,
- бетон растянутой зоны в расчёте не учитывается,
- диаграмма зависимости напряжение-деформация в элементе усиления носит линейный характер до момента разрушения.

Прочность сечения нормального к продольной оси и усиленного в растянутой зоне углепластиковой арматурой, проверяется, исходя из требования достижения напряжений в материалах, не превышающих расчётных сопротивлений:

$$\sigma_{в,\max} = \sigma^n_в + \sigma^{вр}_в \le R_{вt}$$

$$\sigma_{s,\max} = \sigma^n_s + \sigma^{вр}_s \le R_{sn}$$

$\sigma_1 \le R_К$ (напряжения и расчётное сопротивление композита)

Значение σ_1 ***для*** напрягаемой композитной арматуры определяется по формуле (1)

$\sigma_1 = \sigma_{кр}\, K_{dl}\, (1 - K_{\Delta}\sigma_p)$ *[Mna],* *(1)*

$\sigma_{кр}$ ***- прочность углепластиковой арматуры при растяжении при кратковременных испытаниях***

K_{dl} ***- коэффициент длительного сопротивления углепластиковой арматуры***

$K_{\Delta}\sigma_p$ ***- коэффициент учитывающий релаксацию в углепластиковой***

Напряжения от временной нагрузки в бетоне сжатой зоны ($\sigma_в^{вр}$), в арматуре ($\sigma_s^{вр}$) и в композите ($\sigma_к$) определяют из рассмотрения равновесия внутренних сил усиленного сечения. При этом расчёт ведут в две стадии.

Стадия №1 – предварительный расчёт, исходящий из положения, что размер сжатой зоны сечения при действии временной нагрузки может быть принят равным:

Расчет сечений, нормальных к продольной оси балки, у которой внешняя сила действует в плоскости оси симметрии сечения и продольная арматура сосредоточена у перпендикулярных указанной плоскости граней элемента, производился в зависимости от значения относительной высоты сжатой зоны $\xi = x/h_0$, определяемой из соответствующих условий равновесия. При этом проверялось условие, при котором значение ξ при расчете балки не должно превышать относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_y, при которой предельное состояние бетона сжатой зоны наступает не ранее достижения в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_s или R_p.

Значение ξ_y определялось по формуле (2)

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2}\left(1 - \frac{\omega}{1{,}1}\right)}, \qquad (2)$$

где $\omega = 0{,}85\text{-}0{,}008\, R_b$- для элементов с обычным армированием.

при этом расчетное сопротивление бетона R_b принималось в МПа;

напряжения в арматуре σ_1, МПа, принималось равными:

R_s - для ненапрягаемой арматуры.

расчетное сопротивление напрягаемой арматуры растяжению R_pпринималось с учетом снижения характеристик при длительной эксплуатации, а величину предварительного напряжения в арматуре σ_p - с учетом потерь. При наличии напрягаемой и ненапрягаемой арматуры напряжениеσ_1принимается по напрягаемой арматуре;

напряжение σ_2 принималось равным 500 МПа.

В процессе расчёта последовательно определяют:

а) площадь бетона сжатой зоны (рис.1)

$A_в$ = в·х;

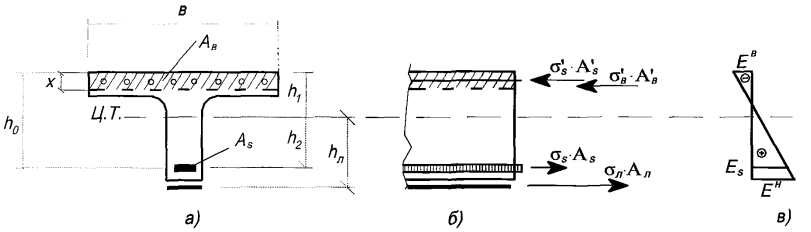

Рис. 1 Схема усилий и эпюра относительных деформаций в сечении Т-обр. балки (+ - растяжение; - - сжатие)

б) напряжения в бетоне сжатой зоны, принимая что суммарные напряжения от постоянной и временной нагрузки равны расчётному сопротивлению бетона сжатию

$$\sigma_в^{ер} = R_{вl} - \sigma_в^{n} \qquad (2)$$

в) относительные удлинения

- по верхним фибрам бетонного сечения

$$\varepsilon^{в} = \frac{\sigma_в^{ер}}{E_в} \qquad (3)$$

- в уровне ц.т. рабочей арматуры (рис1,а)

$$\varepsilon_s^{ep} = \varepsilon^{в} \frac{h_2}{h_1} \qquad (4)$$

- в уровне установки композитной арматуры, в частности, для случая установки по нижним фибрам бетонного сечения

$$\varepsilon_к^{ep} = \varepsilon^{в} \cdot \frac{h_к}{h_1} \qquad (5)$$

г) напряжения в композитной арматуре

$$\sigma_к = \varepsilon_к^{ep} \cdot E_к \qquad (6)$$

$E_к$ – расчётный модуль упругости композита, равный модулю заявленному производителем, делённому на коэффициент надёжности γ=1,2;

д) предварительная величина увеличения несущей способности сечения

$$\Delta M = \frac{\sigma_к \cdot A_к \cdot h_к}{(\sigma_s^n + \sigma_s^{ep} \cdot A_s \cdot (h_0 - \frac{x}{2})} \cdot 100 \quad (в\ \%) \qquad (7)$$

или для случая нескольких углепластиковых арматурных элементов

$$\Delta M = \frac{\sum_1^i \sigma_{кi} \cdot A_к \cdot h_к}{(\sigma_s^n + \sigma_s^{ep}) \cdot A_s \cdot (h_0 - \frac{x}{2})} \cdot 100 \qquad (в\ \%) \qquad (8)$$

Величина ΔM не должна быть меньше требуемого увеличения несущей способности, установленного по результатам обследования и оценки состояния сооружения. В зависимости от величины требуемого ΔM

могут приниматься следующие решения: добавляется количество углепластиковых арматурных элементов снизу, сбоку или снизу и сбоку; углепластиковые арматурные элементы предварительно напрягаются; и увеличивается их количество.

Стадия №2 – уточняется расчёт, исходя из принятой на первой стадии площади углепластиковых арматурных элементов. Прежде всего, расчётом на этой стадии уточняется значение "x" из рассмотрения равновесия внутренних сил сечения:

$$\sigma_s^{'} \cdot A_s^{'} + \sigma_в^{'} \cdot A_в = \sigma_s \cdot A_s + \sigma_к \cdot A_к$$

или ...(9)

$$\sigma_s^{'} A_s^{'} + \sigma_в^{'} \cdot в \cdot x = \sigma_s \cdot A_s + \sum_1^i \sigma_к \cdot A_к$$

Если установленное уточняющим расчётом значение "x" отличается от принятого ранее (на 1[й] стадии) на величину более $\pm 0{,}01 \cdot h_0$, расчёт по формулам (2)÷(8) повторяют и устанавливают уточнённое значение ΔM. Если уточнённое значение "x" находится в пределах $x = (0{,}12 \pm 0{,}01) \cdot h_0$, результаты предварительного расчёта принимают за окончательные. Возможные схемы усиления тавровых балок приведены на рис.2.

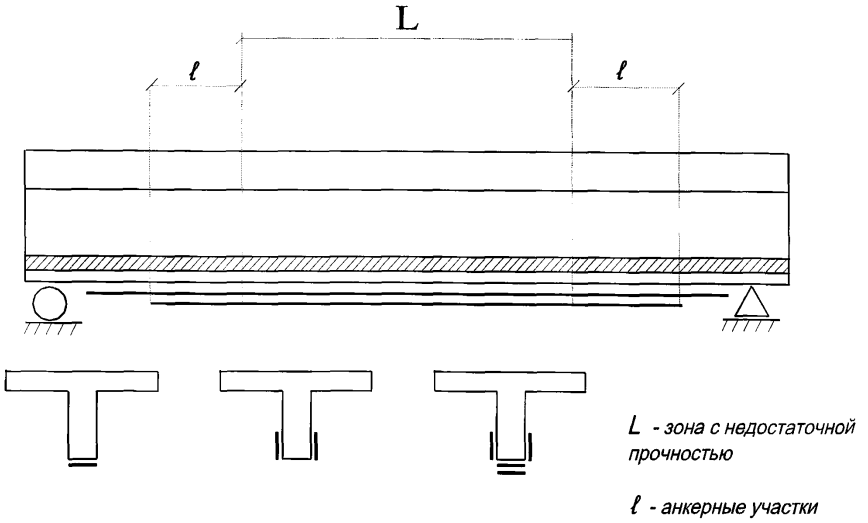

Рис. 2 Схемы усиления, вызванные недостаточной прочностью нормальных сечений

Если принятое значение $\sigma_к A_к$ не приводит к требуемому усилению конструкций, повторяется вариант усиления с предварительным напряжением конструкций.

При расчете на прочность по предельным состояниям первой группы исходными данными служат момент и поперечная сила от нагрузки, приходящейся на балку.

Путем сопоставления расчетных усилий от внешних нагрузок с предельными нагрузками подбирают дополнительное количество арматуры из композиционных материалов.

Поперечное сечение усиливаемой балки и рабочая арматура, установленная при изготовлении балки, являются исходными данными расчета.

Если балка рассчитана по предельным состояниям СНиП 2.05.03-84*, то можно использовать все расчетные характеристики, приведенные в типовом или индивидуальном проекте.

Если балка рассчитана по другим нормативным документам, то пересчитывают несущую способность балки (основных сечений) по ВСН 32-89 (Транспорт, М., 1991).

Расчетные характеристики материала (стали и бетона) усиливаемой балки принимают по ВСН 32-89 в зависимости от года постройки (срока эксплуатации сооружения) и по СНиП 2.05.03-84*.

Расчет проводят в два этапа.

Вначале определяют несущую способность балки с арматурой, установленной при ее изготовлении. Затем определяют разницу в несущей способности существующей и усиленной балок.

На эту разницу усилий, используя поперечное сечение балки, подбирают площадь поперечного сечения высокопрочной арматуры.

Расчет наклонных сечений на действие поперечной силы проводят также в два этапа.

На первом этапе расчета учитывают только арматуру, установленную в балке при ее изготовлении (отогнутые стержни или пучки, хомуты и т.д.).

Для определения необходимости усиления наклонных сечений выполняется расчет в соответствии со СНиП 2.05.03-84*, учитывая фактическое состояние бетона и арматуры.

При расчетах должно быть установлено удовлетворение условиям:

по обеспечению прочности бетона между наклонными трещинами, зависящей в основном от прочности бетона, площади сечения балки, площади сечения арматурных хомутов и расстояния между ними;

по обеспечению прочности наклонного сечения по изгибающему моменту, зависящей от площади сечения арматурных хомутов.

Если имеющейся в балке арматуры не достаточно, то на этих, как правило, концевых участках наклеивают углепластиковые ламели. Возможная схема

усиления балок ламелями приведена на рис. 1 – 4 и предлагаемый вариант конструкции в приложении 1, однако проект усиления мостовой конструкции должен быть разработан под конкретную мостовую конструкцию.

В этом случае должно быть обеспечено сцепление наклеиваемой арматуры на этом участке с бетоном согласно п. 3.170 СНиП 2.05.03-84*.

Расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие изгибающего момента проводят также в два этапа.

На первом этапе расчета учитывают только арматуру, установленную в балке при ее изготовлении.

Если имеющейся в балке арматуры не достаточно, то в расчет вводят арматуру, устанавливаемую для усиления балки, при этом сцепление ее с бетоном не учитывают, а расчетные сопротивления арматуры принимают как при расчете по прочности (см. п. 3.85 СНиП 2.05.03-84*).

Расчет на местное сжатие (смятие) и местные напряжения в зоне установки упоров

Расчет на местное сжатие (смятие) осуществляют согласно п. 3.89 СНиП 2.05.03-84*.

Кроме того, бетон в зоне установки упора проверяют на действие местных напряжений.

При расчете местных напряжений в бетоне в зоне установки упора при натяжении арматуры учитывают всю или часть нагрузки, действующей на балку (собственный вес балки, мостовое полотно и временная нагрузка) и усилия от предварительного натяжения высокопрочной арматуры.

Расчет проводят в две стадии: на момент натяжения лент
и на стадии эксплуатации.

В сечении (в зоне установки упора), учитывая поперечное сечение балки, прочность бетона и арматуры, установленной в балке, определяют напряжения от внешних нагрузок и местные напряжения от натяжения лент.

Напряжения в бетоне и арматуре, возникающие от этих нагрузок, затем суммируют и сравнивают с нормативными.

Во всех случаях расчета количество и вид арматуры (продольной или поперечной, учитываемой в расчете) определяется растянутыми участками эпюр местных напряжений.

При расчете продольной и поперечной арматуры (продольные, отогнутые стержни и хомуты) ее учитывают на расстоянии, равном 0,5 высоты балки в обе стороны от места установки упора.

При этом площадь арматуры, попадающая в растянутую область эпюры местных напряжений, должна воспринимать растягивающие усилия в этой зоне.

При расчете местных напряжений, возникающих в месте установки накладного упора, прикрепляемого к стенке балки болтами, рекомендуется рассматривать упор как состоящий из нескольких внутренних упоров (по числу болтов для всего накладного упора), расположенных на горизонтальных или наклонных к оси балки осях.

Количество и диаметр болтов подбираются таким образом, чтобы напряжения в бетоне за и перед болтами не превышали расчетных сопротивлений бетона.

Для участков балки, где местные напряжения в зоне установки упоров не превышают 0,4 $R_{bt,ser}$, проверка на трещиностойкость не обязательна.

Местные напряжения в зоне установки упоров для типовых балок можно не рассчитывать, если усилие в лентах, передающееся на упор, не превышает 30 тс. Внутренний цилиндрический упор выполняют в виде пальца диаметром 100 мм и более. Накладной упор крепят к стенке балки шестью болтами диаметром 24-25 мм. Внутренний цилиндрический упор устраивают в зоне взаимодействия арматуры балки с бетоном, которая определяется по п. 3.110 СНиП 2.05.03-84*, если его располагают в растянутой зоне бетона.

6.3. Расчет по предельным состояниям второй группы

Балки, усиливаемые предварительно напряженными лентами, должны удовлетворять категориям требований по трещиностойкости, приведенным в табл. 39 СНиП 2.05.03-84*.

3.95*. Железобетонные конструкции мостов и труб в зависимости от их вида и назначения, применяемой арматуры и условий работы должны удовлетворять категориям требований по трещиностойкости, приведенным в табл. 2*. Трещиностойкость характеризуется значениями растягивающих и сжимающих напряжений в бетоне и расчетной шириной раскрытия трещин.

Таблица 2*

Вид и назначение конструкций, особенности армирования	Категория требований по трещино-стойкости	Предельные значения		
		растягивающих напряжений в бетоне	расчетной ширины раскрытия трещин Δ_{cr}	минимальных сжимающих напряжений при отсутствии временной нагрузки
Элементы железнодорожных мостов (кроме стенок балок пролетных строений), армированные напрягаемой проволочной арматурой всех видов. Элементы автодорожных и городских мостов (кроме стенок балок пролетных строений), армированные напрягаемой высокопрочной проволокой диаметром 3 мм, арматурными канатами класса К-7 диаметром 9 мм, а также напрягаемыми стальными канатами (со спиральной и двойной свивкой и закрытыми)	2а	0,4 $R_{bt,ser}$	-	-
Элементы железнодорожных мостов (кроме стенок балок пролетных строений), армированные напрягаемой стержневой арматурой.	2б	1,4$R_{bt.ser}$*	0,015**	Не менее 0,1 R_b при бетонах класса В30 и ниже и не

Элементы автодорожных и городских мостов (кроме стенок балок пролетных строений), армированные напрягаемой высокопрочной проволокой диаметром 4 мм и более, напрягаемыми арматурными канатами класса К-7 диаметром 12 и 15 мм. Сваи мостов всех назначений, армированные напрягаемой стержневой арматурой и напрягаемой высокопрочной проволокой диаметром 4 мм и более, а также напрягаемыми арматурными канатами класса К-7				менее 1,6 МПа (16,3 кгс/см^2) - при бетонах класса В35 и выше
Стенки (ребра) балок предварительно напряженных пролетных строений мостов при расчете на главные напряжения	3а	По табл. 40*	0,015	-
Элементы автодорожных и городских мостов, армированные напрягаемой стержневой арматурой. Участки элементов (в мостах всех назначений), рассчитываемые на местные напряжения в зоне расположения напрягаемой проволочной арматуры	3б	-	0,020	-
Элементы мостов и труб всех назначений с ненапрягаемой арматурой. Железобетонные элементы мостов всех назначений с напрягаемой арматурой, расположенной вне тела элемента. Участки элементов (в мостах всех назначений), рассчитываемые на местные напряжения в зоне расположения напрягаемой стержневой арматуры	3в	-	0,030***	-

* При смешанном армировании допускается повышать предельные растягивающие напряжения в бетоне согласно указаниям п. 3.96*.

В конструкциях автодорожных и городских мостов с проволочной напрягаемой арматурой при расположении ее в плите проезжей части предельные значения растягивающих напряжений в бетоне в направлении его обжатия не должны быть более $0,8\ R_{bt,ser}$.

** При оцинкованной проволоке допускается принимать $\Delta_{cr} = 0,02$ см.

*** Ширина раскрытия трещин не должна превышать, см:
0,020 — в элементах пролетных строений железнодорожных мостов, в верхних плитах проезжей части автодорожных и городских мостов при устройстве на них гидроизоляции, в стойках и сваях всех опор, находящихся в зоне переменного уровня воды, а также в элементах и частях водопропускных труб;
0,015 — в элементах промежуточных опор железнодорожных мостов в зонах, расположенных выше и ниже переменного уровня воды;
0,010 — на уровне верхней грани в продольных стыках верхних плит проезжей части автодорожных и городских мостов.
При расположении мостов и труб вблизи плотин гидростанций и водохранилищ в зоне попеременного замораживания и оттаивания (в режиме по ГОСТ 10060—87) ширина раскрытия трещин в зависимости от числа циклов попеременного замораживания в год должна составлять, см, не более:
0,015 — при числе циклов менее 50;
0,010 —то же, 50 и более.

Расчеты по определению напряжений в бетоне, образованию трещин и определению ширины их раскрытия должны производиться с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре согласно обязательному приложению 11*.

В составных предварительно напряженных конструкциях мостов всех назначений возникновение растягивающих напряжений в обжимаемых стыках, а также в элементах сквозных пролетных строений железнодорожных мостов не допускается.

В составных по длине конструкциях пролетных строений мостов минимальные сжимающие напряжения в бетоне при воздействии создаваемой нормативной постоянной нагрузкой должны соответствовать категории требований по трещиностойкости 2б.

В неразрезных пролетных строениях, составленных из разрезных преднапряженных балок с надопорными необжатыми бетонируемыми стыками, армированными ненапрягаемой арматурой, ширина трещин в бетоне под нормативной нагрузкой должна отвечать категории требований 3.

Расчет на трещиностойкость проводят в следующем порядке.

Определяют трещиностойкость балки от нормативной (расчетной) нагрузки, определённой по предельным состояниям первой группы, с учетом только арматуры, установленной в балке до ее усиления. Если при этом условии трещиностойкость и напряжения в наиболее растянутых (крайних) стержнях не превышают значений, требуемых нормами, то ленты напрягают на усилие, обеспечивающее включение высокопрочной арматуры из

композиционных материалов в совместную работу с арматурой балки. В этом случае арматура усиления работает как шпренгель.

Если ширина раскрытия трещин в бетоне балки от расчетной нагрузки или напряжения в наиболее растянутых (крайних) стержнях превышают значения, требуемые нормами, то предварительно напряженную арматуру напрягают на усилие, компенсирующее раскрытие трещин и снижение предела текучести в арматуре свыше расчетной величины. В этом случае предварительно напряженная арматура усиления работает как шпренгель только тогда, когда сжимающие напряжения в растянутой зоне бетона балки полностью исчерпаны.

Приращение растягивающих напряжений в напрягаемой арматуре после снижения предварительного сжимающего напряжения в бетоне до нуля определяют согласно п.3.108 СНиП 2.05.03-84*.

3.108*. При определении ширины нормальных трещин в растянутой зоне предварительно напряженных элементов следует учитывать всю растянутую арматуру.

При определении ширины трещин в предварительно напряженных сваях допускается учитывать всю арматуру растянутой зоны.

Приращение растягивающего напряжения $\Delta\sigma_p$ в напрягаемой арматуре согласно п. 3.105, возникающее после снижения под временной нагрузкой предварительного сжимающего напряжения в бетоне до нуля, допускается определять по формуле

$$\Delta\sigma_p = \frac{\sigma_{bt}}{\mu_p}, \qquad (130)$$

где σ_{bt} — растягивающее напряжение в бетоне на уровне центра тяжести площади растянутой зоны бетона;

μ_p — коэффициент армирования, определяемый как отношение учитываемой в расчете площади поперечного сечения продольной арматуры к площади всей растянутой зоны бетона (арматура, не имеющая сцепления с бетоном, при вычислении μ_p не учитывается).

При смешанном армировании напряжение в бетоне σ_{bt} определяется на уровне центра тяжести той части площади растянутой зоны бетона, в пределах которой растягивающие напряжения не превышают $1{,}4\sigma_{bt,ser}$.

Напряжения в ненапрягаемой арматуре при смешанном армировании допускается определять по формуле

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{bts}}{\mu_s},$$

где σ_{bts} — напряжения в бетоне на уровне центра тяжести части площади A_{bts} растянутой зоны бетона, в пределах которой напряжения в бетоне превышают $1{,}4\sigma_{bt,ser}$;

$$\mu_s = \frac{A_s}{A_{bts}}.$$

Суммарные напряжения не должны превышать расчетных сопротивлений арматуры.

Напряжения в элементах конструкций определяют согласно п.3.14 и приложению 11* СНиП 2.05.03-84*.

3.14. Напряжения в элементах предварительно напряженных конструкций следует определять по контролируемому усилию за вычетом:
первых потерь — на стадии обжатия бетона;
первых и вторых потерь — на стадии эксплуатации.
К первым потерям следует относить:
а) в конструкциях с натяжением арматуры на упоры — потери вследствие деформации анкеров, трения арматуры об огибающие приспособления, релаксации напряжений в арматуре (в размере 50 % полных), температурного перепада, быстронатекающей ползучести, а также от деформации форм (при натяжении арматуры на формы):
б) в конструкциях с натяжением арматуры на бетон — потери вследствие деформации анкеров, трения арматуры о стенки закрытых и открытых каналов, релаксации напряжений в арматуре (в размере 50 % полных).
Ко вторым потерям следует относить:
а) в конструкциях с натяжением арматуры на упоры — потери вследствие усадки и ползучести бетона, релаксации напряжений в арматуре (в размере 50 % полных):
б) в конструкциях с натяжением арматуры на бетон — потери вследствие усадки и ползучести бетона, релаксации напряжений в арматуре (в размере 50 % полных), смятия под витками спиральной или кольцевой арматуры, навиваемой на бетон, деформации стыков между блоками в составных по длине конструкциях.
Значения отдельных из перечисленных потерь следует определять по обязательному приложению 11* с учетом п. 3.15.
Допускается принимать, что вторые потери от релаксации напряжений в арматуре (в размере 50 % полных) происходят равномерно и полностью завершаются в течение одного месяца после обжатия бетона.
При проектировании суммарное значение первых и вторых потерь не должно приниматься менее 98 МПа (1000 кгс/см^2).

3.15. При определении потерь предварительного напряжения в арматуре от усадки и ползучести бетона необходимо руководствоваться следующими указаниями:
а) изменение во времени потерь $\Delta\sigma_p(t)$ от усадки и ползучести бетона допускается определять по формуле

$$\Delta\sigma_p(t) = \left(1 - e^{-0{,}1\sqrt{t}}\right)\Delta\sigma_p(t \to \infty), \qquad (39)$$

где $\Delta\sigma_p(t\to\infty)$ - конечные (предельные) значения потерь в арматуре от усадки и ползучести бетона, определяемые по обязательным приложениям 11* или 13*;

t - время, отсчитываемое при определении потерь от ползучести — со дня обжатия бетона, от усадки — со дня окончания бетонирования, сут;

e = 2,718 - основание натуральных логарифмов;

б) для конструкций, предназначенных для эксплуатации при влажности воздуха окружающей среды ниже 40 %, потери от усадки и ползучести бетона следует увеличивать на 25 %, за исключением конструкций, предназначенных для эксплуатации в климатическом подрайоне IVA согласно СНиП 2.01.01-82 и не защищенных от солнечной радиации, для которых указанные потери увеличиваются на 50 %;

в) допускается использовать более точные методы для определения потерь и перераспределения усилий от усадки и ползучести бетона с учетом предельных удельных значений деформаций ползучести и усадки бетона, влияния арматуры, возраста и передаточной прочности бетона, постадийного приложения нагрузки и длительности ее воздействия на каждой стадии, скорости развития деформаций во времени, приведенных размеров поперечных сечений, относительной влажности среды и других факторов. Эти методы должны быть обоснованы в установленном порядке. При этом нормативные деформации ползучести c_n и усадки бетона ε_n для классов бетона, соответствующих его передаточной прочности, следует принимать по табл. 3 обязательного приложения 1*.

*ПРИЛОЖЕНИЕ 11**
Обязательное

ПОТЕРИ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ

Таблица 1*

Фактор, вызывающий потери предварительного напряжения	Значение потерь предварительного напряжения, МПа
1. Релаксация напряжений арматуры: а) при механическом способе натяжения арматуры: проволочной стержневой б) при электротермическом и электротермомеханическом способах натяжения стержневой арматуры	 $\left(0{,}22\frac{\sigma_p}{R_{ph}} - 0{,}1\right)\sigma_p$ $0{,}1\sigma_p$ - 20 $0{,}03\sigma_p$ Здесь σ_p принимается без учета потерь, МПа. Если вычисленные значения потерь от релаксации напряжений оказываются отрицательными, их следует принимать равными нулю
2. Температурный перепад при натяжении на упоры (разность температур натянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилие натяжение при прогреве бетона)	Для бетона классов В25–В40 - 1,25 Δt; « « класса В45 и выше - 1,0 Δt, где Δt - разность между температурой нагреваемой арматуры и неподвижных упоров (вне зоны нагрева), воспринимающих усилие натяжения, °С. Расчетное значение Δt при отсутствии точных данных следует принимать равным 65 °С. Потери от температурного перепада не учитываются, если температура стенда равна температуре нагреваемой арматуры или если в процессе термообработки производится подтяжка напрягаемой арматуры на величину, компенсирующую потери от

	температурного перепада.
3. Деформация анкеров, расположенных у натяжных устройств, при натяжении: а) на упоры	$\frac{\Delta l}{l} E_p$, где Δl - сжатие опрессованных шайб, смятие высаженных головок и т.п., принимаемое равным 2 мм на каждый анкер
б) на бетон	$\frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l} E_p$, где Δl_1 - обжатие шайб под анкерами и обмятие бетона под шайбами, равное 0,5 мм на каждый шов, но не менее 2 мм на каждый анкер, за который производится натяжение; Δl_2 - деформация арматурного элемента относительно анкера, принимаемая равной: для анкера стаканного типа, в котором проволока закрепляется с помощью сплава, бетона, конусного закрепления, высаженных головок, - 2 мм на анкер; для напрягаемых хомутов - 1 мм на анкер; для конусных анкеров пучков из арматурных канатов класса К-7 - 8 мм на анкер; для стержневых хомутов с плотно завинчивающимися гайками с шайбой или парных коротышей - общую величину потерь всех видов в таких хомутах допускается учитывать в размере 98 МПа (1000 кгс/см^2); l - длина натягиваемого арматурного элемента, мм; E_p - модуль упругости напрягаемой арматуры
4. Трение арматуры: а) о стенки закрытых и открытых каналов при натяжении арматуры на бетон	$\sigma_p \left(1 - \frac{1}{e^{\omega x + \delta \Theta}}\right)$, где σ_p - принимается без учета потерь; e - основание натуральных логарифмов; ω, δ - коэффициенты, определяемые по табл. 2* настоящего приложения; x - длина участка от натяжного

б) об огибающие приспособления	устройства до расчетного сечения, м; Θ - суммарный угол поворота оси арматуры, рад $\sigma_p\left(1-\frac{1}{e^{\delta\Theta}}\right)$, где σ_p - принимается без учета потерь; e - основание натуральных логарифмов; δ - коэффициент, принимаемый равным 0,25; Θ - суммарный угол поворота оси арматуры, рад. При применении промежуточных отклоняющих упорных устройств, раздельных для каждого арматурного элемента и имеющих перемещение (за счет поворота) вдоль стенда, потери от трения об упорные устройства допускается не учитывать
5. Деформация стальной формы при изготовлении предварительно напряженных железобетонных конструкций с натяжением на упоры	$\eta\frac{\Delta l}{l}E_s$, где η - коэффициент, который при натяжении арматуры домкратом определяется по формуле $\eta=\frac{n-1}{2n}$; Δl - сближение упоров на линии действия усилия предварительного напряжения, определяемое из расчета деформаций формы; l - расстояние между наружными гранями упоров; n - число групп арматурных элементов, натягиваемых неодновременно; E_s - модуль упругости стали форм. При отсутствии данных о технологии изготовления и конструкции форм потери от деформации форм следует принимать равными 30 МПа
6. Быстронатекающая ползучесть при натяжении на упоры для бетона: а) естественного твердения	$40\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}$ при $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}\le 0{,}8$; $32+94\left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}-0{,}8\right)$ при $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}>0{,}8$, где σ_{bp} - определяется на уровне центров тяжести

<table>
<tr><td>б) подвергнутого тепловой обработке</td><td>соответствующей продольной арматуры с учетом потерь по поз. 1-5 настоящей таблицы
Потери вычисляются по формулам поз. 6а настоящей таблицы с умножением полученного результата на коэффициент, равный 0,85</td></tr>
<tr><td>7. Усадка бетона при натяжении:
а) на упоры:
бетон естественного твердения
бетон с тепловой обработкой
б) на бетон независимо от условий твердения</td><td>Бетон классов по прочности на сжатие
В35 и ниже | В40 | В45 и ниже
40 | 50 | 60
35 | 40 | 50
30 | 35 | 40</td></tr>
<tr><td>8. Ползучесть бетона</td><td>$150\alpha\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}$ при $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \le 0{,}75$;
$300\alpha\left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 0{,}375\right)$ при $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > 0{,}75$,
где σ_{bp} - то же, что в поз. 6 настоящей таблицы, но с учетом потерь по поз. 1-6;
R_{bp} - передаточная прочность (см. п. 3.31*);
α - коэффициент, принимаемый равным для бетона:
естественного твердения - 1,0;
подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении - 0,85</td></tr>
<tr><td>9. Смятие под витками спиральной или кольцевой арматуры, наматываемой на бетон (при диаметре конструкции d_{ext} до 3 м)</td><td>$70 - 0{,}22\, d_{ext}$</td></tr>
<tr><td>10. Деформация обжатия стыков между блоками (для конструкций, состоящиз из блоков)</td><td>$\frac{n\Delta l}{l} E_s$,
где n - число швов конструкции и оснастки по длине натягиваемой арматуры;
Δl - обжатие стыка, принимаемое равным для стыков:
заполненных бетоном - 0,3 мм;
клеенных после отверждения клея - 0,0;
l - длина натягиваемой арматуры, мм.
Допускается определение деформации стыков иными способами на основании опытных данных.</td></tr>
</table>

Примечание. Каждому виду потерь предварительного напряжения арматуры в соответствии с номерами позиций присваивать обозначения от σ_1 до σ_{10}.

Таблица 2*

Поверхность канала	Коэффициенты для определения потерь от трения арматуры (см. поз. 4 табл. 1*)		
	ω	δ при арматуре в виде	
		пучков из высокопрочной проволоки, арматурных канатов класса К-7, стальных канатов и гладких стержней	стержней периодического профиля
Гладкая, металлическая	0,003	0,35	0,4
Бетонная, образованная с помощью жесткого каналообразователя (или полиэтиленовых труб)	0,005	0,55	0,65
Гофрированная полиэтиленовая	0,20	0,20	-

Таблица 3

Показатель	Значения нормативных деформаций ползучести бетона c_n и усадки ε_{sn} для бетона классов по прочности на сжатие										
	B20	B22,5	B25	B27,5	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
$c_n \cdot 10^6$, МПа$^{-1}$	115	107	100	92	84	75	67	55*	50*	41**	39**
$c_n \cdot 10^6$, кгс$^{-1}$/см^2	11,3	10,9	10,2	9,4	8,6	7,7	6,8	5,6*	5,1*	4,2**	4,0**
$\varepsilon_{sn} \cdot 10^6$	400	400	400	400	400	400	400	365*	330*	315**	300**

* При осадке конуса 1—2 см.
** При жесткости смеси 35—30 с.

Примечания: 1. При определении c_n и ε_{sn} классы бетона должны соответствовать передаточной прочности бетона R_{bp} (см. п. 3.31).

2. Для бетона, подвергнутого тепловлажностной обработке, значения c_n и ε_{sn} следует уменьшать на 10 %.

В предварительно напряженных конструкциях вторые потери не учитывают, так как ползучесть, усадка и релаксация напряжений в бетоне и арматуре к моменту усиления балки закончились.

В конструкциях с ненапрягаемой рабочей арматурой вторые потери учитывают, за исключением усадки бетона.

Определение прогибов и углов поворота.

Кривизну предварительно напряженных элементов (балок), в которых пояса отнесены к категориям требований по трещиностойкости 2а, 2б и 3б, допускается определять как для сплошного сечения по п.3.113 СНиП 2.05.03-84*.

3.113*. Кривизну предварительно напряженных элементов, в которых пояса отнесены к категориям требований по трещиностойкости 2а, 2б и 3б, допускается определять как для сплошного сечения по формуле

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_p}{B_p^*} + \frac{M_g}{B_g^*} + \frac{M_v}{B}, \qquad (136)$$

где

M_p, M_g, M_v — моменты в рассматриваемом сечении, создаваемые соответственно усилием в напрягаемой арматуре, постоянной и временной нагрузками;

B_p^*, B_g^* — жесткости сечения при длительном воздействии соответственно усилия в напрягаемой арматуре и постоянной нагрузки;

B — жесткость сплошного сечения при кратковременном действии нагрузок.

Значения перечисленных жесткостей допускается определять по обязательному приложению 13*.

Допускается правую часть формулы (136) определять другими методами, обоснованными в установленном порядке.

Моменты от предварительного напряжения следует вычислять исходя из напряжений в арматуре, соответствующих стадиям работы конструкции: на стадии обжатия — за вычетом первых потерь; на последующих стадиях, в том числе и на стадии эксплуатации, за вычетом также и вторых потерь согласно обязательному приложению 11*.

Значения изгибающих моментов M_g при навесном монтаже следует определять с учетом веса монтируемых блоков и других возможных строительных нагрузок. При определении жесткостей B_p^* и B_g^* учитывается влияние усилия предварительного напряжения и длительности действия нагрузки.

Кривизну элементов с ненапрягаемой арматурой, в которых пояса отнесены к категориям требований по трещиностойкости 3в, следует определять с учетом образования трещин.

В случае, если прогибы и углы поворота, подсчитанные без учета предварительно напряженной арматуры усиления, превышают допускаемые СНиП 2.05.03-84*, необходимо ввести в расчеты предварительно напряженную арматуру усиления, которая напрягается на величину, обеспечивающую прогибы и углы поворота согласно требованиям СНиП 2.05.03-84*.

7. Конструктивные требования

При проектировании конструкций усиления следует соблюдать требования п.3.116 СНиП 2.05.03-84* и требования настоящего раздела.

При усилении балок и пролетных строений необходимо соблюдать требования СНиП 2.05.03-84*.

При разработке конструкций усиления упоры для передачи усилий натяжения на усиливаемую конструкцию располагают таким образом, чтобы местные напряжения, вызываемые сосредоточенной передачей усилия с упора на бетон, были минимальными и не требовали установки дополнительной арматуры или увеличения сечения бетона. Упоры рекомендуется устанавливать в зоне минимальных моментов от внешних нагрузок, т.е. не дальше, чем в 1/8 пролета балки (от её торца).

Располагать упоры в зоне действия больших главных растягивающих напряжений от постоянной и временной нагрузок не рекомендуется.

При разработке конструкций закладных деталей (опорных плит, упоров, отгибающих устройств и т.д.) следует руководствоваться п.п.3.171-3.173 СНиП 2.05.03-84*.

8. Технология усиления

1. Произвести обследование конструкции на предмет повреждений.
2. Рассчитать необходимые усилия натяжения композиционной арматуры.
3. Определить положение стальной арматуры в балке.
4. Изготовить кондуктора для разделки отверстий в железобетонной балке и в стальной плите анкерных устройств.
5. Разделать отверстия в железобетонной балке.
6. Разделать отверстия в анкерных устройствах.
7. Установить на мостовую конструкцию анкерные устройства.

8. Зажать в анкерных устройствах композиционные напрягаемые элементы.
9. Установить гидравлические домкраты обеспечив гидравлическую связь для равномерного натяжения.
10. Подать в гидродомкраты расчётное давление.
11. Выдержать конструкцию под напряжением от гидродомкратов в течении 10 ти часов для преодоления релаксации композиционного материала (углепластика).
12. Закрепить фиксирующие болты натяжных устройств.
13. Сбросить давление из гидроцилиндров.
14. Снять гидроцилиндры и скобы натяжителей.
15. На первых опытных мостовых конструкциях необходимо устанавливать тензодатчики для контроля натяжения композиционной арматуры и контроля напряжений в бетоне.

9. Требования безопасности работ

1. Все работы должны производиться при строгом соблюдении правил и норм техники безопасности и противопожарной защиты, установленными СНиП 12-03-2001, ГОСТ 12.1.007, ГОСТ 12.3.002, ГОСТ 12.3.005, ГОСТ 12.33.016, ГОСТ 12.4.009, ГОСТ 12.0.004, ВСН-37-84.

2. Места производства работ обустраивают инвентарными подмостями или лесами и настилами таким образом, чтобы расстояние между настилом и обрабатываемой поверхностью конструкции составляло 1-1,2 м, а высота яруса – 2 м. Подмости или леса должны иметь ширину не менее 1,5 м и обеспечивать свободное перемещение рабочих вдоль всего фронта работ.

Ремонтные работы на высоте более 2 м должны выполняться с подвесных или стоечных подмостей, люлек или других средств, обеспечивающих безопасное выполнение работ. Леса и подмости,

применяемые для производства работ на высоте, должны быть прочными, настил не должен иметь зазоров, по периметру лесов и подмостей следует устраивать ограждения (перила).

С целью обеспечения безопасности работ рекомендуется использовать передвижные инвентарные люльки, специализированные подъемно-транспортные машины и оборудование, машины для инспекции и осмотра сооружений.

3. Используемое технологическое оборудование должно быть снабжено паспортами. Строительные механизмы и электрический инструмент должны быть заземлены. Лица, привлекаемые к работе с технологическим оборудованием, должны пройти инструктаж.

10. Пример использования методики расчёта для железобетонной балки прямоугольного сечения усиленной углепластиковыми лентами, закреплёнными в анкерных устройствах.

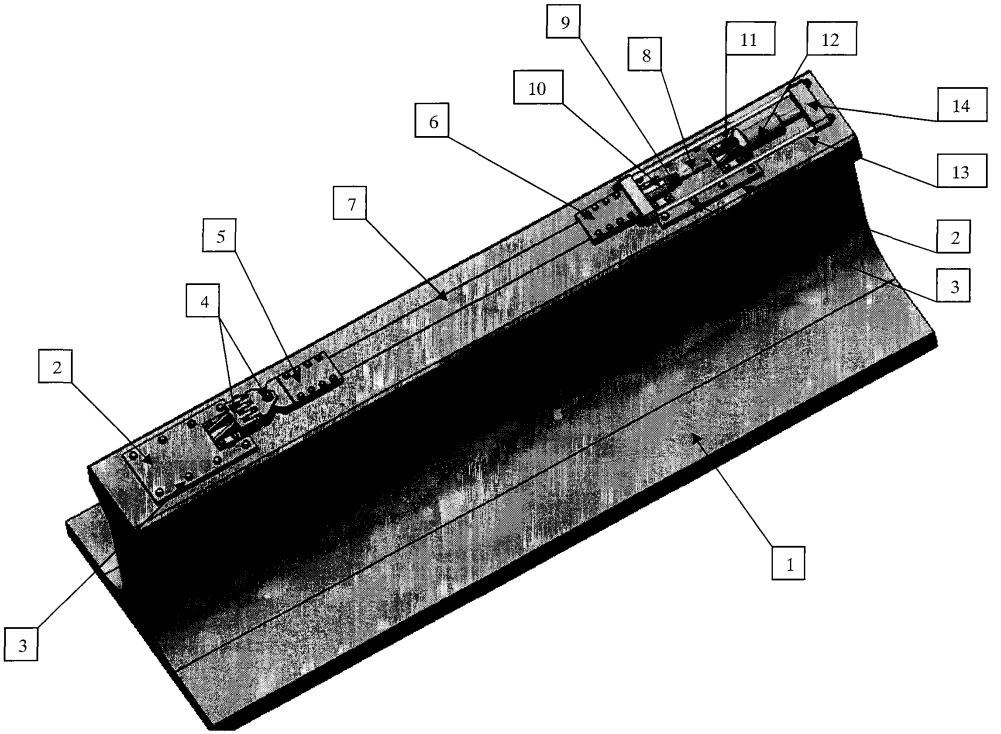

Рис. 1. Натяжное устройство

1. Мостовая балка.
2. Основание.
3. Болты крепления основания к мостовой балке.

4. Механизм самоориентации ленты.
5, 6 Устройство крепления ленты.
7. Лента углепластиковая.
8, 9 Винт и гайка фиксации ленты в натянутом состоянии.
10. Кронштейн фиксации ленты в натянутом состоянии.
11. Упор домкрата.
12. Домкрат гидравлический.
13. Тяга натяжения.
14. Балочка.

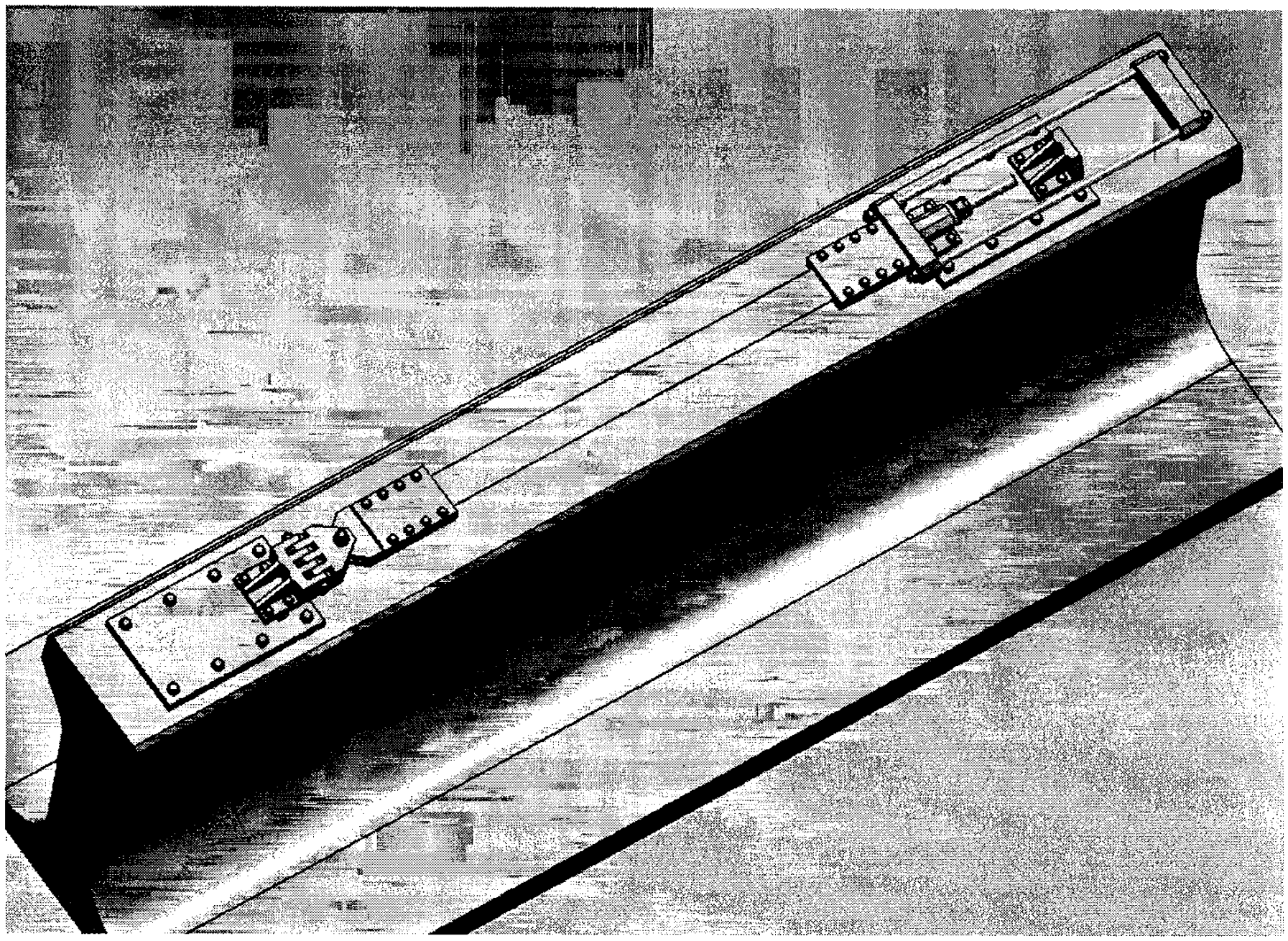

Рис.2

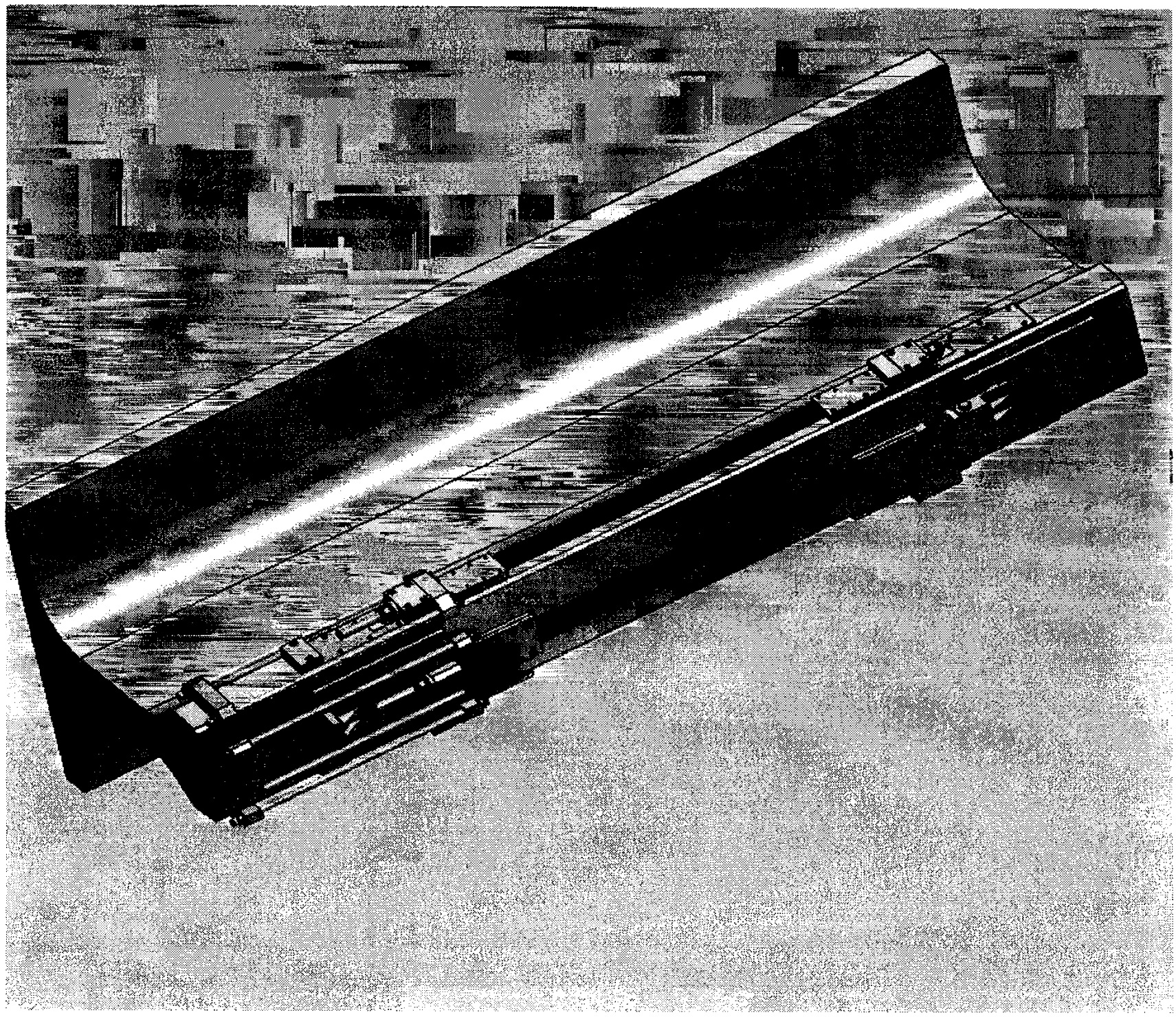

Рис. 3

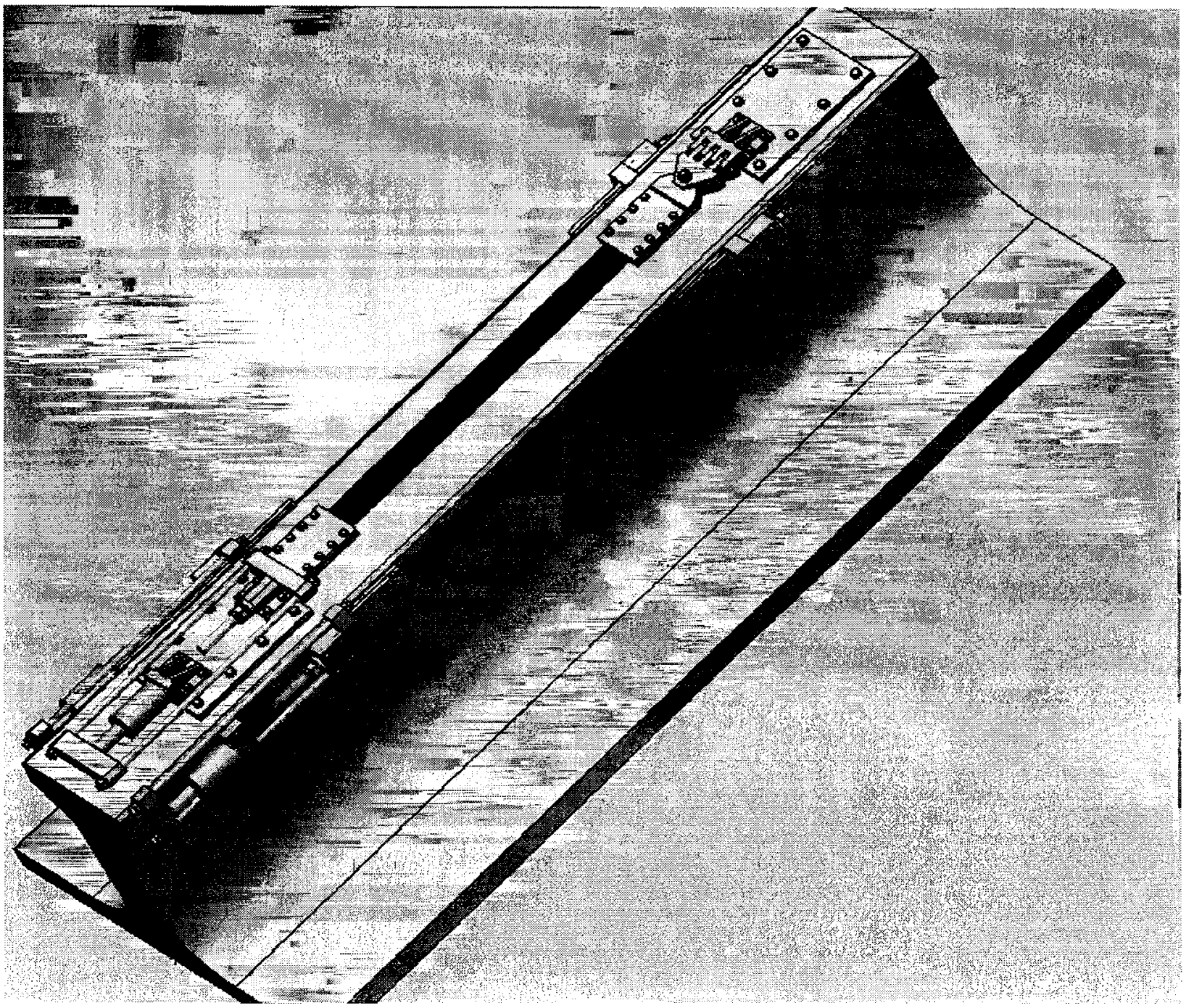

Рис. 4

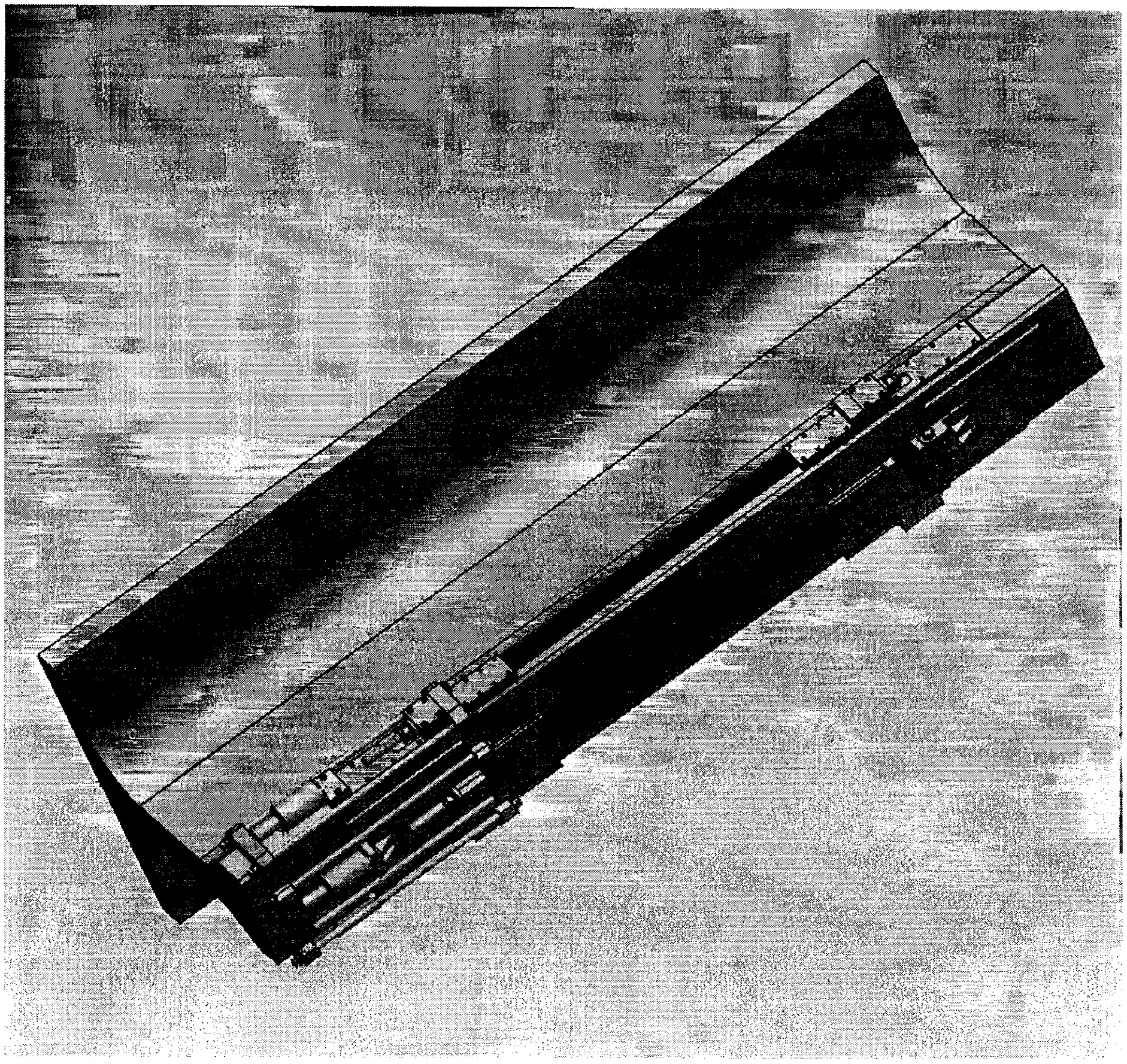

Рис.5

gost.e-ecolog.ru