ОДН 218. 0. 032-2003

ОТРАСЛЕВЫЕ ДОРОЖНЫЕ НОРМЫ

ВРЕМЕННОЕ РУКОВОДСТВО ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ГРУЗОПОДЪЁМНОСТИ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ

Издание официальное

МИНИСТЕРСТВО ТРАНПОРТА РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
ГОСУДАРСТВЕННАЯ СЛУЖБА ДОРОЖНОГО ХОЗЯЙСТВА
(РОСАВТОДОР)

Москва

gost.e-ecolog.ru

Предисловие

1.РАЗРАБОТАН. Государственным предприятием «РОСДОРНИИ».
Научно-исследовательским центром «Мосты» ЦНИИС.
ЗАО «ЦНИИПСК им.Мельникова»

ВНЕСЁН Управление инноваций и технического нормирования в дорожном хозяйстве Государственной службы дорожного хозяйства Министерства транспорта Российской Федерации.

2. Принят и введён в действие распоряжением Государственной службы дорожного хозяйства Министерства транспорта Российской Федерации от 01.03.2003г.
№

3. Взамен. ВСН 32-88 Инструкция по определению грузоподъемности железобетонных балочных пролетных строений эксплуатируемых мостов.
ВСН 36-84 Инструкция по определению грузоподъемности сталежелезобетонных балочных пролётных строений автодорожных мостов.
ВСН 12-73 Указания по определению грузоподъёмности деревянных мостов с учётом их технического состояния.

© Издательство.

Настоящие ОДН не могут быть полностью или частично воспроизведены, тиражированы и распространены в качестве официального издания без разрешения Росавтодора.

Содержание

	Предисловие	2
1.	Область применения	4
2.	Общие требования по определению грузоподъёмности мостовых сооружений	4
3.	Определение грузоподъёмности железобетонных пролётных строений	12
4	Определение грузоподъёмности сталежелезобетонных пролётных строений	24
5.	Определение грузоподъёмности стальных пролётных строений	37
6.	Определение грузоподъёмности опор	43
7.	Определение грузоподъёмности деревянных мостов	51

Приложения:

А. Краткие сведения по нормативным документам проектирования автодорожных мостов.
(справочное) 70

Б. Таблицы матриц координат линий влияния пролётных строений по типовому проекту (выпуск 56, Союздорпроект), имеющих нарушение связей между балками в нижней зоне
(рекомендуемое) 74

В. Таблицы матриц ординат поперечных линий влияния для случая нарушения жесткости крайних и соседних с ними балок выпуска 56,56Д и 710/ СДП
(рекомендуемое) 82

Г. Геометрические характеристики сечений
(справочное) 97

ВРЕМЕННОЕ РУКОВОДСТВО ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ГРУЗОПОДЪЁМНОСТИ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ

Дата введения 2003 – 03- 01.

1.Область применения

Настоящее временное руководство распространяется на железобетонные, сталежелезобетонные, металлические и деревянные мостовые сооружения, эксплуатируемые на Федеральных автомобильных дорогах, и рекомендуется для применения на всей территории Российской Федерации мостовыми подразделениями органов управления автомобильными дорогами, а также мостоиспытательными станциями, мостовыми проектными и научно-исследовательскими организациями при обследовании и диагностике мостовых сооружений.

Предметом нормирования настоящих ОДН является система назначения классов грузоподъёмности мостовых сооружений и методика определения грузоподъёмности сооружений с учётом элементов конструкций.

2. Общие требования по определению грузоподъёмности мостовых сооружений

2.1. Основные понятия грузоподъёмности

2.1.1. Грузоподъёмность как характеристика мостового сооружения определяется максимальной, полезной нагрузкой, которую может воспринять сооружение при расчётах по первому предельному состоянию.

Основным показателем грузоподъёмности мостового сооружения является класс нагрузки. Грузоподъёмность устанавливают по классу нагрузки для неконтролируемого и контролируемого режимов движения транспортных средств, а также по общей массе эталонных транспортных средств для неконтролируемого движения.

2.1.2. Для неконтролируемого пропуска (потока) транспортных средств, класс нагрузки назначается в виде класса “К” по схеме загружения нагрузки “АК” (рис.2.1а) вдоль и по ширине ездового полотна для $1^{ого}$ и $2^{ого}$ случаев загружения, принятых в СНиП.

Нагрузка по схеме “АК” на пролётное строение принята в виде равномерно-распределённой нагрузки с интенсивностью “К” кн/м (или 0,1 Кт/м) и одной двухосной тележки с нагрузкой на ось 10К кН (или 1К тс) для каждой полосы движения. При этом тележка устанавливается в наиболее невыгодное положение по длине пролёта.

Коэффициенты надёжности, динамический, полосности и другие коэффициенты принимают согласно действующего СНиП.

2.1.3. Для пропуска одиночных нагрузок в контролируемом режиме грузоподъёмность определяют по схеме загружения НК 80, $4^{х}$ осного колёсного транспортного средства,

предусмотренного СНиП (рис.2.1б). Коэффициент надёжности по нагрузке принимают равным 1,1, а динамический коэффициент – 1,0.

2.1.4. Грузоподъёмность по общей массе и осевой нагрузке, предназначенной для установки дорожных знаков на дороге, определяют для шести эталонных схем 2-7 -осных транспортных средств. При расчёте их устанавливают в колонну однотипных транспортных средств на расстоянии от 10 до 22м друг от друга в зависимости от типа эталонной схемы (таблица 2.1), а по ширине ездового полотна как для нагрузки "АК".

2.1.5. Допускаемая общая масса (грузоподъёмность) каждого эталонного транспортного средства определяется путём сопоставления усилий, возникающих от эталонной нагрузки с усилиями от нагрузки класса "АК", характеризующей грузоподъёмность сооружения, путём загружения соответствующих линий (поверхностей) влияния усилий для элементов конструкции.

2.1.6. Для наиболее распространённых видов пролётных строений мостовых сооружений грузоподъёмность их по общей массе эталонного транспортного средства определяют по формуле:

$$m_M = \frac{K_\phi}{K_{A11}} \bullet m_{A11} = \frac{K_\phi}{11} \bullet m_{A11}$$

где m_M - грузоподъёмность по общей массе эталонного транспортного средства для моста;

K_ϕ – класс нагрузки сооружения;

K_{A11} – класс нагрузки $K_{A11}=11$;

m_{A11} - допустимая общая масса транспортного средства, соответствующая классу по грузоподъёмности сооружению равному А11 (по таблице 2.2).

Если при этом вычисленная величина m_M адекватна для конкретной эталонной схемы осевой массы выше 12 тонн, определяемую величину m_M снижают до значения, соответствующего осевой массе 12 тонн (см. таблицу 2.3).

2.1.7. Возможность пропуска конкретных или тяжеловесных транспортных средств с массой или осевыми нагрузками, превышающими установленную для сооружения грузоподъёмность по эталонной нагрузке, определяют соответствующим расчётом с учётом пропуска нагрузки в контролируемом режиме.

2.1.8. Регулирование движения в неконтролируемом режиме по мосту с установленной грузоподъёмностью по эталонным нагрузкам осуществляют с помощью соответствующих дорожных знаков по ГОСТ: 10807-78 и ГОСТ 23457-86

ограничение массы (знак 3.11) при грузоподъёмности ниже, чем по АК=11;

ограничение нагрузки на ось (знак 3.12) при допускаемой осевой нагрузки менее 12т;

ограничение скорости автомобиля (знак 3.24), если это необходимо из-за состояния покрытия, деформационных швов, узла сопряжения моста с насыпью для снижения динамического воздействия;

ограничение интервала (знак 3.16) между грузовыми транспортными средствами для определённой группы автопоездов или автомобилей.

Если мостовое сооружение соответствует классу нагрузки не ниже А11, то все виды транспортных средств по схемам таблице 2.1 и параметрам (таблицы 2.3) должны пропускаться по сооружению в неконтролируемом режиме. При сниженной грузоподъёмности сооружения для каждого транспортного средства по схеме таблицы 2.1 определяют наибольшую величину его массы, при которой транспортное средство может пропускаться по мостовому сооружению в неконтролируемом режиме. Перед сооружением устанавливают два знака 3.11 "ограничение массы" для 2^x и 3^x осных автомобилей и отдельно для автопоездов. При этом знаки грузоподъёмности для автопоездов устанавливают с указанием числа осей и соответственно допустимой их массы. Следует также устанавливать стенд с информацией при въезде на данный участок дороги с мостом и

дублирующие стенды за 3-5 км от сооружения (на стендах, знаках указывают количество осей и соответствующие значения массы).

2.1.9. Грузоподъёмность сооружения определяется несущей способностью наиболее слабого элемента. Расчёт несущей способности элементов мостового сооружения следует производить с учётом фактических геометрических размеров элементов, влияния дефектов и повреждений на распределение усилий от постоянных и временных нагрузок, на несущую способность элементов, с учётом прочностных и деформативных свойств материалов (бетона, арматуры, стали, древесины и др.) на рассматриваемый период времени.

2.1.10. Во всех случаях решению этих задач должно предшествовать обследование мостового сооружения, включающее

- ознакомление с технической документацией, для установления данных по сооружению и характера изменения его состояния, а именно устанавливают год проектирования или строительства пролетного строения, нормативную временную вертикальную нагрузку, под которую запроектировано сооружение; по проекту полную геометрию пролётного строения, конструкцию проезжей части и тротуаров, а также коммуникаций на мосту; типовой проект, по которому было возведено пролётное строение, если конструкция типовая; данные по авариям, связанным с повреждениями несущих элементов пролётного строения; грузоподъёмность пролётного строения по предыдущему обследованию и время его проведения;

- уточнение расчётной схемы сооружения (пролётных строений, опор и их элементов) при необходимости с проведением испытаний;

- определение геометрических характеристик элементов по результатам замеров сечений (площади сечения элементов и их размеров, моментов сопротивления сечения, статических моментов и др.); для железобетонных конструкций определяют также положение арматуры, класс, её количество и площадь в расчётных сечениях по проекту и исполнительной документации или производят вскрытие или просвечивание арматуры конструкций;

- определение прочностных и деформативных характеристик материалов конструкции (прочности бетона на сжатие, марки стали и арматуры, вида древесины); установление расчётных сопротивлений материалов и модуля упругости, которые следует принимать при определении несущей способности сечения;

- определение (прямым или косвенным путём) соответствия фактических размеров несущих элементов конструкций, конструктивным требованиям проекта или СНиПа (по толщине элементов, защитному слою, расположению арматуры и др.);

- выявление дефектов и повреждений конструкций, влияющих на снижение грузоподъёмности элементов и сооружения в целом.

2.1.11. Класс бетона и арматуры, их состояние определяют по технической документации или результатам натурных исследований (см.п. 3.1.13-3.1.15). Дополнительно, необходима проверка на карбонизацию бетона и содержание в нём хлоридов, что позволяет предвидеть вероятность роста коррозии арматуры без вскрытия и оценивать качество бетона и арматуры при определении грузоподъёмности железобетонных конструкций на ближайшую перспективу.

2.1.12. Прочностные характеристики и параметры пластичности и свариваемости сталей следует оценивать по рабочим чертежам КМ и КМД, данным заводских сертификатов либо по результатам испытаний образцов. В результате оценки должны быть установлены: фактическая марка стали, фактические свойства стали и их соответствие требованиям стандарта на сталь этой марки, действовавшим в период изготовления конструкций. Если металлоконструкции обследуемого сварного пролетного строения изготовлены до 1968 г. и минимальная температура воздуха может быть ниже минус 25°С, то необходима дополнительная проверка хладостойкости стали с отбором специальных образцов и проб.

В первую очередь необходимо использовать имеющиеся сертификаты на стальной прокат, которые хранятся в архивах завода металлоконструкций.

2.1.13. Лабораторные исследования и испытания образцов, которые готовят из проб, отобранных из элементов обследуемых конструкций, проводят при отсутствии сертификатов или при недостаточности (противоречивости) содержащихся в них сведений; а также при обнаружении в конструкциях повреждений, которые могли быть вызваны низким качеством стали. В необходимых случаях исследования проводят при изыскании дополнительных резервов фактической несущей способности конструкций. При лабораторных исследованиях стали производят химический анализ, испытание образцов на растяжение и на ударный изгиб, выявление распределения сернистых включений в металл и металлографическое исследование.

2.1.14. На деревянных мостах состояние древесины и элементов оценивают по результатам внешнего осмотра материалов конструкции. Вид использованной древесины и другие характеристики принимают по данным технической документации.

2.1.15. Выявление дефектов и повреждений в конструкциях, которые могут влиять на грузоподъёмность мостовых сооружений, производят при внешнем осмотре всех несущих элементов и других деталей. Это плита проезжей части, пролётные строения (балки, фермы и т.д.) и связи между ними, элементы опор и фундаментов.

В сталежелезобетонных пролётных строениях для оценки грузоподъёмности необходимо проверять состояние плиты и её соединение со стальными главными балками, т.к. отсутствие или разрушение цементного раствора между плитой и верхним поясом балки приводит к расстройству соединений, а расстройства связи плиты с балкой, в виде жёстких упоров, ведёт к резкому падению грузоподъёмности пролётного строения.

В железобетонных конструкциях общее их состояние оценивают по состоянию арматуры, бетона, узлов сопряжения и соединения. Особое внимание необходимо обращать на состояние предварительно-напряженных элементов, т. к. коррозия арматуры и потеря предварительного напряжения в конструкции также сильно снижают её грузоподъёмность.

В металлических конструкциях необходимо обращать внимание на коррозию металла и качество заклёпочного, болтового и сварного соединений. В деревянных мостах выявляют места загнивания древесины, а также расстройство узлов сопряжения и соединения деталей и элементов.

2.1.16. Работы по обследованию сооружения проводят в соответствии с требованиями нормативных документов.

2.2. Основные принципы расчёта грузоподъёмности

2.2.1. Для установления грузоподъёмности сооружения следует определять с учётом имеющихся изменений в статической схеме и влияния дефектов:

предельные усилия для расчётных элементов конструкций по предельному состоянию (несущая способность $S_{пред.}$);

усилия, возникающие от постоянной нагрузки ($S_{пост}^{расч}$) и от пешеходов ($S_{тол}^{расч}$) ;

долю усилия в расчётном элементе конструкции, которую можно допустить от временной нагрузки, определяемой грузоподъёмность сооружения ($S_{вр}^{расч}$).

2.2.2. Грузоподъёмность, устанавливаемую по схеме нагрузки АК, НК 80 и эталонным транспортным средствам, определяют, вычисляя усилия от этих нагрузок $S_{вр}$ и сопоставляя их со значением расчётного усилия ($S_{вр}^{расч}$), при соблюдении условия: $S_{вр}= (S_{вр}^{расч})$. Класс нагрузки “К” принимают с точностью до 0,1 величины. Одиночную массу по схеме НК 80 и эталонной нагрузки – до 1 тонны, а осевой – до 0,1тн.

2.2.3. Если грузоподъёмность элементов сооружения выражается через нагрузки по схеме АК или эталонных транспортных средств, то долю расчётных усилий от временных нагрузок вычисляют для первого случая загружения по СНиП, предусматривающего размещение нагрузки на проезжей части, в которую не входят полосы безопасности, по формуле:

$$[S]_{вр.}^{расч} = S_{пред} - S_{пост}^{расч} - S_{толпы}^{расч} - S_{прочие}^{расч.}, \quad (2.1)$$

Если движение по сооружению осуществляется временно (например, при производстве ремонтных работ и т.д.) по полосам безопасности (второй случай загружения по СНиП) нагрузку от пешеходов на тротуаре в формуле 2.1 допускается не учитывать.

Если грузоподъёмность сооружения выражается через одиночную нагрузку, по схеме НК 80 с загружением согласно СНиП, то допускаемые значения расчётных усилий от временных нагрузок вычисляются по формуле (2.1) без учёта нагрузки от пешеходов, т.е.

$$[S]_{вр.}^{расч} = S_{пред} - S_{пост}^{расч} - S_{прочие}^{расч.}, \quad (2.2)$$

В формулах 2.1 и 2.2 $S_{пред}$ – предельное усилие, воспринимаемое элементом конструкции и рассчитываемое согласно указаний разделов 3-6; $S_{пост}^{расч}$ – расчётное усилие в сечении от постоянной нагрузки и $S_{толпы}^{расч}$ – усилие от толпы на тротуаре, определяемое по СНиП, $[S]_{вр}^{расч}$ – предельное значение расчётного усилия от временной нагрузки, воспринимаемой элементом, $S_{прочие}^{расч}$ – усилия от других нагрузок и воздействий, учитываемых совместно с вертикальной нагрузкой от транспортных средств, определяемой по СНиП.

2.2.4. Задача определения грузоподъёмности может быть решена как теоретически, так и экспериментально-теоретическими методами.

Теоретический метод следует применять в случаях достаточной информационной базы (возможности вычисления действительной жёсткости элементов конструкции, имеющих дефекты, и возможности выбора конкретной расчётной схемы при наличии дефектов отдельных связей в пространственной системе пролётного строения и её расчёта).

При теоретическом методе значения $S_{вр}$, от временной подвижной вертикальной нагрузки, вычисляют по результатам загружения линий (поверхностей) влияния усилий в рассчитываемых элементах с учётом дефектов (и без них) применяя, в основном, расчётные программы, разработанные многими учебными, научно-исследовательскими и проектными институтами (МАДИ, ЦНИИС, Союздорпроект, ГипродорНИИ, его филиалы и др.), позволяющие получать ординаты линий (поверхностей) влияния усилий в балках и опорах.

Для построения ординат поперечных линий (поверхностей) влияния в пролётных строениях с дефектами могут быть также использованы соответствующие таблицы приложений Б и В для железобетонных конструкций.

2.2.5. Экспериментально-теоретический метод используют в случаях, когда влияние дефектов конструкции не может быть определено теоретически.

При этом методе определяют экспериментально жесткостные характеристики (деформации) отдельных элементов в пространственной системе пролётного строения и ординаты для построения поперечных линий влияния усилий на главные балки пролётных строений. По эти данным определяют грузоподъёмность, как в теоретическом методе.

Для определения усилий в железобетонных главных балках используют экспериментально полученные по результатам испытания моста поперечные линии влияния прогибов, кривизны или относительные удлинения (в уровне центра тяжести растянутой арматуры). Результатом обработки этих данных являются ординаты линии влияния коэффициентов поперечного распределения усилий в середине пролёта главных балок.

2.2.6. Необходимость проведения испытания сооружения устанавливает организация, проводящая обследование, в зависимости от характера обнаруженных дефектов и возможности теоретического учёта их влияния, а также от полноты информации о сооружении и возможности выявления всех дефектов при обследовании.

Статистические испытания проводят для определения прогибов и других характерных деформаций в сечениях главных балок, необходимых для расчёта усилий. Подбор

испытательной нагрузки производят расчётным путем. Испытания организуют в соответствии с СНиП 3.06.07-86.

2.2.7. Грузоподъёмность мостового сооружения принимают по минимальной грузоподъёмности, определяемой несущей способностью заведомо слабых элементов по усилиям, возникающим в основных расчётных сечениях элементов или сечениях с дефектами, влияющими на несущую способность элемента и (или) сооружения в целом.

2.2.8. Перечень основных дефектов и характер их влияния на расчётную схему, геометрические характеристики элементов, прочностные и деформативные свойства материалов, несущую способность и распределение усилий между элементами, приведены в соответствующих разделах по определению грузоподъёмности для железобетонных, металлических, сталежелезобетонных и деревянных пролётных строений и соответствующих опор.

2.2.9. При определении грузоподъёмности пролётных строений и опор коэффициенты надёжности γ для временных подвижных вертикальных нагрузок, сочетания нагрузок, динамические коэффициенты $1+\mu$ и коэффициенты S_1 , учитывающие воздействие нагрузки с нескольких полос движения, принимают согласно требованиям действующих СНиП, а также рекомендаций п.2.2.10-2.2.13 и разделов 3-7 настоящего документа.

2.2.10. В случае разрушения покрытия проезжей части или наличия на нём неровностей, а также порожков около деформационных швов и в местах сопряжения с насыпью повышенные значения динамических коэффициентов устанавливают по результатам испытания сооружения на динамические нагрузки. При этом обязательно также проверяют грузоподъёмность с динамическим коэффициентом до данным СНиП.

2.2.11. При разрушении покрытия на всей длине проезжей части с периодически повторяющимися выбоинами и наплывами и повышенными переломами продольного профиля над опорами значения динамических коэффициентов для железобетонных мостов следует принимать, как временное, до устранения дефекта согласно методики определения транспортно-эксплуатационных качеств мостовых сооружений.

2.2.12. Коэффициенты надежности и другие коэффициенты условия работ, используемые для вычисления от толпы на тротуарах, принимают по действующему СНиП.

2.2.13. Усилия от постоянных нагрузок для конструкций определяют по общим правилам строительной механики и принятой системы сбора нагрузок при проектировании пролётных строений и опор.

Постоянные нагрузки принимают по данным проектной и исполнительной документации. В этих случаях коэффициенты надёжности и условий работ следует принимать в соответствии с требованиями действующего СНиП. Если получены действительные данные по собственному весу и размерам конструкции пролётного строения, то в зависимости от точности и числа замеров этих данных коэффициент надёжности γ_m по нагрузке от собственного веса γ_m принимают следующим:

от веса несущих элементов (балка, плита, стойки, стенки, ригели и т.д.) при числе замеров 6 и более $\gamma_m = 1,05$ (0,9);

а при числе замеров менее 6 $\gamma_m = 1,1$ (0,9);

от веса слоев одежды мостового полотна (изоляция, защитный и выравнивающий слой) при числе замеров 6 и более $\gamma_m = 1,15$ (0,95),

а при числе замеров менее 6 $\gamma_m = 1,2$ (0,95).

Вес покрытия проезжей части и тротуаров $\gamma_m = 1,2$.

Коэффициенты надёжности, указанные в скобках и без скобок, принимают в соответствии с указаниями СНиП.

Во всех случаях принятая величина постоянной нагрузки должна быть не менее, чем нормативная нагрузка по проекту.

Таблица 2.1. - **Схемы эталонных транспортных средств (тс)**

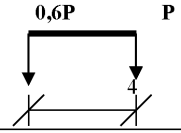
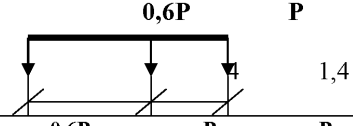
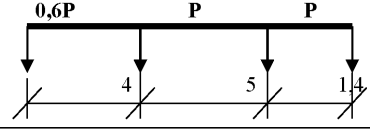
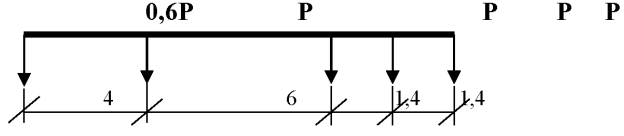
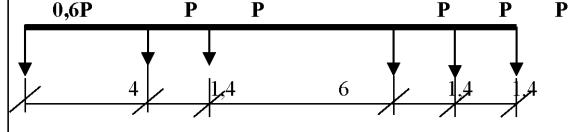
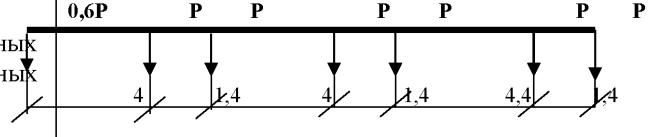
Наименование схемы	**Схемы эталонных транспортных средств**	**Общая база, м**	**Расстояние между тс, м**
Схема 2-х осных автомобилей		4	10
Схема 3-х осных автомобилей		5,4	12
Схема 4-х осных автотранспортных средств		10,4	18
Схема 5-ти осных автотранспортных средств		12,8	22
Схема 6--ти осных автотранспортных средств		14,2	22
Схема 7-ми осных автотранспортных средств		16,6	22

Таблица 2.2 - Предельные массы эталонных транспортных средств (в тоннах) для пропуска по мостам, запроектированным под нагрузку А-11 (Неконтролируемый режим движения, без ограничения нагрузки на ось)

Длина загружения	Количество осей в экипаже					
	2	3	4	5	6	7
3 м	19	28	39	46	55	71
6 м	26	28	38	37	43	69
9 м	30	30	42	43	52	64
12 м	31	31	40	42	50	57
15 м	30	31	39	42	46	49
18 м	28	31	40	41	44	45
21 м	25	30	39	40	42	44
24 м	25	30	40	42	44	45
33 м	22	26	38	40	42	44
42 м	20	24	37	42	43	44
63 м	19	24	34	40	42	44
84 м	20	24	37	41	42	50
105 м	18	24	37	40	42	44
126 м	18	24	37	41	43	46
150 м	18	24	37	41	43	45

Таблица 2.3 - Предельные массы эталонных транспортных средств (в тоннах) для пропуска по мостам, запроектированным под нагрузку А-11 (Неконтролируемый режим движения при нагрузке на ось Р меньше/равно12 тс)

Длина загружения	Количество осей в экипаже					
	2	3	4	5	6	7
3 м	18	28	39	46	55	71
6 м	18	28	38	37	43	69
9 м	18	30	42	43	52	64
12 м	18	31	40	42	50	57
15 м	18	31	39	42	46	49
18 м	18	31	40	41	44	45
21 м	18	30	39	40	42	44
24 м	18	30	40	42	44	45
33 м	18	26	38	40	42	44
42 м	18	24	37	42	43	44
63 м	18	24	34	40	42	44
84 м	18	24	37	41	42	50
105 м	18	24	37	40	42	44
126 м	18	24	37	41	43	46
150 м	18	24	37	41	43	45

3. Определение грузоподъёмности железобетонных пролётных строений

3.1. Определение предельных усилий в элементах

3.1.1. Методика определения грузоподъёмности в данном разделе распространяется, в основном, на балочные разрезные, балочно-неразрезные и другие типы балочных пролётных строений мостовых сооружений из предварительно-напряжённого и обычного железобетона. Расчётные положения могут быть использованы для других типов конструкций (арок, сводов и др.).

3.1.2. Предельные усилия $S_{пред}$ в расчётных сечениях несущих элементов по условиям достижения предельного состояния при известном армировании определяют по указаниям действующего СНиП с учётом дефектов, снижающих несущую способность (обрывы, погнутость и коррозия стержней арматуры, уменьшение площади сжатой зоны бетона). Дефекты учитывают путём натурных измерений сечений или введения коэффициентов условий работы по п.3.1.16.

3.1.3. Расчётные сечения по прочности принимают в местах наибольших усилий в пролётных строениях, местах опасных дефектов, снижающих предельные усилия, а также в сечениях с резким изменением их размеров.

Так, в разрезных главных балках включают нормальное сечение в середине пролёта, а в наклонных – сечения у опоры и в четверти пролёта с учётом характера расположения арматуры и изменения размеров стенки.

В неразрезных балках при расчётах включают середину промежуточных пролётов и сечения на промежуточных опорах.

В крайних пролётах рассчитывают сечения, расположенные на расстоянии 0,4 длины пролёта от крайней опоры. Наклонные сечения проверяют у промежуточных и крайних опор.

В плите проезжей части проверяют середину пролёта и опорные сечения каждого расчётного направления плиты

В арочных пролётных строениях проверяют сечения в арках в местах наибольших усилий, стойках и плите надарочного строения с учётом особенности их работы (совместно с элементами арки или при иной форме соединения с аркой).

3.1.4. В элементах пролетных строений из обычного железобетона, запроектированных до введения в действие СНиП II-Д.7-62, предельные по прочности изгибающие моменты в расчётном сечении при отсутствии данных об армировании (кроме типа арматуры) определяют по формуле

$$M^{1}_{пред} = M_{из}\frac{R_a}{[\sigma_a]}m_{ф}m_{ар} \quad (3.1)$$

где $M_{из}$ – расчётный изгибающий момент в сечении по нормам года проектирования R_a – расчётное сопротивление арматуры по п. . 3.1.11 ; $[\sigma_a]$ - допускаемое напряжение и растяжение для арматуры по нормам года проектирования (таблице3.1); $m_ф$ – коэффициент, учитывающий дефекты по п.3.1.16.; при их отсутствии $m_ф$ = 1,0; $m_{ар}$ – коэффициент, учитывающий арочный эффект по п. 3.1.17.

3.1.5. В опорных сечениях изгибаемых элементов пролётных строений из обычного железобетона, запроектированных до введения в действие СНиП II-Д.7-62, предельную по прочности поперечную силу определяют по формуле

$$Q^{расч} = m_{ад}\frac{R_a}{[\sigma_{от}]}\bullet\frac{Q_{от}}{0{,}8h\sqrt{2}}\bullet c\bullet\sin\alpha + m_{ад}\frac{R_a}{[\sigma_{хом}]}\bullet\frac{Q_ч}{0{,}8\,h}c + Q_в \quad (3.2)$$

где [$\sigma_{от}$], [$\sigma_{хом}$] – допускаемые напряжения на отгибы и хомуты по нормам года проектирования для арматуры соответствующего типа; h – высота поперечного сечения элемента; α - угол, рад, принимаемый соответственно для балок □/4 и плит □/6; c = ϒ₀h – длина проекции критического наклонного сечения (принимают не более 2h);

$$\gamma = \sqrt{\frac{B}{A}}; A = 1{,}25\left[\frac{R_a}{[\sigma_{от}]} m_{ад} \frac{\sin\alpha}{\sqrt{2}} Q_{от} + \frac{R_a}{[\sigma_{хом}]} m_{ад} Q_б\right]$$

Таблица 3.1 – Допускаемые напряжения

Годы проектирования	Допускаемые напряжения для арматуры [σ_a], кгс/см^2			Марка бетона пролётных строений R_{28}, кгс/см^2	
	Основные стержни		Хомуты	Монолитных с пролётами до 20м	Монолитных с пролётами более 20м и сборных
	Ст.2, Ст.3	Ст.5	Ст.2, Ст.3		
1929-1930	1100	-	900	130	130
1931-1937	1250	-	1250	170	200
1938-1961	1250	1500	1250	170	300

Примечание. Для других типов стали [σ_a] =0,5 [$\sigma_т$]

Таблица 3.2 – Расчётные значения поперечной силы

Расчётная поперечная сила	Год проектирования пролётного строения		
	1931-1937	1938-1961 (ℓ < 12м)	1926-1930 1938-1961 (ℓ > 12м)
$Q_{от}$ (на отгибы)	- 0,55Q	0,42Q	0,70Q
$Q_х$ (на хомуты)	0,20 Q	0,18Q	0,30Q
$Q_б$ (на бетон)	0,25Q	0,40Q	0

Примечание. Q – полная поперечная сила в расчётном сечении по нормам года проектиро-вания.

$Q_б = B \cdot h / c$ - поперечная сила, передаваемая на бетон; $B = 1{,}6\ R_{bt}\ bh$; $Q_{от}$, $Q_х$ – поперечная сила, передаваемая на отгибы и хомуты, определяемая по таблицы 3.2; $m_{а\,д}$ – коэффициент, учитывающий дефекты по п. 3.1.16; R_{bt} , R_a - по действующему СНиП.

Таблица 3.3 – Плотность бетона

Материал	Плотность бетона и железобетона, кг/см^3 для пролетных строений проектировок	
	1906- 1937г.г.	1938 – 1961 г.г.
Бетон	2200	2400
Железобетон	2400	2600

3.1.6. Изгибающий момент $M_{из}$ и поперечную силу Q, соответствующие нормам года проектирования, определяют как максимальные расчётные усилия от всех основных сочетаний вертикальных постоянных и временных нагрузок, принятых по нормам года проектирования. Усилия, определяемые от сочетаний, в которых учитывается гусеничная или колесная нагрузка по нормам 1931-1953 г.г., следует уменьшить в 1,3 раза.

3.1.7. Нагрузку от собственного веса бетонных и железобетонных элементов вычисляют с учётом данных по плотности бетона и железобетона в кг/ м ^{3} (таблице 3.3).

3.1.8. Схемы и параметры временных подвижных вертикальных нагрузок, а также правила их установки, коэффициенты полосности и динамический принимают по нормам соответствующего года проектирования. Сведения о действовавших нормах проектирования приведены в приложении А..

3.1.9. при отсутствии данных о проектных нагрузках, допустимых напряжениях и времени проектирования из архивных и других источников, устанавливают год окончания строительства. Для установления года проектирования от года окончания строительства отнимают: для малых мостов 2-3 года, средних мостов 3-4 года, больших мостов 4-5 лет. Если год проектирования совпадает с годом замены норм, в расчёт принимают данные, определяющие меньшее значение усилий ($M_{из}$, Q).

3.1.10. Если в нормах приведены два класса временных нагрузок (например, Н-8 и Н-10, НГ-30 и НГ-60), а сведения о действительно заложенной в проекте нагрузке отсутствуют, при расчёте несущей способности следует принимать из двух более легкую нагрузку. Для мостов постройки 1948 г. применение нагрузки Н-13 должно быть обосновано документальными данными. При отсутствии их в расчёт вводят нагрузку Н-10.

3.1.11. Расчётные сопротивления стержневой и высокопрочной арматуры растяжению и сжатию принимают по действующему СНиП для предельных состояний первой и второй групп. Если для стержневой арматуры на момент строительства по соответствующему стандарту браковочный минимум предела текучести был принят ниже , чем по СНиП (как правило, по стандартам до 1961г.), то расчётные сопротивления этой арматуры растяжению определяют для предельных состояний первой и второй групп по формуле

$$R_a = R_{sn} / \gamma_s \quad (3.3)$$

где R_{sn} - нормативное сопротивление арматуры, принимаемое по указаниям п.3.1.12; γ_s - коэффициент надёжности по арматуре принимаемый для предельных состояний по первой группе;для класса арматуры А1,АII,АIII (при Ø 6-8 мм) –1,16; для класса арматуры АIII (при ø 10-40 мм) - 1,13; для класса арматуры А-IV и $A_т$ – IV - 1,26; для предельных состояний по второй группе 1,0.

3.1.12. За нормативные сопротивления R_{sn} стержневой арматуры, высокопрочной проволоки и арматурных канатов принимают минимальные гарантируемые (с надёжностью 0,95) значения предела текучести (физического или условного, равного значению напряжений, соответствующих остаточному относительному удлинению 0,2%).

Указанные минимальные гарантируемые значения предела текучести определяют по стандартам, приведённым в технической документации, а при отсутствии её – по стандартам, соответствующим году проектирования, соответствии с отменёнными ГОСТ 5781-51, ГОСТ 5781-53 и ГОСТ 45781-58. Арматурная сталь периодического профиля марки Ст.5 (в настоящее время класс А-II) имеет браковочный минимум предела текучести R_{sn}=274 МПа (2800 кгс/см^2), а с 1961 г. – 294 МПа (3000 кгс/см^2).

Значения допускаемого напряжения или расчётного сопротивления арматуры определяют также по нормам, соответствующим году проектирования (см.таблице 3.2.).

3.1.13.Количество, расположение и класс арматуры в несущих элементах определяют по технической документации. Если документация отсутствует, то геометрическим параметрам пролётного строения определяют его принадлежность к тому или иному типовому проекту. Если одни и те же геометрические параметры пролётного строения

отвечают нескольким типовым проектам или нескольким вариантам армирования в одном типовом проекте, вскрывают арматуру или необходимые данные устанавливают методами интроскопии.

3.1.14. Класс бетона определяют по технической документации; если документация отсутствует, то по соответствующим типовым проектам или нормам, соответствующим году проектирования (см. таблице 3.2). При отсутствии проектных и других данных по бетону его расчётные сопротивления определяют на основании изучения прочностных свойств неразрушающими методами (молотка Шмидта, Кашкарова, методом вырыва и др.) по стандартам, действующим на период обследования. Класс бетона по прочности, коэффициент надёжности принимают по СНиП для действительной марки бетона.

3.1.15. Степень поражения арматуры коррозией устанавливают:

при ширине раскрытия трещин 0,5 мм и более прямым измерением со вскрытием защитного слоя выборочно в местах расчётных сечений;

при ширине раскрытия трещин менее 0, 5 мм косвенным методом по графику (рис. 3.1) с экстраполяцией в необходимых случаях, принимая при этом за момент образования трещины год постройки моста.

3.1.16. Все расчётные характеристики бетона и арматуры, а также основные расчётные положения принимаются согласно, действующего СНиПа с учётом указаний раздела 2 настоящего ОДН.

Перечень основных дефектов приведён в таблице 3.4. В таблице приводится характер влияния дефекта на элемент и методы его учёта. Дефекты элемента учитывают либо прямым изменением его размера, либо с помощью введения коэффициентов условия работы в расчётные формулы.

Коэффициенты, учитывающие дефекты, определяют по формуле:

$$m_{ф} = m_{a\,д} \bullet m_{b\,д}$$

Таблица 3.4 – Перечень основных дефектов

№ п/п	Вид дефекта	Характер влияния на элемент	Форма учёта
1	2	3	4
1.	Коррозия рабочей арматуры в растянутой зоне (глубина поражения Ω ¤. 0,025d)	Ослабление сечения растянутой арматуры, снижение несущей способности балок на изгиб и жёсткости.	Учитывать фактические размеры площади арматуры по результатам замера.
2.	Разрыв отдельных стержней рабочей арматуры или проволок пучков в растянутой зоне.	То же	То же
3	Искривление (смятие) стержней рабочей арматуры растянутой зоны.	«	Согласно п.2.1.16.
4.	Коррозия арматуры хомутов и отогнутых стержней или их разрыв	Снижение несущей способности балок на поперечную силу.	Согласно п.2.1.16.

Продолжение таблицы 3.4

1	2	3	4
5.	Повреждение бетона сжатой зоны балок: раковины, сколы разрыхление бетона продольные трещины (вдоль действия сил)	 Ослабление сечения сжатой зоны балок. Снижение прочности бетона сжатой зоны. Разрушение сжатой зоны бетона (полное или частичное).	Учитывать фактические размеры сечения по результатам замера. Учёт фактической прочности (см.п.2.1.14). Выключение из работы этих балок или учёт их в работе по результатам испытания.
6	Повреждение бетона в зоне главных напряжённй балок (приопорное сече-ния): раковины, сколы разрыхление бетона	Снижение прочности балок за счёт уменьшения сечения снижения прочности	Учёт фактических размеров сечения путём замера с натуры. Учёт фактической прочности бетона (см.п.2.1.14).
7	Сквозные вертикальные трещины в средней части балок в растянутой зоне: раскрытие более 0,3 до 0,5 мм раскрытие 1 мм в результате потери связи арматуры и бетона раскрытие более 1,0 мм вследствие текучести арматуры.	Снижение жёсткости и изменение распределения усилий между балками значительное очень значительное разрушение балки	Учёт фактического распределения по результатам испытаний снижение прочности сечений балок на 5% тоже на 20% Выключение балки из работы на временную нагрузку.
8.	Трещины по контуру ребра балок с плитой.	Снижение жёсткости и прочности.	Учёт фактического распределения усилий между балками по результатам испытаний.
9	Нарушение объединения сборных балок на сварных соединениях полудиафрагм: срез (отсутствие) сварных накладок в отдельных местах; разрушение анкеровки закладных деталей; косые трещины в полудиафрагмах.	Нарушение схемы пространственной работы пролётного строения и поперечного распределения усилий.	Учёт фактического распределения усилий между балками по результатам испытаний

Продолжение таблицы 3.4.

1	2	3	4
10.	Нарушение объединения балок по монолитным диафрагмам (железобетонным стыкам): вертикальные или наклонные трещины на всю высоту диафрагм; повреждение основной арматуры (коррозия, разрыв, изгиб); повреждение бетона (сколы, растрескивание)	Нарушение схемы пространственной работы и поперечного распределения усилий.	Учёт фактического распределения усилий между балками по результатам испытаний.
11	Повреждения плиты проезжей части: пробоины	Снижение несущей способности плиты: местное	Учёт фактической площади сечения.
	трещиноватый бетон (частая сетка) или выщелачивание бетона	общее	Учёт фактической прочности бетона (см.п.2.1.14).
	сколы бетона по нижней грани плиты	в панелях	Учёт только арматуры (без бетона).
	коррозия рабочей арматуры или механические повреждения	общее	Учёт фактической площади арматуры.
	обрушение консоли плиты.	в панелях обрушения	Выключение из работы
12	Зависание балок над опорной частью в одиночном или групповом случае	Изменение распределения усилий между балками.	Выключение из работы этих балок.
13	Трещины в зоне анке-ровки преднапряжённой арматуры балок	Потеря предваритель-ного напряжения в арма-туре, возможно изменение распределения усилий между балками	Учитывать при определении трещиностойкости по результатам испытания.
14	Вертикальные трещины от постоянных нагрузок в рёбрах преднапряжённых балок в растянутых участках: одиночные волосные с раскрытием 0,1 мм и более	Снижение жёсткости (строительного подъёма).	Не учитывать Учитывать фактическое распределение усилий по результатам испытаний.
15.	Продольные трещины вдоль преднапряжений арматуры балок со следами коррозии: отдельные прерывистые сплошные	Возможно ослабление площади рабочей арматуры	Учёт фактической площади арматуры.

Окончание таблицы 3.4.

1	2	3	4
16.	Трещины в опорных зонах неразрезных балок (как правило, в верхних участках с выходом на плиту).	Изменение напряжён-ного состояния из-за осадки опор	Учёт фактического перераспределения усилий по длине балки
17.	Неровности покрытия, выколы покрытия.	Повышение динамич-ческого воздействия вре-менной нагрузки на несу-щие конструкции.	Учёт повышенного динамического коэффициента (см.раз.2).
18.	Просадки на подходах, разрушение деформацион-ных швов	То же	То же

$m_{aД} = (1 - 4 \bullet \frac{\delta}{d})$ - при учёте коррозии арматуры;

$m_{aД} = (1 - \frac{n_{обр}}{n})$ - при учёте обрыва стержней;

$m_{aД} = \left[1 - \frac{n_{гн}}{n} \bullet (1 - \frac{0{,}0625d}{\ell^2})^2\right]$ - при учёте погнутости стержней;

$m_{bД} = \frac{z_1}{z}$ - при учёте дефектов сжатой зоны бетона,

где d - диаметр арматуры ; n - число стержней арматуры; $n_{обр}$, $n_{гн}$ число оборванных и погнутых стержней; ℓ - стрелка выгиба арматуры; z_1, z - при учёте дефектов сжатой зоны бетона и без их учёта; δ – глубина коррозии стержня.

3.1.17. В монолитных мостах к предельным изгибающим моментам в расчётных сечениях элементов, таких, как плита, продольные и поперечные балки, вводят повышающий коэффициент условий работы $m_{ар}$ (учитывающий арочный эффект), значения которого следующие:

Для плиты проезжей части при соотношении сторон a/b больше-равно 2/3 ,
но меньше 3/2 1,25
То же, при отношении короткой стороны к длинной a/b меньше 2/3 . . . 1,10
Для средних пролётов многопролётных поперечных
и продольных вспомогательных балок 1,2
Для однопролётных поперечных балок и крайних пролётов
многопролётных поперечных и продольных вспомогательных балок 1,1

3.2. Определение усилий от временных нагрузок в пролетных строениях.

3.2.1. Величину усилий M,Q от временных нагрузок в расчётных сечениях элементов конструкций (балки) определяют согласно, формул 2.1 и 2.2 (п.2.12). Класс нагрузки "К" подбирают путём сравнения усилий в этих сечениях от временных нагрузок с усилиями от нагрузки по схеме нагружения АК. Усилия от схемы нагружения АК рассчитывают с учётом пространственной работы. Усилия в главных балках допускается определять как произведение усилия, полученного из расчёта плоской схемы на соответствующий коэффициент поперечной установки, полученный из пространственного расчёта или по результатам натурных испытаний.

3.2.2. Изгибающий момент от временной вертикальной нагрузки в рассчитываемом сечении главной балки определяют по формуле

$$M^{(i)} = M^0 K^{(i)}_q m_0 \quad (3.4)$$

где i - номер главной балки (слева направо по поперечному сечению главных балок); M^0 – изгибающий момент в пролётном строении от нагрузки по схеме АК или колонн эталонной автомобильной или одиночной нагрузок; $K^{(i)}_q$ - коэффициент поперечной установки для i- й балки); $K^{(i)}_q$ для сечения в середине пролета балки вычисляют по п. 3.2.5 (для расчётного метода) или по результатам испытаний; m_0 – 1,05 (число осей в пролёте две и более); m_0 = 1,15 (одна ось в пролёте).

3.2.3. Поперечную силу в любом сечении i –ой балки от нагрузки АК (тоже от колёсной нагрузки) определяют по формуле:

$$Q_x = Q_o \cdot K^{(i)}_q \cdot m_o; \quad (3.5)$$

где Q_0 - поперечная сила от нагрузки АК или колёсной нагрузки;
$K^{(i)}_q$ – коэффициенты поперечной установки для i-й балки.

3.2.4. Поперечную силу в опорном сечении i-й балки от нагрузки АК и от колёсной нагрузки определяют по формуле

$$Q^i_{оп} = Q^o_{оп} \cdot K^i_{рыч}; \quad (3.6)$$

где: $Q^o_{оп}$ – поперечная сила от нагрузки АК или колёсной нагрузки
$K^i_{рыч}$ – коэффициент поперечной установки для АК или колёсной нагрузки, вычисленной по правилу рычага для i-балки.

3.2.5. Коэффициенты поперечной установки K^i_q для колонн или отдельных транспортных единиц определяют при помощи поперечных линий влияния нагрузки для *i*-ой балки пролётного строения по формуле:

$$K_q^{(i)} = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^{R} \eta_{ik}; \; k = 1,2,\ldots\ldots\ldots R, \quad (3.7)$$

где η_{ik} - ординаты поперечной линии влияния нагрузки для i-ой балки под центрами колёс нагрузки; R – общее число рядов колёс при заданной поперечной установке нагрузки.

3.2.6. Коэффициенты поперечной установки $K_q^{(i)}$ для толпы при одном тротуаре определяют по формуле $K_q^{(i)} = \eta_{ik}$, где η_{ik} – ордината поперечной линии влияния для i- ой балки под центром тяжести тротуарной нагрузки.

3.2.7. Для пролетных строений по выпуску 56 (Союздорпроект) с нарушением связей между балками по нижней зоне балок матрицы ординат поперечных линий влияния для середины пролёта приведены в приложении Б и В. /1).

3.2.8. В случае нарушения жесткости крайних балок из-за их повреждений матрицы ординат даны в приложении В для типовых пролётных строений по выпускам 56, 56 Д, 710/5 Союздорпроекта при следующих соотношениях жёсткости балок в пролёте:

Вариант 1. Одна крайняя балка (по схеме в таблицах балка № 1) имеет жесткость 0,5 EI, а остальные - EI.

Вариант 2. Две крайние балки (№ 1 и последняя) имеют жесткость 0,5 EI, а остальные - EI.

В таблицах приложения В приняты следующие обозначения:

Т.П. – 56 (56 Д или 710/1) – типовой проект по выпуску 56 (56 Д или 710

3.2.9. При отсутствии повреждений покрытия проезжей части плиту рассчитывают на сосредоточенную нагрузку с учётом её распределения покрытием толщиной H по площадке со сторонами:

$a_1 = a_2 + 2H$; $b_1 = b_2 + 2H$,

где a_2, b_2 - размеры зоны контакта силы P с покрытием (рис. 3.2).

3.2.10. При расчёте изгибающего момента в середине пролёта ℓ_a и ℓ_b рабочую ширину a или b балочной плиты принимают следующей:

если на плите расположены один или несколько грузов и их рабочие ширины не перекрываются, то при работе плиты с пролётом ℓ_b (рис.3.3, а) $a = a_1 + \ell_b/3$, но не менее $2/3\,\ell_b$, а с пролётом ℓ_a (рис. 3.3, б) $b = b_1 + \ell_a/3$, но не менее $2/3\,\ell_a$;

если на плите расположено несколько грузов и их рабочие ширины не перекрываются, то при работе её с пролётом ℓ_b (рис.3.4, а) $a = t + a_1 + \ell_b/3$, но не менее $2/3\,\ell_b$, а с пролётом ℓ_a (рис. 3.4,б) $b = c_1 + b_1 + \ell_a/3$, но не более $c + c_1$. При этом в расчёте принимают суммарный вес грузов в пределах рабочей ширины.

3.2.11. При расчёте поперечной силы в опорном сечении рабочую ширину a или b балочной для каждого груза принимают отдельно в зависимости от его расположения вдоль расчётного пролёта и их усилия суммируют (рис.3.5, а, б) ; $a_0 = a_1$, но не менее $1/3\,\ell_b$; $a = a_1 + \ell_a/3$, но не менее $2/3\,\ell_b$; $b_0 = c_1 + b_1$, но менее $1/3\ \ell_a$; $b = c_1 + b_1 + \ell_a/3$, но не более $c_1 + c$.

Рабочую ширину консольной плиты с грузом на расстоянии с от корня консоли принимают (рис.3.6): по нормам 1948 г. и ранее – $a = a_1 + 0{,}8c$, но не менее 1,5c, а по действующим нормам $a = a_1 + 2c$.

3.2.12. Усилия в балочных плитах (кроме, консольных) определяют в соответствии с таблицей 3.5.

3.2.13. При отношении длин сторон плиты меньше 2 её рассматривают как опёртую по всему контуру. Изгибающие моменты от равномерно распределённой по всей плите нагрузки определяют по таблице 3.6.

Таблица 3.5. – Значения изгибающего момента в балках

Характеристика конструкции	**Изгибающий момент**		**Поперечная сила на опоре в свободно опёртой балке**
	в середине пролёта	**на опоре**	
Толщина плиты менее ¼ высоты ребра, на которое опирается плита	$0{,}5\ M_0$	$-0{,}7\ M_0$	Q_0
То же, более ¼ высоты ребра	$0{,}7\ M_0$	$-0{,}7\ M_0$	Q_0
Плита по металлическим балкам	M_0	$-0{,}7\ M_0$	Q_0

Таблица 3.6. – Значения изгибающего момента в плите

L / ℓ	Плита, свободно опёртая по краям		Плита, защемлённая по всем краям			
	в середине пролёта		в середине пролёта		на опоре	
	$M^0_ℓ$	M^0_L	$M_ℓ$	M_L	$M'_ℓ$	M'_L
1,0	0,047	0,047	0,022	0,022	- 0,052	- 0,052
1,1	0,054	0,047	0,026	0,022	- 0,055	- 0,051
1,2	0,061	0,047	0,029	0,022	- 0,061	- 0,051
1,3	0,068	0,047	0,032	0,021	- 0,067	- 0,051
1,4	0,074	0,047	0,034	0,020	- 0,071	- 0,051
1,5	0,080	0,046	0,036	0,019	- 0,075	- 0,051
1,6	0,085	0,045	0,037	0,018	- 0,078	- 0,050
1,7	0,090	0,044	0,038	0,017	- 0,080	- 0,049
1,8	0,094	0,044	0,039	0,016	- 0,081	- 0,048
1,9	0,098	0,043	0,040	0,014	- 0,082	- 0,047
2,0	0,101	0,042	0,040	0,012	- 0,083	- 0,045

Для получения изгибающего момента на 1м ширины плиты все значения таблице 3.6 умножаем на $q\ell^2$, где q – нагрузка, тс/м^2, а ℓ - наименьший пролёт, м.

3.2.14. Изгибающие моменты в плитах, опёртых по контуру от временных нагрузок, распределённых по площадкам при центральном положении груза, определяют по таблице 3.7. Размеры площадки загружения (a_1, b_1) и плиты ($ℓ_a$, $ℓ_b$) представлены на рис.3.7.

3.2.15. Учёт защемления по контуру производят при помощи коэффициентов 0,75 для опорных моментов и 0,525 – для моментов в пролёте. Расчётные значения M_a и M_b в тс •м/м, отнесённые к полосе 1 м, получают умножением заданной сосредоточенной силы P (в тс) , распределённой по площадке с размерами a_1 и b_1 на коэффициенты в таблице 3.7.

3.2.16. Поперечные силы от равномерно распределённой по плите нагрузки находят после распределения её по двум направлениям как для простой балки в соответствии с п.3.3.10.

Поперечные силы от сосредоточенных сил находят как для плит опёртых двумя сторонами при наиболее невыгодном загружении. Рабочую ширину плиты принимают равной a_1 и b_1 в зависимости от направления расчётного пролёта.

Таблица 3.7 – Значения изгибающих моментов в плитах опёртых по контуру от временных нагрузок

$\frac{a_1}{ℓ_a}$	$\frac{b_1}{ℓ_a}$	$\frac{ℓ_b}{ℓ_a} = 1$		$\frac{ℓ_b}{ℓ_a} = 1{,}2$		$\frac{ℓ_b}{ℓ_a} = 1{,}4$		$\frac{ℓ_b}{ℓ_a} = 1{,}6$	
		M_a	M_b	M_a	M_b	M_a	M_b	M_a	M_b
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0,0	–	–	–	–	–	–	–	–
	02	0,299	0,238	0,314	0,235	0,324	0,232	0,333	0,230
	0,4	0,226	0,170	0,245	0,168	0,256	0,165	0,263	0,163
	0,6	0,183	0,133	0,202	0,131	0,215	0,128	0,222	0,125
	0,8	0,151	0,106	0,171	0,106	0,184	0,108	0,193	0,101
	1,0	0,124	0,087	0,146	0,087	0,160	0,085	0,169	0,083
	1,2	–	–	0,124	0,074	0,136	0,072	0,149	0,070
	1,4	–	–	–	–	0,121	0,062	0,132	0,060
	1,6	–	–	–	–	–	–	0,117	0,053

Окончание табл.3.7

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	0,0	0,238	0,299	0,253	0,292	0,264	0,289	0,271	0,286
	0,2	0,206	0,209	0,222	0,202	0,232	0,198	0,239	0,196
	0,4	0,173	0,173	0,192	0,152	0,202	0,149	0,210	0,146
	0,6	0,146	0,146	0,165	0,119	0,177	0,117	0,184	0,114
0,2	0,8	0,123	0,124	0,142	0,097	0,155	0,095	0,164	0,093
	1,0	0,102	0,102	0,123	0,081	0,136	0,079	0,145	0,076
	1,2	–	–	0,105	0,068	0,120	0,067	0,129	0,065
	1,4	–	–	–	–	0,104	0,058	0,115	0,056
	1,6	–	–	–	–	–	–	0,102	0,049
	0,0	0,170	0,226	0,188	0,225	0,199	0,222	0,205	0,220
	0,2	0,153	0,173	0,170	0,171	0,180	0,161	0,186	0,165
	0,4	0,135	0,135	0,153	0,134	0,163	0,131	0,170	0,128
0,4	0,6	0,117	0,108	0,133	0,107	0,147	0,105	0,154	0,102
	0,8	0,100	0,088	0,118	0,088	0,131	0,085	0,139	0,083
	1,0	0,083	0,072	0,103	0,073	0,105	0,071	0,124	0,069
	1,2	–	–	0,088	0,062	0,085	0,062	0,111	0,059
	1,4	–	–	–	–	0,071	0,052	0,099	0,050
	1,6	–	–	–	–	0,062	–	0,088	0,040
	0,0	0,133	0,186	0,146	0,180	0,156	0,177	0,162	0,175
	0,2	0,121	0,146	0,136	0,144	0,146	0,141	0,152	0,139
	0,4	0,108	0,117	0,125	0,116	0,134	0,113	0,140	0,111
0,6	0,6	0,095	0,095	0,113	0,094	0,122	0,102	0,128	0,089
	0,8	0,082	0,078	0,099	0,078	0,110	0,075	0,117	0,073
	1,0	0,068	0,064	0,086	0,065	0,098	0,063	0,106	0,061
	1,2	–	–	0,074	0,055	0,087	0,054	0,095	0,052
	1,4	–	–	–	–	0,076	0,046	0,085	0,045
	1,6	–	–	–	–	–	–	0,076	0,039
	0,0	0,106	0,151	0,119	0,149	0,127	0,146	0,134	0,145
	0,2	0,098	0,123	0,111	0,121	0,120	0,119	0,125	0,117
	0,4	0,088	0,100	0,103	0,099	0,111	0,096	0,116	0,094
0,8	0,6	0,078	0,082	0,092	0,081	0,102	0,079	0,107	0,077
	0,8	0,067	0,067	0,082	0,067	0,092	0,065	0,098	0,063
	1,0	0,056	0,055	0,072	0,056	0,082	0,055	0,089	0,053
	1,2	–	–	0,062	0,147	0,073	0,046	0,080	0,045
	1,4	–	–	–	–	0,064	0,040	0,072	0,038
	1,6	–	–	–	–	–	–	0,065	0,034
	0,0	0,087	0,124	0,098	0,123	0,105	0,121	0,109	0,119
	0,2	0,080	0,102	0,091	0,100	0,099	0,098	0,103	0,097
	0,4	0,072	0,083	0,084	0,082	0,092	0,070	0,096	0,078
1,0	0,6	0,064	0,068	0,076	0,067	0,084	0,066	0,089	0,054
	0,8	0,055	0,055	0,068	0,056	0,076	0,054	0,081	0,053
	1,0	0,046	0,046	0,059	0,047	0,068	0,046	0,074	0,044
	1,2	–	–	0,051	0,040	0,060	0,039	0,067	0,037
	1,4	–	–	–	–	0,053	0,034	0,060	0,032
	1,6	–	–	–	–	–	–	0,053	0,028

Примечание. Изгибающие моменты в плитах от нагрузки, распределённой по площадке, приведены по данным акад. Б.Г.Галёркина.

3.2.17. Для концевых участков бездиафрагменных пролётных строений возможны три расчётные схемы балочных плит: с жёстко заделанными продольными гранями, с шарнирным опиранием продольных граней и жёстким закреплением одной боковой грани (консольная плита).

3.2.18. Значения коэффициентов K_i (i =1,2, …, 10) для определения прогибов плиты w, поперечных сил Q_x, Q_y и изгибающих моментов M_x и M_y при различных условиях её опирания приведены в таблице 3.8.

Для нагрузки, равномерно распределённой по всей поверхности плиты или на части её по длине $a > b$, или $a \geq b_k$ (рис. 3.8, а, б)

$$w = K_1 \cdot q\lambda^4 / D;\ M_x = K_2\, q\lambda^2;\ M_y = K_3\, q\lambda^2 ;$$

$$Q_x = K_4\, q\lambda ;\ Q_y = K_5\, q\lambda. \qquad (3.8)$$

Для сосредоточенного груза P (тс) или для нагрузки, равномерно распределённой по площадке размером λ, 05λ для балочной плиты 05λ; 05 λ для консольной (рис.3.8, в):

$$w = K_6 \cdot P\lambda^2 / D;\ M_x = K_7\, P;\ M_y = K_8\, P ;$$

$$Q_x = K_9 \cdot P / \lambda;\ Q_y = K_{10} \cdot P / \lambda.; \qquad (3.9)$$

$$D = Eh / 12\,(1 - \mu^2),$$

E – модуль упругости плиты, тс/м^2; h – толщина плиты, см.

4. Определение грузоподъёмности сталежелезобетонных пролётных строений

4.1. Основные положения расчётов

4.1.1.К *сталежелезобетонным* относят пролетные строения со стальными и железобетонными элементами, совместно работающими в составе единой конструкции.

4.1.2. При определении грузоподъёмности сталежелезобетонных пролетных строений необходимо учитывать ряд особенностей конструкций к которым относятся следующие :

- совместная статическая работа элементов конструкций, выполненных из различных ма-териалов (стали и железобетона), которая зависит как от состояния этих элементов, так и от объединительных деталей (упоров и др.), реально обеспечивающих силовое взаимодействие;

- многостадийный характер статической работы с последовательным включением различных элементов при возведении, и с частичным их выключением - по мере механического и коррозионного износа в процессе эксплуатации.

Необходимо учитывать также, что в период с 1959 по 1975 годы, сталежелезобетонные пролетные строения возводились по многочисленным проектам различных организаций, которые мало отличались по внешним признакам, но предусматривали заметные отличия сечений элементов конструкций.

4.1.3. Оценку грузоподъемности главных балок сталежелезобетонных пролетных строений следует производить с использованием основных положений СНиП и указаний настоящего ОДН.

Расчетные сопротивления бетона плиты при оценке грузоподъемности принимают по СНиП, в соответствии с фактическим классом бетона по прочности на сжатие на момент обследования, который определяется по реальной марке бетона, с использованием техдокументации и с применением неразрушающих методов контроля.

4.1.4. Расчетные сопротивления стержневой арматуры принимают по СНиП. Если на момент строительства моста браковочный минимум предела текучести стержневой арматуры по соответствующему стандарту был принят ниже чем по СНиП, то расчетное сопротивление этой арматуры растяжению следует определять по пункту 3.1.11 раздела 3 настоящего ОДН.

4.1.5. Расчетные сопротивления проката для различных видов напряженных состояний следует принимать в соответствии с СНиП. При этом значение предела текучести R_{yn} и временного сопротивления R_{un} следует принимать:

- для сталей, у которых приведенные в сертификатах или полученные при испытаниях значения предела текучести и временного сопротивления соответствуют требованиям действовавших на момент строительства моста государственных стандартов или технических условий на сталь - по минимальному значению, указанному в этих документах;

- для сталей, у которых приведенные в сертификатах или полученные при испытаниях значения предела текучести и временного сопротивления ниже предусмотренных государственными стандартами или техническими условиями на сталь, действовавшими на момент строительства моста, - по минимальному значению предела текучести из приведенных в сертификатах или полученных при испытаниях.

4.1.6. При необходимости более точного учета фактических (повышенных) механических свойств стали в рамках оценки грузоподъемности допускается назначать расчетные сопротивления по значениям R_{yn} и R_{un}, определенным в результате статистической обработки данных испытаний не менее чем 10 образцов от партии.

Вычисление предела текучести $R_{уп}$ или временного сопротивления $R_{ип}$ по результатам статистической обработки производится по формуле (180) приложения 8а СНиП II-23-81 (издание 1991г.).

4.1.7. Коэффициент надежности по материалу следует принимать:

- для конструкций, изготовленных после 1984 г - по СНиП ;

- для конструкций, изготовленных до 1984 г из углеродистой стали по ГОСТ 6713 γ_m=1,15, из низколегированной стали 15ХСНД по ГОСТ 6713 γ_m=1,228, из низколегированной стали 10ХСНД по ГОСТ 6713 γ_m=1,18, из низколегированной стали с пределом текучести до 39 кг/см^2 по ГОСТ 19281, 19282 и 5058 γ_m=1,10, свыше 39 кг/см^2 - γ_m=1,15 (к данным СНиП введен дополнительный понижающий коэффициент $\gamma_{m,i}$=1,05, учитывающий "возраст" стали, аналогично п. 20.1. и таблицы 2 СНиП II-23-81 издания 1991 г).

Если проектом допускалось применение в несущих конструкциях разных марок стали (например, 15ХСНД по ГОСТ 6713 и 10Г2С1 по ГОСТ 19281), то в расчетах следует использовать меньшие из соответствующих возможных значения расчетных сопротивлений $\gamma_m R_{yn}$.

4.1.8. Расчетные сопротивления стыков и соединений, методы расчета, включая учет пластических деформаций, следует принимать в соответствии с требованиями СНиП.

4.1.9. Постоянные нагрузки и воздействия следует определять в соответствии с СНиП. Для величины постоянной нагрузки от собственного веса металлических конструкций, определенной по чертежам КМД с учетом наплавленного металла и крепежных изделий, допускается принимать γ_f = 1,05.

Коэффициенты надежности к проектной величине нагрузки от веса покрытия ездового полотна и тротуаров следует принимать по СНиП, если фактическая толщина покрытия не превышает проектную более чем на 50%; в противном случае величину коэффициента следует соответственно увеличивать (см.п.2.2.13).

4.1.10. Нагрузки от собственного веса железобетонной плиты и дорожного покрытия следует вводить в расчет с учетом фактической последовательности возведения сооружения (т.е. по стадийной работы), регулирования усилий и ремонтов, что должно быть установлено в результате анализа проектной, исполнительной и эксплуатационной документации.

4.1.11. Воздействия ползучести и усадки бетона, а также неравномерные температурные воздействия не учитываются при поверочном расчете главных балок с полным расстройством объединения с железобетонной плитой на участках от свободных концов до мест, где "окна" под упоры и плита находятся в работоспособном состоянии.

4.1.12. При расчете главных балок на основании данных обследований и испытаний необходимо учесть все выявленные дефекты, влияющие на грузоподъемность. В случае значительной разницы дефектов и повреждений для двух главных балок пролетного строения каждая из них рассчитывается раздельно, а при незначительной разнице может быть использована условная расчетная модель, в которой охватываются дефекты каждой из балок.

4.1.13. В таблице 4.1 приведены некоторые характерные дефекты и повреждения плиты и объединения плиты со стальными конструкциями, способы учета дефектов и повреждения при выполнении расчетов грузоподъемности, а также характер влияния дефектов и повреждений на работу элемента (конструкции). Приведенные в таблице 4.1 количественные оценки снижения грузоподъемности являются ориентировочными и не могут быть использованы в качестве результатов обследования вместо расчета грузоподъемности.

Таблица 4.1 – Перечень дефектов железобетонных плит

Вид дефекта (повреждения)	Характер влияния на работу конструкции (элемента)	Способ учета при оценке грузоподъемности
1	2	3
1.Расстройство объединения железобетонной плиты с главными балками:		
1.1.Трещины в плите у углов “окон” под упоры, как правило косые в плане. При количестве – не более одной с каждой поперечной стороны “окна”;	Опасность дальнейшего развития расстройств;	
1.2.Аналогично п. 1.1. при количестве трещин более 2-х с каждой поперечной стороны “окна”;	Уменьшение несущей способности главных балок на участках расстройств соединений плит с балками, приводящими к снижению грузоподъемности до 30%;	При расчетном моделировании исключение из работы элементов, моделирующих упоры в местах расстройства соединений;
1.3.Видимое разрушение (с вывалом), разрыхление или неполное заполнение бетоном омоноличивания “окон” под упоры;		
1.4.Отсутствие или разрушение подливки между сборными плитами и верхними поясами главных балок в пределах расстояний между “окнами” – при наличии указанных повреждений не более чем в 2-х плитах на полупролете, расположенных подряд (либо в монолитном участке и смежной сборной плите), или не более чем в 3-х плитах в пределах полупролета, разделенных плитами с сохранившимся объединением;		
1.5.Аналогично п.п.1.2-1.4. при наличии повреждений в большем числе плит на полупролете;	Уменьшение несущей способности, приводящее к снижению грузоподъемности более чем на 30%, “цепная реакция” дальнейшего развития расстройств при каждом проходе тяжелых подвижных нагрузок	
1.6.Заметные “на глаз” вертикальные перемещения сборных плит при проходе временной подвижной нагрузки;		

Продолжение таблицы 4.1

1	2	3
2.Расстройства поперечных стыков сборной плиты проезда 2.1.Разрушение бетона заполнения “шпоночных” поперечных стыков либо бетона омоноличивания поперечных стыков со сваркой арматурных выпусков при $К_а > 0,5$, при числе поврежденных стыков не более 3-х на полупролете; 2.2.То же, при $0,1 \leq К_а \leq 0,5$; 2.3.Расположение торцов смежных плит со смещением по высоте при $К_а > 0,5$;	Снижение грузоподъемности до 5-10%; Снижение грузоподъемности до 20-30%, опасность “цепной реакции” дальнейшего развития расстройств соединений;	При расчетном моделировании введение участков, моделирующих плиту с уменьшенной осевой жесткостью;
3.Расстройство болтовых креплений упоров к балкам: 3.1.Ослабление затяжки либо отсутствие высокопрочных болтов, крепящих стальные детали упоров к верхним поясам балок (как правило, в конструкциях “северного” исполнения);		Тоже
4.Дефекты и повреждения концевых монолитных участков 4.1.Трещины с раскрытием до 0,2 мм в бетоне монолитных участков, в швах объединения с балкой деформационного шва и смежной сборной плитой; 4.2.Отсутствие бетона или его разрушение на значительной части монолитного участка, полное его отделение от балки деформационного шва и от смежной сборной плиты;	Снижение грузоподъемности до 5-10%, опасность “цепной реакции” дальнейшего развития расстройств соединений;	При расчетном моделировании введение участков, моделирующих плиту с уменьшенной осевой жесткостью, исключение из работы элементов, моделирующих концевые упоры;
5.Общие дефекты и повреждения: 5.1.Многочисленные трещины с раскрытием до 0,2 мм; 5.2. Сколы защитного слоя с оголением арматуры в отдельных деталях;		

Окончание таблицы 4.1

1	2	3
5.3.Одиночные зоны выщелачивания и потеки на поверхности; 5.4.Отдельные трещины раскрытием более 0,2 мм, в том числе сквозные, продольные над средним прогоном, а также поперечные хаотически ориентированные; 5.5.Значительное разрушение защитного слоя и коррозия арматуры до 10%; 5.6.Значительное повреждение бетона и в отдельных местах выщелачивание и размораживание;	Снижение долговечности и несущей способности плиты, приводящее к снижению грузоподъемности до 10%;	При расчетном моделировании введение участков, моделирующих плиту с уменьшенной осевой жесткостью;
5.7.Снижение прочности бетона до 20% по сравнению с проектной, многочисленные трещины раскрытием более 0,3 мм, коррозия арматуры с потерей более 10% сечения, значительные повреждения бетона от выщелачивания и размораживания на большей части плиты с уменьшением защитного слоя	Уменьшение несущей способности плиты как при работе на местные нагрузки, так и при общем изгибе сталежелезобетонной конструкции, что ведет к уменьшению грузоподъемности, соответственно, до 30 и 20%	

4.1.14. Дефекты и повреждения, связанные с общим снижением прочности или с расстройством поперечных швов сборной плиты, следует оценивать количественно величиной

$$K_a = E_{b,f} \times A_{b,f} / E_{b,t} \times A_{b,t}$$

где $E_{b,t}$ и $E_{b,t}$ - соответственно, фактический (с учетом реальной прочности) и теоретический (отвечающий проектной марке бетона) модули упругости бетона;

$A_{b,f}$ и $A_{b,t}$ - соответственно, фактическая и теоретическая (проектная) площади поперечного сечения плиты.

При оценке фактической прочности плиты в целом коэффициент K_a является редукционным коэффициентом осевой жесткости плиты. Для поперечного стыка этот коэффициент отвечает доле приведенного поперечного сечения плиты, фактически воспринимающей продольное усилие в стыке. Аналогичным образом коэффициент K_a используется для оценки условий передачи продольных усилий в стыке с взаимным перепадом смежных плит по высоте, здесь в качестве величины может быть принято отношение общей части вертикальных проекций поперечных сечений смежных плит к теоретической площади сечения плиты.

4.1.15. В таблице 4.2 приведены некоторые характерные дефекты и повреждения стальных конструкций, характер их влияния на работу пролетного строения и его грузоподъемность, способы учета дефектов и повреждений при поверочном расчете.

Таблица 4.2– Перечень дефектов металлических конструкций

Вид дефекта (повреждения)	Характер влияния на работу конструкции (элемента)	Способ учета при оценке грузоподъемности
1	2	3
1.Коррозия поясов, стенок главных балок, элементов и фасонок связей с уменьшением толщины элементов;		Учет ослаблений сечений при поверочном расчете;
2.Ослабление или повреждение заклёпок, высокопрочных болтов, дефекты сварных швов;		То же;
3.Усталостные трещины в элементе или швах;		То же или восстановление элемента;
4.Местные погнутости отдельных элементов связей, ребер жесткости (преимущественно, возникшие при перевозке элементов и монтаже);		То же;
5.Местные погнутости большого числа элементов связей	Ухудшение условий пространственной работы, концентрация напряжений в поясах;	Расчет коэффициента попе речной установки подвижной нагрузки без учета работы связей, учет погибей элементов при поверочном расчете;-
6. Общие деформации отдельльных элементов связей, погиби нижних поясов и стенок из-за повреждений (ледоходом или карчеходом)		То же;

4.2. Методика расчёта грузоподъёмности

4.2.1. Определение грузоподъемности железобетонной плиты следует производить с использованием расчетного аппарата СНиП, подбором величины класса нагрузки АК, которой соответствуют предельные усилия с учетом имеющихся дефектов, методом последовательных приближений.

При этом горизонтальные (продольные и поперечные) нагрузки принимаются по . СНиП, применительно к классу К, определенному расчетом на прочность и общую устойчивость основных конструкций. Временная нагрузка на тротуарах не учитывается в тех случаях, когда фактическое состояние сооружения исключает нахождение людей на тротуарах (тротуарные плиты отсутствуют или сильно разрушены и т.д.).

4.2.2. Точное воспроизведение деталей механизма статической работы сталежелезобетонного пролетного строения с расстраивающейся железобетонной плитой и с развитием расстройств соединений между плитой и металлическими балками в расчетной модели весьма затруднительно, поэтому предлагается использовать приближенную расчетную модель работы соединений, которая дает с заметным запасом реальную возможность фактической оценки работы конструкций с учетом данных обследований и испытаний. Для расчетов с использованием стержневой модели конструкции предлагается использовать гипотезу о диаграмме работы упоров, сходной с диаграммой Прандтля. До достижения предельной величины сдвигающего усилия, приходящегося на упор, равной $S_h=1,6R_bA_{b,dr}$ где S_h – сдвигающее усилие, приходящееся на один упор, соответственно при расчёте по прочности или выносливости; $A_{b,dr}$ - площадь поверхности смятия бетона упора), действует прямо пропорциональная зависимость между сдвигающим усилием и смещением

оси плиты относительно верхнего пояса в месте расположения упора. После достижения предельного значения величина усилия остается постоянной и происходит перераспределение с дополнительной нагрузкой на соседние упоры.

4.2.3. С учетом приближенного характера поверочных расчетов допускается определять суммарные напряжения от расчетных нагрузок и воздействий (с учетом коэффициентов сочетаний) при работе в упругой стадии и сравнивать их с величиной расчетного сопротивления mR_y, к которой вводится единый поправочный коэффициент по таблице 4.3 учитывающий упругопластический характер работы конструкции и другие факторы.

Таблица 4.3. - Поправочные коэффициенты

Пояс балки	**Изгибающий момент**				
	Положительный			Отрицательный	
	Расчетный случай по таблице 93 СНиП 2.05.03-84*			Расчетный случай по таблице 95 СНиП 2.05.03-84*	
	А	Б	В	Г	Д
Верхний	1,2	1,05	1,05	1,2	1,0
Нижний	1,05	1,05	1,05	1,0	1,0

При наличии расстройств плиты и ее соединений с металлическими балками не может быть реализовано разгружающее влияние сжатого бетона плиты проезжей части на несущую способность верхних поясов металлических балок и поправочный коэффициент для верхнего пояса должен приниматься, равным 1,0.

4.2.4. Остальные расчетные проверки стальных конструкций (по прочности при сложном напряженном состоянии, по общей и местной устойчивости) должны производиться по усилиям, определенным в соответствии с рекомендациями для принятого класса нагрузки К, соответствующего условиям прочности по нормальным напряжениям.

4.2.5. При оценке грузоподъемности в ряде случаев следует учитывать крутильную жесткость пространственной конструкции в виде двух главных балок, связанных между собой поперечными связями, железобетонной плитой проезда и нижними продольными связями. Это проявляется в существенно более равномерном распределении между балками эксцентрично расположенной в сечении моста временной нагрузки по сравнению с традиционным методом расчета по "внецентренному сжатию" или (при двух главных балках) - по "правилу рычага". Учитывать крутильную жесткость не следует при отсутствии нижних продольных связей или при значительных деформациях большого числа диагоналей связей, вызванных, например, воздействием карчехода при сверхнормативном горизонте весеннего паводка (такие случаи известны в практике эксплуатации мостов), а также при значительном расстройстве железобетонной плиты проезда и ее соединений со стальными балками.

4.2.6. Для достаточно точного расчета поперечного распределения временной нагрузки могут быть использованы различные методики. Возможно представление пролетного строения в целом в виде пространственной модели, образованной из стержней и пластинчатых элементов, либо только из стержней; в последнем случае стенки балок и плита моделируются энергетически эквивалентными рамными или ферменными конструкциями. Расчет производится с помощью достаточно широко распространенных программ или программных комплексов, реализующих задачу статического анализа пространственных систем, как правило, на базе метода конечного элемента. Возможен вариант моделирования пространственной системы пролетного строения тонкостенным стержнем замкнутого переменного сечения. Программы, реализующие этот метод (с определением секториальных геометрических характеристик), также достаточно известны.

4.2.7. В большинстве случаев для практических целей при определении "коэффициента поперечной установки" достаточна точность приближенного метода, основанного на анализе результата большого числа более точных методов расчетов. Формула для определения "коэффициента поперечной установки" при двух главных балках представляется в виде

$$\eta=1/2 \pm \Theta\, e_p/a$$

где Θ меньше (равно) единицы, зависит от определяемого фактора, положения рассматриваемого сечения, величины пролета;

e_p - эксцентриситет нагрузки;

а - расстояние между главными балками.

С достаточной точностью для сечений в средних половинах пролетов от 42 до 84 м можно принимать Θ от 0,5 до 0,6, одинаковыми для изгибающих моментов и прогибов, с уменьшением по мере роста величины пролета. Для изгибающих моментов в зонах неразрезных балок в сечениях, близких к опорным, для поперечных сил и опорных реакций Θ=0,9-1,0, т.е. эти величины следует определять по "правилу рычага". В зонах, где выявлено расстройство плиты или ее соединений с главными балками, усилия в балках от временных нагрузок также следует определять без учета пространственной работы, по "правилу рычага".

4.2.8. На первом этапе производится расчет балочной сталежелезобетонной конструкции на действие постоянных и временных нагрузок, усадки и ползучести бетона, температурных воздействий. При наличии коррозионных повреждений стальных конструкций (как постоянных по длине, так и локальных) может быть выполнен их учет как при статических расчетах (путем уменьшения расчетной толщины элементов), так и при проверках прочности. В расчетной модели могут быть учтены выявленные дефекты и повреждения плиты, количественная оценка которых постоянна по длине (уменьшение прочности, расчетной толщины или ширины плиты), что производится с помощью введения вышеприведенного коэффициента $K_a \leq 1$ к осевой жесткости плиты. На втором этапе расчета может быть смоделирована расчетная схема одной из сталежелезобетонных главных балок, в которой учитываются как локальные, так и общие дефекты и повреждения железобетонной плиты проезжей части. В этой расчетной схеме могут воспроизводиться выявленные при обследованиях и испытаниях дефекты и расстройства. Так для элементов расчетной схемы, моделирующих упоры, вводятся жесткостные и силовые характеристики, которые отвечают выявленному в конкретном упоре этапу работы (линейно-упругая характеристика - для 1-го этапа, возможное исключение из работы – для 2-го этапа, безусловное исключение из работы – для 3-го этапа работы). При наличии разрушений поперечных швов плиты в расчетную схему могут быть введены элементы, длина которых отвечает ширине шва, со сниженной осевой жесткостью. Если обнаруженная трещина проходит через сечение плиты с сохранением передачи усилий только над балками (включая зону вутов), то понижающий коэффициент K_a для зоны шва может составлять 0,5-0,7.

4.2.9. Производится расчет расчетной схемы на одновременное действие 2-й части пос-тоянной нагрузки и временной нагрузки, отвечающей классу К с рассчитанным "коэффициентом поперечной установки". При этом временная нагрузка устанавливается в наиболее невыгодные положения для расчетных сечений главных балок. Так, при расчете разрезной балки, имеющей расстройства соединений на концевых участках, следует загружать равномерно распределенной нагрузкой всю длину балки, а двухосную тележку устанавливать в месте расположения первых (от опоры) сохранивших работоспособность упоров и над местами изменений сечений нижних поясов. Для неразрезных балок следует выполнять аналогичные проверки концевых боковых пролетов, а также зон расстройства соединений ближе к промежуточным опорам. Для каждой установки временной нагрузки производят итерационный расчет и получают величины расчетных напряжений в поясах главных балок от 2-й части постоянной и временной нагрузок, а затем - и суммарные

напряжения с учетом результатов расчетов I этапа. После сравнения суммарных напряжений с расчетными сопротивлениями (при учете коэффициентов таблицы 4.1) может быть сделан вывод о соответствии или несоответствии несущей способности сталежелезобетонной конструкции и введенного в расчет класса К временной нагрузки. Методом последовательных приближений уточняется предельная величина К, которая определяет грузоподъемность сталежелезобетонного пролетного строения по нормальным напряжениям.

4.2.10. Полученная величина К далее используется при проверках расчетных сечений балки на действие касательных напряжений, совместное действие нормальных и касательных напряжений, при проверках общей устойчивости металлических балок (на участках действия сжимающих напряжений в нижних поясах), местной устойчивости вертикальных стенок и свесов сжатых полок поясов балок.

4.2.11. С использованием того же класса нагрузки К производится проверка прочности среднего прогона (при его наличии), прочности и устойчивости элементов поперечных и продольных связей, а также их прикреплений.

4.2.12. В таблицах 4.4- 4.6 приведены результаты определения грузоподъемности и расчётного давления на ось в наиболее распространённых на сети Федеральных автомобильных дорог РФ сталежелезобетонных пролетных строений. рассчитанных согласно, требований СНиП.

Таблица 4.4 - Определение расчетной грузоподъемности сталежелезобетонных пролетных строений согласно, требований раздела 5 СНиП 2.05.03-84*

№№ п/п	Название проекта	Элемент, определяющий грузоподъем-ность пролетного строения	Действующие напряжения в элементе при расчете на А11	Расчетная грузопод-ъемность *) АК	Действующие напряжения в элементе при расчете на АК	Крите рий Ry
			кг/см^2		кг/см^2	кг/см^2
1	2	3	4	5	6	7
1	4793КМ 1958 г Lр =32,4 м	Нижний пояс главной балки в сечении х=16,2 м	2474	А14	2760	2850
2	Типовой проект. Выпуск 115 1958 г Lр =42,5 м	Нижний пояс главной балки в сечении х=21,25 м	2640	А13	2845	2850
3	Типовой проект. 4801КМ 1959 г Lр =42,5 м	Нижний пояс главной балки в сечении х=21,25 м	2472	А15	2840	2850
4	43282КМ Вариант 1966 г Lр =42,5 м	Нижний пояс главной балки в сечении х=21,25 м	2322	А16	2795	2850
5	43282КМ Вариант 1972 г	Нижний пояс главной балки	2349	А16	2720	2850
	Окончание	*таблицы 4.4*				
1	2	3	4	5	6	7

	Lр =42,5 м	в сечении x=21,25 м				
6	Типовой проект. Инв. № 608/1 1968 г Lр =42,0 м	Нижний пояс главной балки в сечении x=21,00 м	2469	А17	2965	3000
7	Типовой проект. Инв. № 608/2 1968 г Lр =3x42,0 м	Нижний пояс главной балки во втором пролете в сечении x=10,5 м	1845	А4	1427	1427 устой чиво-сть сжато го пояса
8	Типовой проект. Инв. № 1180/1 1968 г Lр =42,0 м	Нижний пояс главной балки в сечении x=14,75 м	2695	А15	2954	3000
9	Типовой проект. Выпуск 7 1985 г Lр =3x63,0 м	Нижний пояс главной балки в сечении x=26,25 м	2828	А11	2828	3000
10	Типовой проект. Выпуск 8 1986 г Lр=63+84+63 м	Нижний пояс главной балки в сечении x=60,13 м	2755	А8	2617	2688 устой чиво сть сжато го пояса

*) расчетная грузоподъемность бездефектных пролетных строений определена только по несущей способности главных балок, включая сечения с ослаблениями в местах монтажных стыков, но без учета несущей способности элементов прогонов, поперечных и продольных связей, соединительных элементов между железобетонной плитой проезжей части и металлическими балками.

Таблица 4.5 - Определение расчетного давления на ось эталонных транспортных средств при расчете сталежелезобетонных пролетных строений на А11 по СНиП 2.05.03-84*

№№ п/п	Шифр проекта, расчетный пролет	Элемент, определяющий грузоподъем-ность пролетного строения	Расчетный изгибающий момент в элементе при расчете на А11	№№ схем эталонных транспортных средств по таблице 6	Расчетное давление на ось Р
			тм		тс
1	2	3	4	5	6
1	4793КМ 1958 г Lр =32,4 м	Нижний пояс главной балки в сечении х=16,2 м	509,8	1	22,0
				2	14,9
				3	12,8
				4	10,4
				5	9,0
				6	7,7
2	Типовой проект. Выпуск 115 1958 г Lр =42,5 м	Нижний пояс главной балки в сечении х=21,25 м	746,3	1	19,7
				2	13,8
				3	13,7
				4	11,1
				5	9,5
				6	8,1
3	Типовой проект. 4801КМ 1959 г Lр =42,5 м	Нижний пояс главной балки в сечении х=21,25 м	745,7	1	19,6
				2	13,7
				3	13,6
				4	11,0
				5	9,5
				6	8,0
4	43282КМ Вариант 1966 г Lр =42,5 м	Нижний пояс главной балки в сечении х=21,25 м	826,8	1	19,4
				2	13,6
				3	13,5
				4	10,9
				5	9,4
				6	8,0
5	43282КМ Вариант 1972 г Lр =42,5 м	Нижний пояс главной балки в сечении х=21,25 м	826,8	1	19,4
				2	13,6
				3	13,5
				4	10,9
				5	9,4
				6	8,0
6	Типовой проект. Инв. № 608/1 1968 г Lр =42,0 м	Нижний пояс главной балки в сечении х=21,00 м	813,0	1	19,4
				2	13,6
				3	13,4
				4	10,9
				5	9,3
				6	8,0

Окончание таблицы 4.5

1	2	3	4	5	6

7	Типовой проект. Инв. № 608/2 1968 г Lр =3х42,0 м	Нижний пояс главной балки во втором пролете в сечении х=10,50 м	- 247,8	1	16,7
				2	11,6
				3	13,0
				4	10,4
				5	8,7
				6	7,2
8	Типовой проект. Инв. № 1180/1 1968 г Lр =42,0 м	Нижний пояс главной балки в сечении х=14,75 м	962,6	1	15,6
				2	12,2
				3	13,0
				4	11,3
				5	10,0
				6	8,1
9	Типовой проект. Выпуск 7 1985 г Lр =3х63,0 м	Нижний пояс главной балки в сечении х=26,25 м	1160,4	1	13,7
				2	10,0
				3	11,8
				4	10,8
				5	9,3
				6	8,1
10	Типовой проект. Выпуск 8 1986 г Lр =63+84+63 м	Нижний пояс главной балки в сечении х=60,13 м	-1253,5	1	12,8
				2	9,8
				3	11,7
				4	11,0
				5	9,6
				6	8,4

Таблица 4.6 - Исходные данные, принятые при определении расчетного давления на ось эталонных транспортных средств при расчете сталежелезобетонных пролетных строений на А11 по СНиП 2.05.03-84*

№№ п/п	Шифр проекта, расчетный пролет	Габарит проезжей части, м	Динамический коэффициент 1+μ	Коэффициент надежности по нагрузке А11 γ_f	Коэффициент поперечной установки нагрузки А11	
					равномерно-распределенной	двухосной тележки
1	2	3	4	5	6	7
1	4793КМ Lр =32,4 м	Г-7	1,215	1,2	1,042	1,173
2	Типовой проект. Выпуск 115 Lр =42,5 м	Г-7	1,187	1,2	1,08	1,2
3	Типовой проект. 4801КМ Lр =42,5 м	Г-7	1,187	1,2	1,042	1,173
4	43282КМ Вариант 1966 г Lр =42,5 м	Г-8	1,187	1,2	1,144	1,313
5	43282КМ Вариант 1972 г Lр =42,5 м	Г-8	1,187	1,2	1,144	1,313
6	Типовой проект. Инв. № 608/1 Lр =42,0 м	Г-8	1,189	1,2	1,144	1,313
7	Типовой проект. Инв. № 608/2 Lр =3х42,0 м	Г-8	1,189	1,2	1,144	1,313
8	Типовой проект. Инв. № 1180/1 Lр =42,0 м	Г-11,5	1,189	1,2	1,457	1,723
9	Типовой проект. Выпуск 7 Lр =3х63,0 м	Г-8	1,149	1,2	1,144	1,313
10	Типовой проект. Выпуск 8 Lр =63+84+63 м	Г-8	1,081	1,2	1,144	1,313

5. Определение грузоподъёмности стальных пролётных строений

5.1. Расчет несущей способности элементов стальных пролетных строений производят согласно указаний СНиП "Мосты и трубы" с учетом их фактического состояния по данным обследования сооружения. Все расчетные характеристики материалов следует принимать по действующим нормативным документам с учётом положений п.4.1.5 – 4.1.8. Общие положения расчета грузоподъемности изложены в разделе 1.

5.2. При определении грузоподъемности стальных пролетных строений в общем случае должны быть выполнены поверочные расчеты с учетом фактического состояния конструкций в сечениях главных балок в серединах пролетов; главных балок над опорами для консольных и неразрезных конструкций, а также в местах изменения сечения балок в близи опор. Расчет железобетонной плиты проезжей части выполняют на воздействие местной нагрузки с учетом указаний раздела 3 настоящих ОДН.

Грузоподъемность пролетных строений в виде сквозных ферм определяют по наиболее нагруженным поясам и раскосам, а также по поврежденным элементам. Одновременно проверяют расчетом грузоподъемность болтовых, сварных и заклепочных соединений в этих местах.

В поврежденных несущих элементах рассчитывают имеющие потери сечения или недопустимые погиби.

В случаях применения деревянной конструкции проезжей части при расчетах следует руководствоваться соответствующим разделом СНиП и указаниями раздела 7. настоящих ОДН.

5.3. Расчет элементов с учетом дефектов и повреждений в случае сохранения проектной расчетной схемы сводится к поверочному расчету сечений. Если дефекты или повреждения влекут изменение расчетной схемы конструкции, следует производить перерасчет усилий.

Перечень дефектов и повреждений, снижающих несущую способность элементов стальных пролетных строений, приведен в таблице 5.1.

5.4. Перерасчет усилий в стальных пролетных строениях на постоянные и временные нагрузки с учетом фактического состояния конструкции должен производиться, как правило, на основе пространственных методов с использованием программных компьютерных комплексов.

5.5. Для конструкций пролётных строений с деревянной проезжей частью разрешается производить расчёты на временные нагрузки с применением плоских систем по методу внецентренного сжатия или “рычага” в зависимости от принятой системы связей между балками (фермами).

5.6. Оценка грузоподъемности элементов, имеющих трещины в металле может производиться только при условии немедленной их локализации или устранения (засверливание, заваривание и др.). В противном случае мост должен быть закрыт для движения транспорта и пешеходов.

5.7. Грузоподъемность сварных элементов пролетных строений, изготовленных до 1979 года, расположенных в районах с расчетной минимальной температурой ниже минус 25^0, следует оценивать с учетом возможной хладноломкости стали. Эти данные могут быть получены согласно п. 2.1. 12 - 2.1.13 и в результате испытания стали на ударную вязкость в соответствии с действующими нормами в зависимости от климатических условий при температурах минус 40^0, минус 50^0 или минус 70^0.

5.8. Грузоподъемность болтовых и сварных соединений в конструкциях стальных пролетных строениях определяют с использованием нормативов и расчетных формул действующих СНиП. Грузоподъемность заклепочных соединений в балках сплошного сечения и фермах допускается оценивать согласно п. 5.9. – 5.14.

5.9. В пролетных строениях с металлическими клепаными балками сплошного сечения проверяют связующие заклепки пояса со стенкой из условия прочности на срез заклепок, и их смятие, а также на срез вертикальной стенки между двумя заклепками.

Сопротивление заклепки срезу определяют по формуле:

$$T \cdot a \le \frac{2\pi d^2}{4} R_{bs}$$

где: T – касательная сила, передающаяся с пояса на стенку, $T = \frac{QS_n}{I}$;

a – шаг поясных заклепок;

R_{bs} - расчетное сопротивление заклепки на срез принимают R_{bs} = 1400 кг/см^2;

Q – расчетная поперечная сила;

I – момент инерции сечения балки относительно нейтральной ее оси;

S_n – статический момент сечения пояса, прикрепленного заклепками, относительно нейтральной оси балки;

d – диаметр заклепки.

Проверка заклепки на снятие производится по формуле:

$T \cdot a \le d\,\delta\,R_{bt}$,

где: R_{bt} - расчетное сопротивление заклепки на смятие принимают,

R_{bt} = 3500 кг/см^2;

δ - толщина вертикальной стенки.

Стенку на срез между двумя заклепками проверяют по формуле:

$T \cdot a \le \delta\,(a-d)\,R_{bs}$,

где: R_{bs} = 1200 кг/см^2.

5.10. Если на балку передается непосредственно сосредоточенная нагрузка с проезжей части (от поперечных второстепенных балок), то проверка делается на полное усилие, приходящееся на заклепку, которое составляет

$$S = a\sqrt{P^2 + T^2}$$

где: P – вертикальная сосредоточенная нагрузка на балку.

5.11. При проверке заклепочных соединений в стыках вертикальной стенки сплошных балок величина усилия, приходящего на любой ряд заклепок, может быть выражена формулой:

$$S = a\,\delta\left[\tau + \frac{(\sigma - \tau)}{0{,}5h} z\right]$$

где: z - расстояние от нейтральной оси до рассматриваемого ряда заклепок;

a – вертикальный шаг заклепок;

σ и τ - наибольшие нормальное и касательное напряжения в стенке.

Необходимое число заклепок в горизонтальном ряду:

$$m = \frac{S}{S_{don}}$$

где: S_{don} – допустимое усилие на одну заклепку.

5.12. Количество заклепок, необходимое для перекрытия стыков уголков и горизонтальных листов, может быть определено по приходящим на них усилиям.

Усилие, приходящееся на горизонтальный лист:

$$S_r = \sigma_1\, b\, \delta_1,$$

где: σ_1 – напряжение от изгиба в уровне оси горизонтального листа;

b и δ_1 – ширина и толщина горизонтального листа.

Усилие, приходящееся на поясной уголок, определяют аналогично, умножая площадь сечения уголка F_y на ординату эпюры нормальных напряжений σ_2, соответствующую центру тяжести уголка:

$$S_y = F_y \sigma_2 .$$

5.13. При проверке расчетом грузоподъемности заклепочных соединений элементов сквозных ферм, работающих на продольную силу, принимается, что усилия в них равномерно распределяются между заклепками. При этом несущая способность элемента (пояса раскоса) принимается наименьшей по величине из условия расчета элемента и его заклепочного соединения.

5.14. В элементах, работающих на знакопеременные усилия в расчетах заклепочных соединений необходимо учитывать коэффициент γ_w , принимаемый по формуле (для углеродистой стали):

$$\gamma_w = \frac{1}{1 - 0{,}5\frac{\acute{o}_{min}}{\acute{o}_{max}}} \le 1 ,$$

где: σ_{min} и σ_{max} – наименьшее и наибольшее (по абсолютной величине) значения напряжений со своими знаками (плюс для растяжения и минус для сжатия), определяемые от суммарных воздействий постоянных и временных нагрузок.

5.15. Оценку грузоподъемности стальных пролетных строений сложных систем (висячие и вантовые мосты, сквозные арки, рамные системы) следует поручать специализированным организациям, имеющим в своем составе высококвалифицированных специалистов.

5.16. Справочные сведения по нормам и металлам, применявшиеся ранее в мостостроении, даны в приложении Г.

Таблица 5.1 -Дефекты и повреждения стальных пролетных строений

№ п/п	Вид дефекта (повреждения)	Характер влияния на работу конструкции	Способ учета при оценке грузоподъем-ности	Способ оценки степени повреждения
1	2	3	4	5
1.	**Коррозионные повреждения**			
1.1	Коррозия глубиной 0,5-1,0мм с распространением на 20-40% периметра сечения	Уменьшение рабочего сечения	Снижение несущей способности на 5%	Осмотр, измерение глубины коррозии
1.2	То же с распространением на более 40% периметра сечения	То же	Снижение несущей способности на 10%	То же
1.3	Коррозия глубиной более 1,0мм на 20-40% периметра сечения	То же	То же	То же

Продолжение таблицы 5.1

1	2	3	4	5
1.4	То же на более, чем 40% периметра сечения	То же	Поверочный расчет сечения, но снижение несущей способности не менее, чем на 10%	То же
2.	**Механические повреждения**			
2.1	Погнутости сжатых элементов ферм, сжатых поясов главных балок	Ухудшение работы на устойчивость	Перерасчет	Осмотр, измерение стрелки и базы погиби
2.2	Погнутости («хлопуны») стенок главных балок, размеры которых превышают допустимые (1/600 · L)	То же	Поверочный расчет сечения	
2.3	Местные погнутости элементов на малой базе, при отношении стрелки к базе более 1/3	Ослабление сечения	То же	Осмотр, измерение размеров погнутости
2.4	Местные надрывы	То же	То же	Измерение размеров надрывов
2.5	Разрывы более чем 30% сечения	Полное выключение элемента из работы конструкции	Перерасчет	Экспертно при осмотре
2.6	Механические повреждения соединений (заклепок, болтов, сварных швов) более 20% в узле	Уменьшение несущей способности соединения	Поверочный расчет соединения	Осмотр, проверка заклепок и болтов простукиванием, динамометри-ческим ключом

	Продолжение таблицы 5.1			
1	2	3	4	5
2.7	Погнутости элементов связей, влекущие изменение поперечной жесткости более чем на 30%	Изменение характера пространственной работы	Перерасчет	Экспертно при осмотре
3.	**Силовые повреждения**			
3.1	Потеря устойчивости сжатых элементов	Полное выключение элемента из работы конструкции	Перерасчет	Экспертно при осмотре
3.2	Усталостные трещины в металле несущих конструкций	Ослабление сечения элемента	Поверочный расчет при условии немедленной локализации трещины (засверливание концов, ликви-	Экспертно при осмотре
			дация концентратов напряжений)	
3.3	Трещины вследствие хладноломкости металла	Ослабление сечения элемента	То же плюс введение ограничения нагрузки при низких температурах	Испытания металла на ударную вязкость Химический анализ стали
3.4	Трещины в сварных швах несущих конструкций	Ослабление сечения элемента	Поверочный расчет сечения	Экспертно при осмотре
3.5	Трещины в сварных швах ребер жесткости	Ослабление сечения элемента	Снижение несущей способности на 1-3%	Экспертно при осмотре
4.	**Технологические дефекты и повреждения**			
4.1	Дефекты заклепочных и болтовых соединений (более 20% в узле)	Снижение несущей способности соединения	Поверочный расчет соединения	Проверка простукиванием, динамометрическим ключом

	Окончание таблицы 5.1.			
1	2	3	4	5
4.2	Дефекты сварных швов	Ослабление сечения	Уменьшение несущей способности на 5-10%	Экспертно при осмотре
4.3	Наличие технологических отверстий, ослабляющих сечение более чем на 5%	Ослабление сечения	Поверочный расчет сечения	Измерение размеров ослабления
4.4	Наличие концентратов (приварки, подрезы, прорези и т.п.)	Ухудшение напряженного состояния	Снижение грузоподъем-ности до 10%	Экспертно при осмотре
4.5	Заклинивание опорных частей и шарниров, увеличение коэффициентов трения вследствие засорения, коррозии, воздействия температуры и т.п.	Изменение расчетной схемы	Перерасчет	Экспертно при осмотре

6. Определение грузоподъёмности опор

6.1. При определении грузоподъемности фундаментов и опор в общем случае определяют должны быть выполнены следующие расчёты с учетом фактического состояния конструкций.

Для фундаментов на естественном основании:

- несущая способность по грунту (вдоль и поперек моста);
- устойчивость против опрокидывания и сдвига (плоского и глубокого – совместно с грунтом основания;
- несущая способность по бетону на скалывание по обрезу тела опоры;
- устойчивость фундаментов при воздействии сил морозного пучения;
- осадки, крены.

Для фундаментов на свайном основании:

- несущая способность по грунту;
- расчет свайного ростверка;
- расчета плиты ростверка на продавливание сваей;
- осадки, крены;
- устойчивость при воздействии сил морозного пучения.

Для массивных опор:

- по ограничению положения равнодействующих усилий в ослабленном сечении тела опоры, обреза фундамента;
- расчёт прочности отдельных частей при раскалывании опоры;
- расчёт оголовка опоры или ригеля при наличии в них дефектов.

Для опор свайно-эстакадного типа и рамной конструкции:

- расчет стоек на прочность и устойчивость;
- расчет насадки (ригеля) на изгиб, скалывания по краю подферменников;
- расчет подферменников на продавливание.

6.2. Расчет несущей способности фундаментов и опор производят согласно указаниям действующего СНиП "Мосты и трубы" и с учетом их фактического состояния и реальных условий нагружения. Перечень дефектов и повреждений, снижающих несущую способность фундаментов и опор, приведен в таблице 6.1.

6.3. Для расчёта свайного основания, проект которого отсутствует, необходимо установить количество свай, их размещение, глубину погружения и армирование.

6.4. Все расчётные характеристики грунтов оснований, материалов фундаментов и опор следует принимать по действующим нормативным документам. Прочностные характеристики бетона следует оценивать, как правило, по результатам полевых исследований.

6.5. При определении геологического строения грунтов оснований приоритетным является бурение контрольной скважины в створе опор.

При невозможности бурения контрольной скважины следует руководствоваться проектными данными.

В случае отсутствия сведений о геологическом строении грунтов основания можно использовать данные территориальных земельных органов для района расположения мостового сооружения с введением дополнительного коэффициента - надежности к несущей способности фундамента по основанию, равного 0,8.

6.6. При отсутствии дефектов и повреждений, снижающих несущую способность фундаментов, его грузоподъемность принимают не меньшей, чем проектная грузоподъемность пролетных строений.

Если при этом производят оценку грузоподъемности с целью последующей реконструкции или усиления мостового сооружения, то несущую способность фундаментов по грунту принимают в зависимости от сроков эксплуатации с коэффициентами:

- для сроков эксплуатации от 10 до 20 лет – 1,1;

- для сроков эксплуатации более 20 лет – 1,2.

6.7. Расчеты ведутся по общепринятым методикам с учетом требований СНиП, учитывающими дефекты, изложенные ниже.

Ослабление сечения стоек при вертикальных трещинах вследствие коррозии арматуры учитывается следующим образом:

- при раскрытии трещин до 0,3мм – ослабление не учитывается;
- при раскрытии трещины от 0,3 до 1,0мм площадь сечения защитного слоя учитывается с коэффициентом 0,8;
- при раскрытии трещин от 1,0 до 3,0мм, площадь сечения защитного слоя учитывается с коэффициентом 0,5;
- при раскрытии трещин от 3,0 и выше, площадь сечения защитного слоя не учитывается.

Таблица 6.1 - Дефекты и повреждения фундаментов и опор

№ п/п	Вид дефекта (повреждения)	Характер влияния на работу конструкции	Способ учета при оценке грузоподъем-ности	Способ оценки степени повреждения
1	2	3	4	5
1.	**Фундаменты**			
1.1	Размывы грунтовых оснований массивных фундаментов более 15% по площади опирания на грунт	Снижение несущей способности по грунту, по устойчивости положения	Перерасчет	Экспертно по данным подводного обследования
1.2	Размывы грунтовых оснований свайных фундаментов, превышающие предельные значения с преобразованием расчетной схемы низкого свайного ростверка в высокий	Снижение несущей способности свайного ростверка	Перерасчет	Измерение глубины размывов
1.3	Повреждение плиты свайного ростверка с уменьшением степени заделки свай в ростверк более чем на 20% для одной сваи	Снижение несущей способности	Перерасчет	Экспертно для каждой сваи по данным обследования
1.4	Разрушение бетона на части длины сваи	Потеря сечения	Перерасчет с учётом п. 6.7	Измерение размеров повреждения

Продолжение таблицы 6.1

1	2	3	4	5
1.5	Осадки фундамента, равномерные по ширине опоры в неразрезных системах	Изменение напряженного состояния неразрезных и рамных конструкций	Перерасчет	Геодезическая съемка и сравнение с предыдущими данными; экспертно по признакам осадки
1.6	Осадки фундамента, неравномерные по ширине опоры	Изменение напряженного состояния опор и пролетных строений	Перерасчет	То же
1.7	Незатухающие во времени осадки фундаментов	Снижение несущей способности опор и неразрезных пролетных строений	Перерасчет, немедленное введение ограничения грузоподъемности вплоть до закрытия моста	Испытание под временной нагрузкой в течение 8-12 часов
1.8	Глубины забивки свай меньше проектных	Снижение несущей способности фундамента по грунту	Перерасчет	То же
2.	**Массивные промежуточные опоры**			
2.1	Выветривание поверхности на глубину более 5см при суммарном уменьшении площади более 20%	Уменьшение сечения	Понижающий коэффициент 0,8-0,9	Экспертно по данным обследования
2.2	Разрушение швов кладки между контурными блоками на полную глубину	Уменьшение сечения	Перерасчет или понижающий коэффициент 0,8-0,9	То же
2.3	Разрушение кладки с выпадением группы камней (в каменных опорах)	Уменьшение сечения	Понижающий коэффициент 0,8-0,9	То же

	Продолжение таблицы 6.1			
1	2	3	4	5
2.4	Горизонтальные длинные трещины в нижней части опоры по широким граням раскрытием более 0,5м	Уменьшение сечения	Перерасчет или понижающий коэффициент 0,9-0,95	То же
2.5	Сквозные трещины различного раскрытия, расчленяющие тело опоры на отдельные блоки	Снижение несущей способности	Перерасчет	Экспертно по данным обследования
2.6	Вертикальная трещина в оголовке (ригеле) поперек оси моста между опорными частями смежных пролётных строений	Снижение несущей способности	Перерасчет	Экспертно по данным обследования
2.7	Коррозия арматуры сеток подферменной плиты с разрушением бетона	Снижение несущей способности подферменников	Перерасчет	Экспертно по данным обследования
2.8	Несовпадение оси фундамента с осью тела опоры	Изменение напряженного состояния	Перерасчет	Измерение эксцентриситета
2.9	Смещение опорных частей к краю подферменной площадки	Изменение напряженного состояния	Перерасчет	То же
2.10	Прочность бетона опор ниже проектной на класс и более (с обеспеченностью 95%)	Снижение несущей способности	Уменьшение расчетных сопротивлений	Измерения прочности и статистический анализ
2.11	Разрушение (частичное) или наклон тела опор от навала судов или уменьшение фактических размеров сечений тела опор по отношению к проектным	Уменьшение сечения, изменение схемы, эксцентриситеты приложения сил	Перерасчет	Измерение размеров и положения опоры

	Продолжение таблицы 6.1			
1	2	3	4	5
2.12	Наклоны опор более 2%	Снижение устойчивости, эксцентриситета	Перерасчет	Измерение эксцентриситета
3.	**<u>Столбчатые опоры (оболочки)</u>**			
3.1	Разрушение защитного слоя бетона столбов с уменьшением площади сечения более, чем на 10%	Уменьшение сечения	Понижающий коэффициент	Экспертно по данным обследования
3.2	Вертикальные трещины в бетоне столбов при обычной или предварительно напряженной арматуре раскрытием более 0,5мм	Снижение несущей способности	Понижающий коэффициент	Экспертно по данным обследования
3.3	Горизонтальные трещины в бетоне столбов (в нижней части) раскрытием более 0,3мм	Снижение несущей способности	Понижающий коэффициент	Экспертно по данным обследования
3.4	Раковины, сколы и разрушение в верхней части ригеля опоры с уменьшением площади вертикального сечения	Уменьшение сечения ригеля	Понижающий коэффициент	Экспертно по данным обследования
3.5	Обнажение арматуры ригеля в нижней зоне сечения между столбами и над столбами в верхней зоне с коррозией металла	Уменьшение сечения	Перерасчет	По данным измерений или экспертно
3.6	Смещения столбов относительно друг друга и по отношению к проектным данным более, чем на 0,2м	Изменение напряженного состояния	Перерасчет	Измерение эксцентриси-тетов

	Продолжение таблицы 6.1			
1	2	3	4	5
3.7	Наклоны опор более 2%	Снижение несущей способности	Перерасчет	То же
3.8	Вертикальные трещины по периметру оболочек	Снижение несущей способности	Перерасчет	Изменение расчётных схем работы столбов
3.9	Не все арматурные выпуски столбов заделаны в насадке	Снижение несущей способности	Перерасчет	Изменение расчётных схем работы столбов
4.	**Опоры свайно-эстакадного типа (промежуточные)**			
4.1	Раковины, сколы и разрушения бетона в верхней части насадки опоры между стойками или нижней зоне около стойки или на консольной части	Уменьшение сечения	Перерасчет	Экспертно по данным обследования
4.2	Вертикальные трещины в нижней части насадки опоры между стойками (сваями) или в верхней зоне над последними раскрыти-ем более 0,3мм	Уменьшение сечения	Перерасчёт	Экспертно по данным обследования
4.3	Разрушение защитного слоя бетона стоек (свай) с оголением и коррозией арматуры	Уменьшение сечения	Перерасчет с учётом п. 6.7	Измерение фактического сечения
4.4	Трещины в стойках, ориентированные вдоль стержней арматуры каркаса	Снижение несущей способности	Понижающий коэффициент с учётом п.6.7	Экспертно

	Продолжение таблицы 6.1			
1	2	3	4	5
4.5	Горизонтальные трещины в нижней части стоек раскрытием более 0,3мм	Снижение несущей способности	Понижающий коэффициент	Экспертно
4.6	Коррозия рабочих стержней арматуры с ослаблением более 10%	Снижение несущей способности	Перерасчет	Измерение фактического сечения
4.7	Смещение осей свай в направлении поперек оси моста с увеличением расстояния между соседними сваями	Перенапряжения в сваях	Перерасчет	Измерение положения стоек
4.8	Отклонение стоек от вертикали более 2%	Снижение несущей способности	Перерасчет	То же
4.9	Опирание балок пролетных строений на край консоли насадки	Снижение несущей способности	Перерасчет	То же
4.10	Низкое качество объединения свай с насадкой с образованием сквозного просвета	Уменьшение сечения	Перерасчет	Экспертно по данным обследования
4.11	Нарушение проектных значений прочности бетона на класс и более с обеспеченностью 95%	Снижение прочности	Перерасчет	Статистическая обработка экспертных данных

	Окончание таблицы 6.1			
1	2	3	4	5
5.	**Устои**			
5.1	Сквозные трещины, расчленяющие тело устоя на отдельные блоки	Снижение несущей способности	Перерасчет	Экспертно
5.2	Наклоны устоя более 2%	Снижение несущей способности	Перерасчет	Измерение наклона
5.3.	Осадки устоя	Снижение несущей способности	Перерасчет	Измерение наклона
5.4.	Смещение устоя в плане	Снижение несущей способности	Перерасчет	Измерение наклона

Примечание: В отдельных конкретных случаях непосредственно на грузоподъёмности могут отражаться: вертикальные трещины в крыльях и открылках; вертикальные трещины в шкафной стенке; упирание пролётного строения в шкафную стенку; разрушение плит плавного съезда или площадок опирания их на устой; размывы конуса насыпи в верхней части устоя.

6.8. При определении грузоподъёмности опор необходимо учитывать особые условия эксплуатации мостов в сейсмически опасных районах или построенных на подрабатываемых территориях, наличия карстов и т.п.

7. Определение грузоподъёмности деревянных мостов

7.1. Определение класса нагрузки и допускаемых усилий от временной нагрузки на элементы балочных мостов с простыми прогонами.

7.1.1. Методика определения грузоподъемности деревянных мостов распространяется, в основном, на сооружения балочных конструкций: мосты с простыми прогонами и стоечными опорами, дощато-гвоздевые фермы и фермы Гау-Журавского, а также пролетные строения с клееной древесиной.

7.1.2. К числу дефектов, снижающих грузоподъемность деревянных мостов, относят: загнивание древесины, сколы и смятие древесины по рабочим сечениям и площадкам, а также поперечные трещины и разрывы элементов, перекосы конструкции и другие (таблицы 7.1 и 7.2).

Дефекты, такие как ослабление скреплений болтов, зазоры в узлах, трещины вдоль волокон не большой глубины (1-1,5см) должны устраняться заранее (до определения грузоподъемности мостов) при уходе и профилактических работах или учет их при расчете должен производиться на основании опытных данных по результатам обследования и испытания сооружения.

Таблица 7.1 - **Дефекты в балочных мостах с простыми прогонами.**

№	Вид дефекта	Характер влияния на элемент	Форма учета
1	2	3	4
1	Загнивание настила в местах опирания на поперечины.	Ослабление древесины в местах опирания.	При ослаблении сечения элемента или площади опирания для расчета учитывается только здоровая часть древесины. Ослабление $F_{ос}$ до 10% не учи тывается. При $F_{осл.}$ более 10% - учитывают фактические величины здоровой древесины. $F_{осл.}$ более 25,0% - ослабление прини-мается за 100% (требуется замена). При внутреннем загнивании древесины элемент заменяют.
2	Загнивание поперечин в местах опирания на прогон.	Ослабление древесины в местах опирания.	
3	Загнивание поперечин в местах опирания на них нижнего настила.	Ослабление древесины в местах опирания.	
4	Загнивание прогонов в местах опирания на насадки опор.	Ослабление древесины в местах опирания.	
5	Загнивание прогонов в местах опирания на них поперечин.	Ослабление древесины в местах опирания.	
6	Загнивание насадок в местах сопряжения со сваями.	Ослабление древесины в местах опирания.	
7	Загнивание насадок в местах опирания на них прогонов.	Ослабление древесины в местах опирания.	
8	Загнивание свай по ее длине.	Ослабление сечения свай на сжатие.	
9	Загнивание свай в местах сопряжения с насадкой.	Ослабление древесины на сжатие в торцах свай.	

Окончание таблицы 7.1

1	2	3	4
10	Разрыв элемента (доски настила, поперечины, прогоны, насадки свай).	Выключение из работы элемента.	Перераспределение усилий между целыми элементами.
11	Прогон имеет продольный скол или глубокую трещину на всю ширину вдоль волокон.	Ослабление площади прогона,сечения за счет разделения	Прогон рассматривать как составной элемент
12	Загнивание, скол или смятие колодок или шпонок в составных прогонах или стойках опор.	Выключение из работы.	Замена или усиление.

Таблица 7.2. - Дефекты в деревянных фермах.

№	Вид дефекта	Характер влияния на элемент	Форма учета
Дощато-гвоздевые фермы и клеёные балки.			
1	Загнивание нижнего пояса.	Ослабление сечения пояса на растяжение.	При расчете учитывается фактическая площадь здоровой древесины. При ослаблении более 20% производят усиление пояса или стыка.
2	Загнивание в стыке нижнего пояса.	Ослабление площади стыка на восприятие растяжения.	----------”----------
3	Загнивание верхнего пояса.	Ослабление сечения пояса.	----------”---------
4	Загнивание мест опирания поперечных балок на фермы.	Ослабление древесины на сжатие в местах опирания.	----------”---------
5	Загнивание досок клеёной балки	Ослабление площади сечения	Учёт ослабления сечения
6	Расслоение досок в клеёной балке	Ослабление сечения балки за счёт её разделения	Балку рассматривают как составной элемент
Фермы Гау-Журавского.			
7	Загнивание нижнего или верхнего пояса.	Ослабление сечения пояса соответственно на растяжение или сжатие.	Учет ослабления площади сечения. При ослаблении более 20% элемент заменяют или усиливают, при внутреннем загнивании – заменяют.
8	Загнивание в стыке нижнего пояса.	Ослабление площади стыка на восприятие растяжения.	----“-------

Окончание таблицы 7.2

1	2	3	4
9	Загнивание, смятие или скалывание подушек в узлах.	Выключение подушки из работы.	Замена подушек или усиление узла.
10	Загнивание торцов раскосов.	Выключение подушки из работы.	Замена подушек или усиление узла.
11	Загнивание мест опирания поперечных балок на фермы.	Ослабление древесины на сжатие в местах опирания.	См. табл. 7.1.

7.1.3. Грузоподъёмность деревянных мостов определяют через класс нагрузки по наиболее слабому элементу (настилу, прогону, ферме, насадки или стойки опоры). Расчёты элементов производят в сечениях наиболее напряжённых и в сечениях с дефектами, влияющих на грузоподъёмность, согласно указаний действующего СНиП.

Для определения класса нагрузки и допускаемых эквивалентных нагрузок в настоящем разделе предлагаются расчётные формулы для наиболее распространённых конструкций.

Расчётные характеристики древесины, стали и др. материалов принимают по действующим СНиП. Причём расчётные сопротивления древесины следует принимать при влажности более 25%.

7.1.4. При расчете настила и поперечин проезжей части сосредоточенное давление колеса расчетной автомобильной или колесной нагрузки принимается распределенным:

- при наличии верхнего продольного и нижнего поперечного настила на последний нагрузка от колеса распределяется на две доски, а при одиночном поперечном настиле – на одну доску;
- при двойном продольном настиле распределение нагрузки на нижний настил принимается на число досок соответственно расположенных на ширине обода колеса или полосы распределенной нагрузки;
- при наличии над настилом асфальтобетона или песчаной постели нагрузку распределяют под углом 45° в пределах полной толщины асфальтобетона или постели. Тоже для настила из досок уложенных на ребро и сплоченных гвоздями при асфальтобетонном покрытии;
- в рабочее сечение настила включаются все доски в зоне распределения давления, ширина которых попадает в эту зону не менее чем половина ширины доски.

Расчет настила на изгиб производится как неразрезной балки с числом пролетов соответствующих 3 и более.

7.1.5. При двойном дощатом настиле, уложенного на отдельные поперечины, нагрузка от колеса на поперечины передается с учетом коэффициента упругого распределения $k_{пр}$, величину которого определяет по формуле:

$$k_{пр} = \frac{8c^3 I_П}{d^3 I_Н} \quad (7.1)$$

где c – расстояние между осями поперечин, см; d – расстояние между осями прогонов, см; $I_п$ – момент инерции поперечин, см^4; $I_н$ – момент инерции досок нижнего настила, воспринимающих давление колеса, см^4 (обычно три или две доски).

В зависимости от соотношения жесткостей настила и поперечин давление колеса распределяют настилом на три и большее число поперечин по формуле:

$$P_1 = \alpha_1 P_к \quad (7.2)$$

где P_1 – давление на среднюю поперечину (над которой стоит груз); $P_к$ – давление на колесо; α_1 – коэффициент упругого распределения.

Если $k_{пр}$ больше (равно) 1/3, давление колеса распределяется на три поперечины, то коэффициент упругого распределения вычисляется по формуле

$$\alpha_1 = \frac{1+2k_П}{3+2k_П} \quad (7.3)$$

Если $k_{пр}$ меньше 1/3, но больше (равно) 0,055, давление колеса распределяется на пять поперечин, то коэффициент находят по формуле:

$$\alpha_1 = \frac{1+18k_П+7k_П^2}{5+34k_П+7k_П^2} \quad (7.4)$$

Постоянную нагрузку ввиду ее малости можно не учитывать. Грузоподъемность поперечин определяют расчетом как разрезной балки с пролетом равным расстоянию между осями прогонов или по формуле (7):

$$P_к = \frac{768WK_П}{n_Э\alpha_1(d-0{,}5b_a)} \quad (7.5);$$

где $P_к$ – допускаемое давление на колесо автомобиля или колесной нагрузки, кгс;

W – момент сопротивления одной поперечины, определяемый по приложению Д;

d – расстояние между осями прогонов, см;

α_1 – коэффициент упругого распределения нагрузки, который определяется по таблице 7.3 или формулам 7.3 или 7.4;

b_0 – ширина обода колес, см;

$K_п$ – коэффициент на породу леса; $n_Э$ – коэффициент для эквивалентной нагрузки ($n_Э$ = 1,4).

Отсюда класс нагрузки на поперечины принимается равным

$$К= \frac{P_к \bullet n_Э}{n_Т + 0{,}1c \bullet n_Р}, \quad (7.6)$$

где $P_к$ и с приняты соответственно в тс и м; $n_т$ и $n_р$ - см. п.7.1.9.

7.1.6. Класс нагрузки на разбросные и сосредоточенные прогоны вычисляют с учетом постоянной нагрузки, принимаемой по фактической величине. Расчёт производят путём проверки прочности прогона по расчётному сопротивлению древесины на изгиб в сечении по середине пролёта, с учётом дефектов.

7.1.7. При определении класса нагрузки при разбросанных прогонах определяют коэффициент упругой передачи нагрузки для прогонов по формуле:

$$k_{ПР} = \frac{8d^3I_{ПР}}{l^3I_П} \quad (7.7)$$

где d – расстояние между осями прогонов; $I_{пр}$ – момент инерции прогона; l – расчетный пролет прогонов; $I_п$ – момент инерции поперечин, воспринимающих давление колеса при автомобильной нагрузке (обычно двух или трех поперечин).

В зависимости от соотношения жесткостей поперечин и прогонов давление может распределиться на три, пять или большее количество прогонов. Если $k_{пр}$ больше (равно) 1/3,

давление колеса распределяется на три прогона. Если $k_{пр}$ меньше1/3, но больше (равно) 0,055, давление колеса распределяется на пять прогонов (см. рис.7.1), а при меньше 0,055 – на семь.

7.1.8. По величине коэффициента упругой передачи $k_{пр}$ и количеству прогонов, на которое распределяется давление, по таблице 7.3 находят коэффициент упругого распределения ($\textcircled{o}_1$, $\textcircled{o}_2$ и $\textcircled{o}_3$) и вычисляют коэффициент давления "δ"на прогоны от отдельных колес и полосы загружения по формулам 7.8 (см. Рис.7.1).

Так для прогона "а" от P_1 будет $\delta_a = \square\alpha_1$;

для прогона "b" от ($P_2 + P_3'$) будет

$$\delta_b = (\square\square\alpha_2 + \frac{\lambda}{d}\alpha_3 \square\square\square) \quad \square$$

□□□

$$q_э = \frac{3072 \bullet WK_П - 2{,}4ql^2}{n_э \beta_{max} l^2} \quad (7.11)$$

где $q_э$ – допускаемая эквивалентная нагрузка на прогон, кгс/см; W – момент сопротивления прогона с учетом загнивания, см^3; $К_п$ – коэффициент на породу леса; q – постоянная нагрузка в кгс на 1 пог. см прогона от веса проезжей части и собственного веса прогона; l – расчетный пролет прогона, см.

7.1.10. Определение класса нагрузки на сосредоточенный прогон производят с учетом коэффициента поперечной установки, который вычисляется в предположении разрезанности поперечин над прогонами по закону рычага.

Коэффициент поперечной установки при расположении на мосту одной полосы загружения или одного автомобиля принимают равным 0,5, а при двух полосах загружения или автомобилях на разных полосах проезда – по формуле:

$$K_a = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{\lambda_1}{d_1} + \frac{\lambda_2}{d_2}\right) \quad (7.12)$$

где λ_1 и λ_2 – расстояние от соседних прогонов колес, стоящих между этими прогонами и расчетным прогоном (см. рис. 7.2, б).

7.1.11.Класс нагрузки определяют при сосредоточенных прогонах по формулам (7.9), а допускаемую эквивалентную нагрузку на прогон определяют по формуле

$$q_э = \frac{1536WK_П - 1{,}2ql^3}{n_э K_a l^2} \quad (7.13)$$

где $q_э$ – допускаемая эквивалентная нагрузка на прогон, кгс/см; W – момент сопротивления прогона, см^3; q – постоянная нагрузка от веса проезжей части и собственного веса прогона, кгс/см; l – расчетный пролет прогона, см; $К_а$ – коэффициент поперечной установки; $n_э$ =1,4 - коэффициент эквивалентной нагрузки.

7.1.12. При гусеничной нагрузке грузоподъемность разбросных прогонов следует определять путем проверки прочности прогона на пропуск конкретной нагрузки по формуле

$$\sigma = \frac{1{,}2ql^2}{8WK_П} + \frac{1{,}1P_Г l^2}{dWK_П}\left[\left(d - 0{,}25b_Г\right) \bullet \alpha_1 + 0{,}25b_Г\alpha_2\right] \le R_{db} \quad (7.14)$$

где σ - напряжение в прогоне от гусеничной нагрузки, кгс/см^2; q – постоянная нагрузка в кгс на 1 пог. см; l – расчетный пролет прогона, см; $Р_г$ – равномерно распределенная нагрузка от давления одной гусеницы в кгс на 1 пог. см ее длины; d – расстояние между осями прогонов поперек моста, см; $b_г$ – ширина гусеницы, см; α_1 и α_2 – коэффициенты упругого распределения давления гусеницы, которое определяют по таблицам 7.4 и 7.5 в зависимости от числа прогонов, на которые передается давление и от отношений:

$$\frac{c_Г}{l} \text{ и } \frac{k_{ПР}}{8};$$

$c_г$ – опорная длина гусеницы, см; $k_{пр}$ – коэффициент упругой передачи для прогонов, определяемый по формуле (7.1), при этом момент инерции поперечин берется для такого их количества, которое находится на прогоне под нагрузкой гусеницы; R_{db} – расчетное сопротивление древесины, определяемое по СНиП с учетом коэффициентов древесины.

7.1.13. При гусеничной нагрузке грузоподъемность сосредоточенных прогонов определяют путем проверки прочности прогонов по формулам:

если длина гусеницы $c_г$ больше/ равно l

$$\bullet\square = l^2 (1{,}1K_гP_г+1{,}2q) /8W \leq R_{db}, \qquad (7.15, а)$$

если длина $c_г$ меньше l, то

$$\bullet = l [1{,}1K_гP_гc_г(l-0{,}5c_г)+0{,}6ql^2] /4W \leq R_{db}, \quad (7.15, б)$$

где $c_г$ – опорная длина гусеницы, см; $K_г$– коэффициент поперечной установки гусеничной нагрузки, определяемый по формуле (рис. 7.3)

$$K_Г = 1 - \frac{0{,}5b_Г}{d_1 + d_2} \qquad (7.16)$$

где $P_г$ – давление в кгс на 1 см от одной гусеницы; $b_г$ – ширина гусеницы; d_1 и d_2 – расстояния между осями прогонов. Все остальные обозначения в п.7.1.12.

7.1.14. Класс нагрузки составных прогонов с учётом коэффициента поперечной установки K_a определяют так же, как сосредоточенных прогонов. Момент сопротивления берут для составного сечения с учетом коэффициента составности. Кроме расчёта по прочности на изгиб, грузоподъемность составных прогонов проверяют по условиям прочности на скалывание колодок (или шпонок), а также условиям прочности на скалывание и смятие бревна или бруса между колодками (или шпонками).

При определении класса нагрузки по формуле 7.9 следует в расчёте принимать наименьшее значение "$q_э$", вычисленное по формулам 7.17-7.20.

При определении момента сопротивления сечения, площадок скалывания и смятия учитывают загнивание элементов, а также трещины по рабочим площадкам.

Если по плоскостям скалывания будет обнаружено значительное количество трещин, гниль и сильные обмятия в гнездах колодок (более 25%), то составные прогоны рассчитываются как составные с учетом ослабления их колодками (шпонками).

7.1.15. а) Допускаемую нагрузку на составные прогоны по условию прочности на изгиб определяют по формуле

$$q_э = \frac{1152WK_Д\eta - 1{,}2ql^2}{n_э K_a l^2} \qquad (7.17)$$

где $q_э$ – допускаемая эквивалентная нагрузка, кгс/см; W – момент сопротивления составного сечения прогона, см^3; ≈ - коэффициент составности, который принимают:

Для двухярусных балок пролетом	до 6м	≈=0,85
	9м и более	≈=0,90
Для трехярусных балок пролетом	до 6м	≈=0,80
	9м и более	≈=0,85

б) проверку составных прогонов по условию прочности на скалывание колодок или шпонок производят по формуле

$$q_э = \frac{68{,}3K_П H_O n_K b_K a_K - 1{,}2ql^2}{n_э K_a l^2} \quad (7.18)$$

где H_o – плечо внутренней пары составного сечения в см, определяют по формулам приложения Г; $n_к$ – количество колодок или шпонок на длине половины пролета; $b_к$ – ширина колодки или шпонки, см (рис. 7.4); $a_к$ – длина колодки или шпонки.

в) проверку составных прогонов по условию смятия бревна или бруса колодками выполняют по формуле

$$q_э = \frac{693{,}3K_П H_O n_K F_{CM} - 1{,}2ql^2}{n_э K_a l^2} \quad (7.19)$$

где $F_{см}$ – площадь смятия бревна или бруса одной колодкой (определяют по глубине врезки колодки в бревно, см. рис. 7.4).

г) составные прогоны по условию скалывания бревна или бруса между колодками проверяют по формуле

$$q_э = \frac{68{,}3K_П H_O n_K a_C b_C - 1{,}2ql^2}{n_э K_a l^2} \quad (7.20)$$

где $a_с$ – расстояние между колодками, см, (см. рис. 7.4); $b_с$ – ширина площадки скалывания бревна или бруса между колодками (см. рис. 7.4); $n_к$ – количество колодок или шпонок на длине половины пролета.

7.1.16. Грузоподъемность опоры балочных мостов с простыми прогонами вычисляется через допускаемую эквивалентную нагрузку $q_э$, которая определяется прочностью насадки на изгиб и на смятие в местах опирания на сваю, прочностью свай на сжатие с учетом продольного изгиба и несущей способностью свай по грунту или в уровне меженных вод из-за ослабления сечения загниванием древесины. Допускаемая эквивалентная нагрузка на опору определяется:

а) по условию прочности насадки на изгиб в сечении над сваей определяют по формуле

$$q_э = \frac{320WK_П - 2{,}4q_O l \sum w}{n_э l \sum z} \quad (7.21)$$

где $q_э$ – допускаемая для опоры эквивалентная нагрузка при загружении двух смежных пролетов, кгс/см; W – момент сопротивления насадки в сечении над сваей с учетом загнивания и ослабления врубкой, $см^3$; $К_п$ – коэффициент на породу леса; l – расчетный пролет пролетного строения, см; Σw – сумма площадей участков линий влияния момента в насадке над сваей (рис. 7.5) берется из таблиц 7.6 и 7.7; Σz – сумма ординат под продольными рядами колес линии влияния момента в насадке над сваей (см. рис. 7.5) берется из таблиц 7.6 и 7.7; q_0 – постоянная нагрузка в кгс на $1см^2$ площади моста от веса пролетного строения и проезжей части; $n_э$ – коэффициент равный 1,4; для определения класса нагрузки по таблицам 7.6 и 7.7 колею принимают Е=1,9м.

б) по условию прочности насадки на смятие поперек волокон определяют - по формуле

$$q_э = \frac{64F_{СМ}K_П - 2{,}4q_O l\sum w}{n_э l\sum z} \quad (7.22)$$

где $F_{см}$ – площадь смятия насадки при сопряжении со сваей, см^2; Σw – сумма площадей участков линий влияния давления на сваю (см. рис. 7.5) берется из таблиц 7.6 и 7.7; Σz – сумма ординат под продольными рядами колес линии влияния давления на сваю (см. рис. 7.5) берется из таблиц 7.6 и 7.7. Остальные обозначения указаны выше.

в) по условию прочности свай или стоек на сжатие с учетом продольного изгиба по формуле

$$q_э = \frac{260F\varphi\ K_П - 2{,}4q_O l\sum w}{n_э l\sum z} \quad (7.23)$$

где e_T - коэффициент продольного изгиба, F – площадь сечения сваи или стойки, см^2, которую принимают без учета ослаблений, если они не превышают 25%. Если ослабления превышают 25%, то принимают условную площадь $F=4/3F_н$, где $F_н$ – площадь ослабленного сечения.

г) в мостах с большим загниванием свай на уровне меженных вод – по условию работы свай на сжатие в ослабленном сечении без учета продольного изгиба по формуле

$$q_э = \frac{260F_H K_П - 2{,}4q_O l\sum w}{n_э l\sum z} \quad (7.24)$$

7.1.17. Класс нагрузки по расчёту опор определяется по формуле

$$K = \frac{q_э^{\min} L^2}{4L - 6 + 0{,}1L^2} \quad (7.25)$$

где $q_э^{\min}$ – наименьшее значение $q_э$ из формул 7.21-7.24, тс/м;

$L = 2l$, м

Для расчёта допускаемой массы конкретного транспортного средства следует $q_э^{\min}$ сравнивать с эквивалентной нагрузкой от этого транспортного средства, при этом длину треугольной линии влияния для её середины принимать равной удвоенной длине примыкающего к опоре пролёта.

Расчётные формулы 7.21-7.24 выведены для линий влияния с длиной загружения, равной двум пролётам. Но в формулы при расчётах подставляется длина одного пролёта.

7.2. Определение грузоподъемности пролетных строений с фермами Гау-Журавского, дощато-гвоздевыми фермами и клееными балками.

7.2.1. Грузоподъемность дощато-гвоздевых ферм определяют из условия прочности нижнего пояса в ослабленном сечении, середине пролета и в стыке пояса. Если появились места загнивания верхнего пояса, вызывающие опасения, то проверяют на прочность и эти сечения.

Класс нагрузки определяют по формуле 7.9 при наименьшем значении "$q_э$", вычисленной из формул 7.26-7.29.

Допускаемую нагрузку на дощато-гвоздевые фермы определяют:

а) по условию прочности нижнего пояса в ослабленном сечении с наибольшим загниванием или другими дефектами на расстоянии x от опоры определяют по формуле

$$q_э = \frac{200hF_н K_п - 1{,}2q(l-x)x}{n_э K_a (l-x)x} \quad (7.26)$$

где $q_э$ – допускаемая эквивалентная нагрузка, кгс/см; $F_н$ – площадь сечения нижнего пояса, см^2, с учетом ослабления и загнивания; h – расчетная высота фермы (расстояние между осями поясов), см; q – постоянная нагрузка на 1см главной фермы, кгс; l – расчетный пролет главной фермы, см; K_a – коэффициент поперечной установки автомобильной нагрузки, определяемый по формуле:

$$K_a = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{\lambda_1}{d_1} + \frac{\lambda_2}{d_2}\right) \quad (7.27)$$

где d – расстояние между осями ферм; λ - расстояние соседних колес от смежных ферм; E – колея автомобильной нагрузки (см.рис.7.2);

б) по условию прочности нижнего пояса в середине пролета - по формуле

$$q_э = \frac{800hF_н K_п - 1{,}2ql^2}{n_э K_a l^2} \quad (7.28)$$

в) по условию прочности стыка нижнего пояса с наибольшим значением напряжения или ослабления - по формуле

$$q_э = \frac{2hT_н m_c m_н - 1{,}2q\mu(l-x)x}{\mu n_э K_a (l-x)x} \quad (7.29)$$

где $q_э$ – допускаемая эквивалентная нагрузка по условию прочности стыка, кгс/см; $T_н$ – расчетная несущая способность одного среза нагеля или гвоздя, кгс, определяемая согласно указаниям СНиП с учетом коэффициента на породу леса; m_c – количество срезов одного нагеля; $m_н$ – количество нагелей в полунакладке; ❍ - коэффициент равен отношению площади сечения досок, перекрываемых стыком, к полному сечению пояса.

7.2.2. Грузоподъемность ферм Гау-Журавского определяют из условия прочности нижнего пояса в ослабленном сечении и в середине пролета, а также на растяжение в стыках нижних поясов, узловых подушек на скалывание и смятие и на растяжение в металлических тяжах.

Класс нагрузки определяют по формуле 7.9 при минимальном значении $q_э$ из формул 7.30-7.36.

Допускаемую эквивалентную нагрузку на ферму Гау-Журавского определяют:

а) по условию прочности нижнего пояса в ослабленном сечении по формуле

$$q_э = \frac{200hF_н K_п - 1{,}2q(l-x)x}{n_э K_a (l-x)x} \quad (7.30)$$

где x – расстояние от опоры до верхнего наиболее удаленного от опоры узла данной панели (рис. 7.6). Остальные обозначения формулы в п.7.2.1.

б) по условию прочности нижнего пояса в середине пролета - по формуле

$$q_э = \frac{800hF_н K_п - 1{,}2ql^2}{n_э K_а l^2} \quad (7.31)$$

в) по условию прочности древесины на скалывание между шпонками в стыке нижнего пояса - по формуле

$$q_э = \frac{22{,}4hF_{ск} K_п - 1{,}2q\mu(l-x)x}{\mu n_э K_а (l-x)x} \quad (7.32)$$

где $F_{ск}$ – суммарная площадь скалывания древесины между шпонками в полунакладках стыка, см^2; ❍ - коэффициент, который показывает, какая часть полного усилия пояса должна передаваться на стык.

г) по условию прочности металлических накладок стыка нижнего пояса - по формуле

$$q_э = \frac{3800hF_м - 1{,}2q\mu(l-x)x}{\mu n_э K_а (l-x)x} \quad (7.33)$$

где $F_м$ – суммарная площадь сечения металлических накладок стыка с учетом ослаблений отверстиями для болтов и коррозией, см^2.

Если стыки нижнего пояса в фермах Гау-Журавского перекрыты не металлическими шпоночными накладками, а деревянными на нагелях, то грузоподъемность стыка определяют по формуле (7.29).

д) по условию прочности подушки или пояса в опорном узле на скалывание по формуле

$$q_э = \frac{2R_{СК}F_{СМ}m_{СК}K_п - 1{,}2q(l-a_п)(ctg\alpha - 0{,}2)}{n_э K_а (l-a_п)(ctg\alpha - 0{,}2)} \quad (7.34)$$

где $F_{ск}$ – площадь скалывания зубьев подушки или пояса в опорном узле, см^2; ♋ - угол наклона опорного раскоса к горизонту (см. рис. 7.6); $R_{ск}$ – расчетное сопротивление древесины сосны скалыванию, определяемое по СНиП; $m_{ск}$ – коэффициент условий работы на скалывание, который принимают равным 0,8 для подушек в двумя зубьями и равным единице для подушек с одним зубом; $a_п$ -длина панели пояса фермы, см;

е) по условию прочности подушки или пояса в опорном узле на смятие - по формуле

$$q_э = \frac{2R_{СМ}F_{СМ}K_п - 1{,}2q(l-a_п)(ctg\alpha - 0{,}2)}{n_э K_а (l-a_п)(ctg\alpha - 0{,}2)} \quad (7.35)$$

где $R_{см}$ – расчетное сопротивление древесины сосны смятию, определяемое по СНиП ; $F_{см}$ – площадь смятия зубьев подушки или пояса в опорном узле, см^2;

ж) по условию прочности металлических тяжей - по формуле

$$q_э = \frac{3800(l-a_п)F_т - 1{,}2q\left[(l-x-a_п)^2 - x^2\right]}{n_э K_а (l-x-a_п)^2} \quad (7.36)$$

где x – расстояние от расчетного тяжа до ближайшей опоры (см. рис. 7.6); $F_т$ – площадь сечения тяжа с учетом ослаблений резьбой и коррозией.

7.2.3. Расчет грузоподъемности клееных пролетных строений с элементами прямоугольного или двутаврового сечения со сплошной стенкой производится как для монолитных деревянных элементов без учета податливости клеевых швов в соответствии с требованиями СНиП.

Допускаемое усилие от временной нагрузки на балку из клееной древесины по условию прочности на изгиб определяется по формуле

$$1{,}4(1+\mu)K_a M_{вр} = m_ф \bullet m_в \bullet R_{db} \bullet W_{НТ} - 1{,}2M_{пост} \quad (7.37)$$

где $M_{пост}$ и $M_{вр}$ – изгибающий момент соответственно от постоянной и временной нагрузки (тм); $W_{нт}$ – момент сопротивления нетто рассматриваемого сечения; $m_в$ – коэффициент условий работы элемента на изгиб в зависимости от размеров сечения, принимаемый по таблице 7.8; $m_ф$ – коэффициент условий работы элемента на изгиб в зависимости от формы сечения, принимаемый в балках прямоугольного сечения – 1,0, в балках двутаврового сечения, в зависимости от отношения толщины стенки и ширине полки – ½, 1/3, ¼ соответственно равен – 0,90; 0,80; 0,75. Промежуточные значения $m_ф$ – определяют интерполяцией.

Таблица 7.8- Коэффициент условий работы $m_в$ в зависимости от размеров сечения элемента

Ширина элемента	Коэффициент $m_в$ при высоте элемента h, см					
	50	60	70	80	100	120 и более
до 14см	1,0	1,0	1,0	0,9	0,85	0,80
14см и более	1,15	1,05	1,0	0,9	0,85	0,80

Промежуточные значения $m_в$ – определяют интерполяцией.

Остальные обозначения см. ранее к п. 7.2.1.

7.2.4.Класс нагрузки по прочности для середины пролёта в клееных балках определяют по формуле 7.38.

$$K = \frac{m_в m_Ф R_{db} W_{НТ} - 0{,}15ql^2}{K_a\left[1{,}4(y_1 + y_2) + 0{,}0725l^2\right]} \quad (7.38)$$

где y_1 и y_2 - ординаты линии влияния для момента в *1/2* под осевыми давлениями тележки.

Таблица 7.3. - Коэффициенты упругого распределения давления колеса α для определения грузоподъемности балочных мостов со сближенными прогонами

На три элемента			На пять элементов				На семь элементов				
$k_{пр}$	α_1	α_2	$k_{пр}$	α_1	α_2	α_3	$k_{пр}$	α_1	α_2	α_3	α_4
10	0,914	0,043	0,30	0,444	0,272	0,006	0,05	0,28	0,22	0,126	0,004
9	0,904	0,048	0,28	0,436	0,271	0,011	0,04	0,26	0,22	0,128	0,018
8	0,894	0,053	0,2б	0,430	0,270	0,015	0,03	0,25	0,21	0,130	0,035
7	0,882	0,059	0,24	0,422	0,269	0,021	0,02	0,22	0,19	0,134	0,057
6	0,866	0,067	0,22	0,414	0,267	0,026	0,01	0,19	0,17	0,137	0,091
5	0,846	0,077	0,20	0,404	0,265	0,033	0,00	0,17	0,16	0,140	0,114
4	0,818	0,091	0,19	0,398	0,264	0,037	0,00	0,15	0,14	0,142	0,136
3,5	0,800	0,100	0,18	0,394	0,263	0,041	0	0,14	0,14	0,143	0,143
3,0	0,778	0,111	0,17	0,388	0,261	0,045					
2,5	0,750	0,125	0,16	0,382	0,260	0,049					
2,0	0,714	0,143	0,15	0,376	0,258	0,054					
1,5	0,666	0,167	0,14	0,370	0,256	0,059					
1,0	0,600	0,200	0,13	0,362	0,255	0,064					
0,9	0,582	0,209	0,12	0,356	0,253	0,070					
0,8	0,564	0,218	0,11	0,346	0,251	0,076					
0,7	0,544	0,228	0,10	0,338	0,248	0,083					
0,6	0,524	0,238	0,09	0,330	0,245	0,090					
0,5	0,500	0,250	0,08	0,320	0,242	0,098					
0,4	0,474	0,263	0,07	0,310	0,238	0,107					
0,333	0,454	0,273	0,06	0,298	0,235	0,116					
0,30	0,444	0,278	0,055	0,292	0,233	0,121					
0,20	0,412	0,294									
0,10	0.374	0,313									
0.05	0,354	0,323									

Таблица 7.4. – Коэффициенты упругого распределения давления гусеничной нагрузки α_1 и α_2 при распределении на три прогона

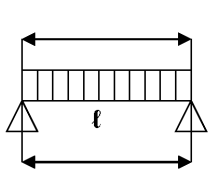
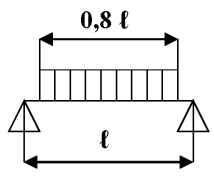
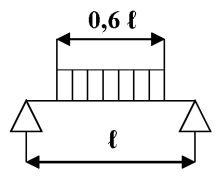
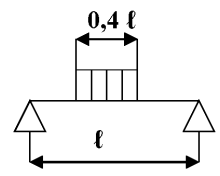
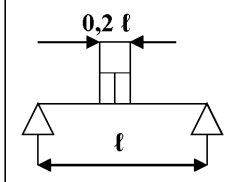
$\frac{к}{8}$										
	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2	α_1	α_2
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**
0,0005	0,0425	0,0413	0,0400	0,0400	0,0350	0,0350	0,0267	0,0267	0,0150	0,0150
0,002	0,0444	0,0403	0,0414	0,0393	0,0359	0,0345	0,0273	0,0263	0,0153	0,0148
0,004	0,0459	0,0395	0,0428	0,0386	0,0369	0,0340	0,0279	0,0260	0,0157	0,0146
0,005	0,0466	0,0391	0,0434	0,0383	0,0373	0,0333	0,0282	0,0258	0,0158	0,0146
0,010	0,0498	0,0376	0,0464	0,0368	0,0395	0,0328	0,0298	0,0251	0,0167	0,0141
0,020	0,0550	0,0350	0,0516	0,0342	0,0435	0,0308	0,0324	0,0238	0,0182	0,0134
0,030	0,0598	0,0326	0,0558	0,0321	0,0467	0,0292	0,0346	0,0227	0,0193	0,0128
0,040	0,0639	0,0305	0,0599	0,0300	0,0498	0,0276	0,0369	0,0216	0,0204	0,0123
0,050	0,0675	0,0288	0,0631	0,0285	0,0528	0,0264	0,0389	0,0205	0,0225	0,0118
0,060	0,0706	0,0272	0,0660	0,0270	0,0553	0,0248	0,0409	0,0195	0,0225	0,0113
0,070	0,0732	0,0259	0,0686	0,0257	0,0575	0,0239	0,0425	0,0188	0,0234	0,0108
0,080	0,0755	0,0249	0,0709	0,0245	0,0596	0,0227	0,0439	0,0180	0,0242	0,0104
0,090	0,0778	0,0236	0,0734	0,0233	0,0615	0,0217	0,0455	0,0173	0,0250	0,0100
0,100	0,0799	0,0226	0,0753	0,0223	0,0634	0,0208	0,0467	0,0166	0,0257	0,0096

Таблица 7.5. – Коэффициенты упругого распределения давления гусеничной нагрузки α_1 и α_2 при распределении на три прогона

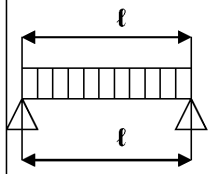
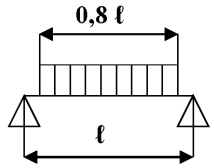
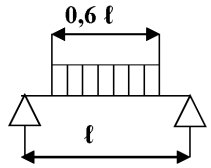
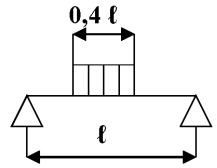
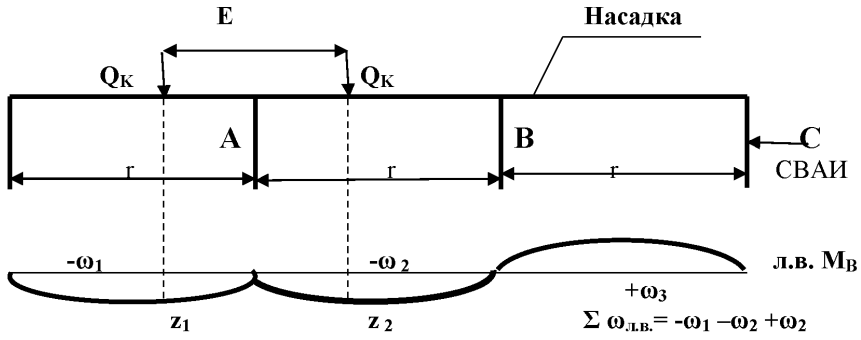
К 8	α				
0,0005	α_1	0,0280	0,0258	0,0222	0,0170
	α_2	0,0257	0,0247	0,0215	0,0163
	α_3	0,0228	0,0224	0,0199	0,0152
0,001	α_1	0,0301	0,0277	0,0237	0,0181
	α_2	0,0263	0,0252	0,0216	0,0163
	α_3	0,0212	0,0210	0,0183	0,0146
0,002	α_1	0,0332	0,0304	0,0258	0,0194
	α_2	0,0272	0,0261	0,0225	0,0170
	α_3	0,0187	0,0187	0,0171	0,0137
0,003	α_1	0,0237	0,0327	0,0276	0,0206
	α_2	0,0279	0,0269	0,0232	0,0175
	α_3	0,0168	0,0168	0,0156	0,0128
0,004	α_1	0,0378	0,0346	0,0291	0,0217
	α_2	0,0285	0,0276	0,0237	0,0178
	α_3	0,0151	0,0151	0,0143	0,0114
0,005	α_1	0,0396	0,0364	0,0305	0,0227
	α_2	0,0201	0,0282	0,0243	0,0183
	α_3	0,0136	0,0136	0,0130	0,0105
0,010	α_1	0,0470	0,0432	0,0362	0,0268
	α_2	0,0303	0,0297	0,0260	0,0196
	α_3	0,0087	0,0087	0,0084	0,0070

Таблица 7.6. - Суммы ординат под продольными рядами колёс одного автомобиля и площади линий влияния для определения грузоподъёмности свайных опор

Четырёхсвайная опора



Д

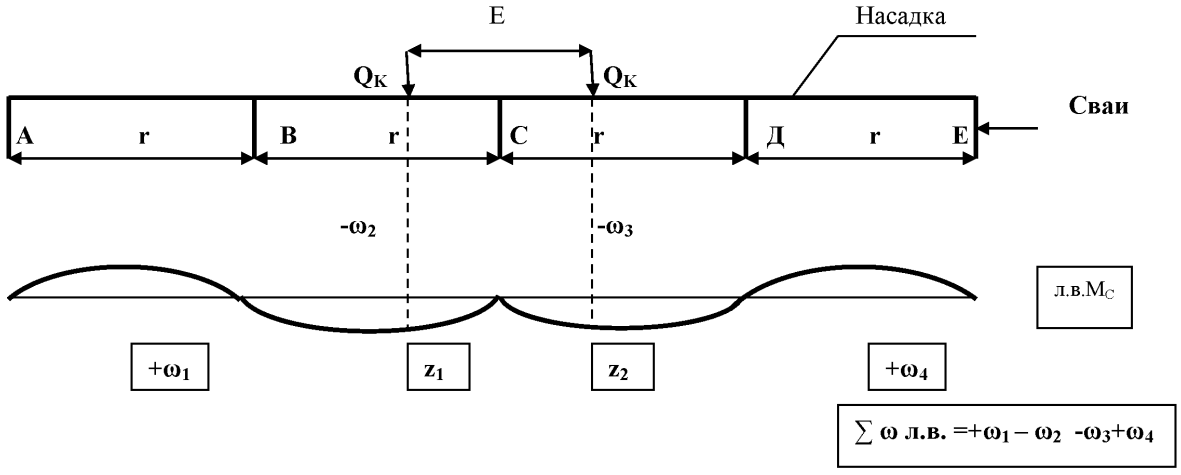
r, см	Момент в сечении В или С				Давление на сваю В или С			
	Σz			Σ ω	Σz'			Σ ω'
	E= 1,7	E= 1,9	E=2,1	л.в.	E= 1,7	E= 1,9	E=2,1	л.в.
1	2	3	4	5	6	7	8	9
100	7,86	7,74	8,42	1000	0,868	0,926	1,003	110
110	9,63	8,60	8,55	1210	0,851	0,875	0,930	121
120	12,10	10,15	9,35	1440	0,858	0,852	0,879	132
130	15,00	12,40	10,7	1690	0887	0,853	0,855	143
140	18,40	15,20	12,7	1960	1,02	0,872	0,849	154
150	22,30	18,45	15,4	2250	1,13	0,945	0,860	165
160	25,10	21,80	18,5	2560	1,22	1,05	0,886	176
170	28,20	25,20	21,9	2890	1,30	1,14	0,987	187
180	31,00	28,4	25,2	3240	1,36	1,23	1,08	198
190	33,70	31,6	28,6	3610	1,42	1,30	1,16	209
200	36,00	34,4	31,8	4000	1,47	1,36	1,23	220
210	38,20	37,1	35,0	4410	1,52	1,41	1,30	231

Окончание таблицы 7.6

1	2	3	4	5	6	7	8	9
220	40,00	38,4	37,7	4840	1,56	1,46	1,35	242
230	41,50	41,6	40,5	5290	1,60	1,50	1,40	253
240	43,10	43,7	42,8	5760	1,62	1,54	1,44	264
250	44,20	45,3	45,1	6250	1,65	1,58	1,48	275
260	45,10	46,9	47,3	6760	1,68	1,60	1,52	286
270	45,00	48,5	48,9	7290	1,70	1,63	1,55	297
280	45,90	49,4	50,6	7840	1,72	1,65	1,58	308
290	47,10	50,3	52,2	8410	1,74	1,68	1,60	319
300	47,30	51,1	53,8	9000	1,76	1,70	1,63	330

Таблица 7.7. – Суммы ординат под продольными рядами колёс одного автомобиля и площади линий влияния для определения грузоподъёмности свайных опор

Пятисвайная опора



r, см	Момент в сечении В				Момент в сечении С				Давление на сваю В				Давление на сваю С			
	∑z			∑ω	∑z			∑ ω	∑z'			∑ ω'	∑z			∑ ω'
	E=1,7	E=1,9	E=2,1	л.в	E=1,7	E=1,9	E=2,1		E=1,7	E=1,9	E=2,1	л.в	E=1,7	E=1,9	E=2,1	л.в.
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**	**13**	**14**	**15**	**16**	**17**
100	8,40	7,97	8,36	1071	6,05	6,17	6,93	714	0,921	0,975	1,02	114	0,884	0,958	-	92,8
110	10,7	9,14	8,78	1300	8,84	6,40	6,64	864	0,888	0,928	0,982	126	0,853	0,893	0,961	102
120	13,6	11,1	9,86	1540	12,2	8,31	6,94	1030	0,877	0,896	0,935	137	0,840	0,856	0,901	111
130	16,9	13,8	11,7	1810	15,6	12,3	7,89	1200	0,880	0,879	0,902	149	0,849	0,840	0,862	120
140	20,5	17,1	14,1	2100	16,6	15,8	12,1	1400	1,02	0,874	0,850	160	0,930	0,841	0,839	130
150	24,6	20,5	17,3	2410	21,5	18,8	17,2	1600	1,12	0,953	0,876	172	1,05	0,860	0,840	139
160	26,6	24,0	20,6	2740	24,4	21,9	19,0	1830	1,22	10,6	0,902	183	1,13	0,966	0,848	149
170	29,6	27,6	24,1	3100	27,3	24,8	22,0	2060	1,30	1,15	0,966	195	1,21	1,06	0,904	158
180	31,6	30,1	27,6	3470	29,2	27,6	25,0	2310	1,35	1,22	1,08	206	1,27	1,14	0,992	167
190	33,6	33,0	30,6	3870	31,1	30,5	27,8	2580	1,43	1,30	1,16	218	1,34	1,21	1,07	176

Окончание таблицы 7.7.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
200	35,6	35,1	33,6	4290	32,9	32,4	30,4	2850	1,47	1,35	1,23	229	1,39	1,28	1,15	186
210	36,8	37,1	36,6	4730	34,8	34,3	33,7	3150	1,50	1,40	1,30	240	1,44	1,32	1,21	195
220	37,6	39,1	38,6	5190	36,7	36,2	35,6	3450	1,56	1,44	1,34	252	1,48	1,37	1,27	204
230	38,3	40,8	40,6	5670	38,6	38,0	37,4	3780	1,58	1,48	1,39	263	1,54	1,42	1,32	214
240	39,0	41,6	42,6	6180	40,4	39,9	39,3	4040	1,62	1,52	1,43	275	1,56	1,46	1,36	222
250	39,7	42,3	44,6	6700	42,3	41,8	41,2	4460	1,64	1,56	1,47	286	1,59	1,50	1,40	232
260	39,6	43,0	45,6	7250	43,8	43,5	43,0	4830	1,68	1,59	1,51	298	1,62	1,53	1,44	241
270	39,0	43,6	46,2	7800	44,4	45,5	45,0	5200	1,69	1,62	1,53	309	1,64	1,56	1,47	250
280	38,2	44,4	47,0	8400	45,2	47,5	46,9	5590	1,71	1,64	1,57	320	1,66	1,59	1,51	260
290	37,3	44,9	47,6	9010	49,0	48,6	48,6	6000	1,72	1,67	1,59	332	1,68	1,62	1,54	269
300	36,9	43,	48,5	9650	47,2	49,3	50,5	6420	1,74	1,68	1,62	343	1,69	1,64	1,57	278

Приложение А

(справочное)

Краткие сведения по нормативным документам проектирования автодорожных мостов

КРАТКИЕ СВЕДЕНИЯ ПО НОРМАТИВНЫМ ДОКУМЕНТАМ

ПРОЕКТИРОВАНИЯ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ

I. При расчете усилий в элементах пролетных строений по нормам года проектирования необходимо использовать соответствующие нормативные документы на проектирование автодорожных мостов:

Строительные нормы и правила. Мосты и трубы (СНиП 2.05.03-84)

Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб (СН 200-62) М. 1962г.

Нормы подвижных вертикальных нагрузок для расчета искусственных сооружений на автомобильных дорогах (Н 106-53). Утверждены Госстроем СССР и введены с 1.04.53г., даны в виде приложения к нормам проектирования автомобильных дорог (НиТУ 128-55).

Правила и указания по проектированию железобетонных, металлических, бетонных и каменных искусственных сооружений на автомобильных дорогах, Гушосдор МВД СССР, 1948 г.

Технические условия на проектирование искусственных сооружений на автомобильных дорогах. Утверждены Гушосдором НКВД 3.03.43 г.

Технические условия на сооружение автомобильных дорог и мостов. Утверждены Гушосдором НКВД от 1.02.38 г.

Технические условия, правила и нормы проектирования, изыскания, постройки, ремонта и содержания автогужевых дорог и мостовых сооружений ЦУДОРТРАНСА НКПС. Утверждены в 1931 г.

Нормы НКПС для мостов обыкновенных дорог. Утверждены НКПС 22.07.27 г.

Временные технические условия и нормы проектирования Госплана СССР (нормы 1926г.). Приказ НКПС от 8.11.22г. №3925, приказ МПС от 1913г., №96 и приказ МПС от 2.03.11 г., №51.

2. По нормам СН 200-62, принятых в 1962 г., нормативные временные подвижные вертикальные нагрузки для всех мостов (кроме деревянных) принимались по схемам Н-30 (для автомобильных нагрузок) и НК-80 (одиночных колесных нагрузок), а для деревянных - соответственно по схемам Н-10 и НГ-60.

3. Нормативные временные подвижные вертикальные нагрузки для расчета железобетонных искусственных сооружений по нормам, утвержденным в 1953г. (Н 106-53), назначались в зависимости от категории дороги (табл.1).

Таблица I.

Категория дороги	Автомобильная нагрузка	Колесная или гусеничная нагрузка
1-П	Н-18	НК-30
Ш	Н-13	НГ-60
IV	Н-13	НГ-60 или НГ-30
V	Н-10	НГ-60 или НГ-30

Примечание: Гусеничная нагрузка для автомобильных дорог IV-V категорий устанавливалась по согласованию с заинтересованными ведомствами.

4. По нормам, утвержденным в 1948г., основными нормативными временными подвижными вертикальными нагрузками для железобетонных мостов являлись Н-13 или Н-10 (автомобильные нагрузки) и НГ-60 или НГ-30 (гусеничные нагрузки). Класс нагрузки устанавливался организацией, выдававшей задание на проектирование.

В нормах, утвержденных в 1943г., в качестве нормативных временных подвижных нагрузок были приняты: автомобильная нагрузка Н-10 и гусеничная нагрузка НГ-60 и НГ-30, устанавливаемые заказчиком в задании на проектирование.

В нормах, утвержденных в 1938г. для дорог I категории, устанавливалась автомобильная нагрузка Н-13, а для II и Ш - Н-10, и гусеничная нагрузка Т-60 для I категории дорог и Т-25 для II-Ш категории.

5. Данные об автомобильных нагрузках по схемам Н-30, Н-18 и Н-10 приведены на рис.1 и в табл. 2.

В случае установки на проезжей части колонн автомобилей более двух по всем нормам (кроме СН 200-62) полное усилие от всех колонн автомобилей уменьшали на 15% при загруженности тремя колоннами и на 25% при четырех и более колоннах; по СН 200-62 к расчетному усилию от колонн автомобилей соответственно вводили коэффициенты 0,8 и 0,7.

Таблица 2 - Основные показатели автомобильных нормативных нагрузок Н-30, Н-18 и Н-10.

Основные показатели	Единица измерения	Схема нагрузки				
		Н-30	Н-18	Н-10	Н-18	Н-10
			утяжеленный		нормальный	
1	2	3	4	5	6	7
Вес груженого автомобиля	тс	30	30	13	18	10
Нагрузка на заднюю ось	-"-	2х12	2х12	9,5	12	7
---"--- на переднюю ось	-"-	6	6	3,5	6	3
Ширина заднего ската	м	0,6	0,6	0,4	0,6	0,3
---"--- переднего ската	-"-	0,3	0,3	0,2	0,3	0,15
Ширина кузова	м	2,9	2,9	2,7	2,9	2,7
База автомобиля	-"-	6,8	6,8	4,0	6,0	4,0
Расстояние между серединами ободов колес (колея)	-"-	1,9	1,9	1,7	1,9	1,7
Длина следа (вдоль движения)	-"-	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2

Динамический коэффициент на железобетонное пролетное строение от автомобильной нагрузки принимался в зависимости от длины пролета ℓ:

по нормам 1938г.: при $\ell \leq 2$м $\mu = 1{,}2$ и $\ell \geq 15{,}0$м $\mu = 1{,}1$;

по нормам 1943г.: при $\ell \leq 5$м $\mu = 1{,}4$ и $\ell = 45{,}0$м $\mu = 1{,}0$;

по нормам 1948г., 1953г. и 1962г, при $\ell \leq 5$м $\mu = 1{,}3$ и $\ell \geq 45{,}0$м $\mu = 1{,}0$;

Для промежуточных значений ℓ величину динамического коэффициента принимали по интерполяции.

По СН 200-62 на автомобильные нагрузки вводили коэффициент перегрузки равный 1,4.

6. Автомобильная нагрузка Н-13 по схеме колонн автомобилей соответствует нагрузке Н-10, но с увеличением всех весовых параметров на коэффициент 1,3. Правила ее установки на проезжей части аналогичны как для Н-10.

По нормам 1938 г. число колонн на проезжей части должно быть четыре (по две для каждого направления движения) без учета понижающих коэффициентов на число полос движения, а по более поздним нормам - как по п.5 приложения. Динамический коэффициент от этой нагрузки принимают также по п.5.

7. При загружении пролетных строений автомобильными нагрузками число колонн по ширине проезжей части принимают по вместимости габарита, при этом край кузовов автомобиля не должен выходить за пределы проезжей части, а расстояние между кузовами должно быть не менее 0,1 м.

8. Колесная нагрузка НК-80 и гусеничная нагрузка НГ-60 по характеристикам, правилам установки на проезжей части соответствует СНиП 2.05.03-34.

Характеристики гусеничной нагрузка НГ-30 и тракторной нагрузки весом соответственно 60 и 25 тс (по нормам 1938г.) приведены в табл. 3. Правила установки этих нагрузок на проезжей части как для НГ-60.

Колесная и гусеничная (тракторная) нагрузки при расчете пролетных: строений принимают без учета динамического коэффициента; при этом допускаемые напряжения на бетон и арматуру повышаются на 30% (по нормам 1948г.); коэффициенты перегрузки принимают 1,0 (по СН 200-62).

Таблица 3.

Наименование характеристики	Единица измерения	НГ-30	Тракторная нагрузка	
			60 тс	25 тс
Полный вес нагрузки	тс	30	60	25
Длина полосы	м	4	6,5	5
Число полос	мт	2	2	2
Ширина полосы	м	0,5	0,5	0,4
Расстояние между осями полос	м	2,5	2,5	2,5
Давление на 1 п.м. полосы	тс/м	3,8	4,6	2,5

8. Временная нагрузка от толпы на тротуары при расчетах пролетных строений автодорожных мостов принималась: с 1938г. по 1948г. - 400 кгс/м^2 при длине загружения пролета до 20м в 300 кгс/м^2 при длине более 30м; с 1948г. по 1962г. - 300 кгс/м^2, а после 1962г. - 400 кгс/м^2.

Приложение Б
(рекомендуемое)

Таблицы узловых ординат поперечных линий влияния пролётных строений по типовому проекту (выпуск 56, Союздорпроект), имеющих нарушение связей между балками

Таблица Б..1.

№ точек	$L_р$ = 8400 мм	$L_р$ = 11 100 мм	$L_р$ = 13 700 мм	$L_р$ = 16 300 мм	$L_р$ = 21 600 мм
	Б-I	Б-I	Б-I	Б-I	Б-I
1	1,076	1,015	0,947	0,940	0,909
2	0,800	0,764	0,727	0,723	0,706
3	0,500	0,500	0,500	0,500	0,500
4	0,200	0,236	0,273	0,277	0,294
5	-0,076	0,015	0,053	0,060	0,091

№ точек 1 2 3 4 5

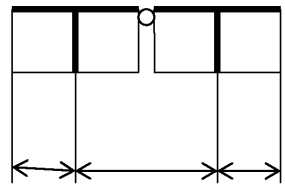


Таблица Б..2.

№ точек	$L_р$=8400 мм		$L_р$=11 100 мм		$L_р$=13 700 мм		$L_р$=16 300 мм		$L_р$=21 600 мм	
	Б-I	Б-II	Б-I	Б-II	Б-I	Б-II	Б-I	Б-II	Б-I	Б-II
1	1,059	-0,052	1,001	0,009	0,937	0,068	0,929	0,076	0,897	0,104
2	0,793	0,224	0,760	0,246	0,723	0,264	0,719	0,267	0,701	0,275
3	0,504	0,526	0,505	0,496	0,503	0,466	0,503	0,462	0,501	0,448
4	0,225	0,550	0,246	0,508	0,264	0,472	0,267	0,467	0,275	0,451
5	-0,030	0,526	-0,001	0,496	0,032	0,466	0,035	0,462	0,051	0,448
6	-0,018	0,224	-0,006	0,246	0,013	0,264	0,014	0,267	0,024	0,275
7	-0,007	-0,052	-0,010	0,009	-0,005	0,068	-0,005	0,076	-0,001	0,104

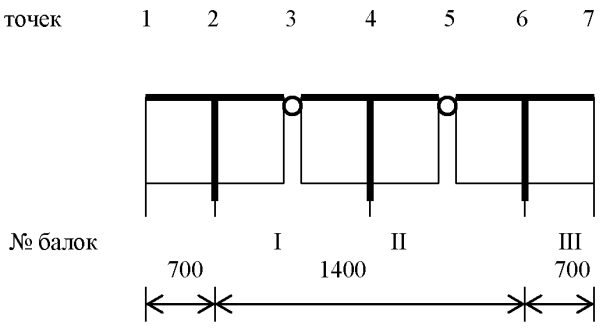


Таблица Б. 3

№ точек	$L_р$ = 8400 мм		$L_р$ = 11 100 мм		$L_р$ = 13 700 мм		$L_р$ = 16 300 мм		$L_р$ = 21 600 мм	
	Б-I	Б-II	Б-I	Б-II	Б-I	Б-II	Б-I	Б-II	Б-I	Б-II
1	1,031	0,031	0,974	0,031	0,911	0,091	0,903	0,099	0,869	0,128
2	0,772	0,241	0,740	0,261	0,708	0,277	0,702	0,281	0,683	0,289
3	0,493	0,535	0,496	0,502	0,496	0,469	0,495	0,466	0,493	0,451
4	0,241	0,536	0,261	0,494	0,277	0,459	0,281	0,452	0,289	0,435
5	0,012	0,488	0,038	0,462	0,064	0,436	0,070	0,430	0,087	0,413
6	0,012	0,211	0,022	0,223	0,033	0,231	0,037	0,230	0,046	0,230
7	0,006	-0,034	0,003	-0,014	0,004	0,030	0,004	0,034	0,006	0,049
8	-0,025	0,012	-0,023	0,022	-0,017	0,033	-0,019	0,037	-0,018	0,046
9	0,053	0,053	-0,048	0,043	-0,040	0,038	-0,041	0,040	-0,042	0,044

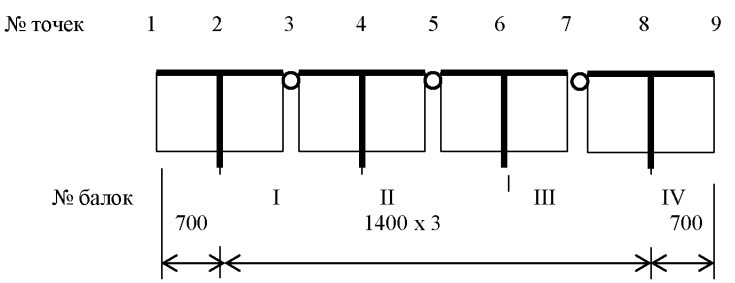


Таблица Б . 4

№ точек	$L_р$ = 8400 мм			$L_р$ = 11 100 мм			$L_р$ = 13 700 мм		
	Б - I	Б - II	Б-III	Б - I	Б - II	Б-III	Б - I	Б - II	Б-III
1	1,004	-0,032	0,090	0,939	0,044	0,067	0,799	0,159	0,086
2	0,756	0,238	0,036	0,727	0,257	0,039	0,638	0,295	0,086
3	0,482	0,534	-0,019	0,488	0,490	0,022	0,474	0,433	0,084
4	0,238	0,537	0,214	0,257	0,490	0,232	0,295	0,417	0,226
5	0,023	0,487	0,474	0,049	0,459	0,444	0,118	0,394	0,373
6	0,036	0,214	0,500	0,039	0,232	0,459	0,086	0,226	0,376
7	0,046	- 0,030	0,474	0,034	0,014	0,444	0,053	0,062	0,373
8	0,008	0,003	0,214	0,002	0,020	0,232	0,019	0,043	0,226
9	- 0,025	0,028	- 0,019	- 0,019	0,019	0,022	- 0,018	0,026	0,084
10	- 0,038	0,008	0,036	- 0,024	0,002	0,039	- 0,038	0,019	0,086
11	- 0,054	- 0,008	0,090	- 0,044	-0,006	0,067	- 0,055	0,0 1 0	0,086

№ точек	$L_р$ = 16 300 мм			$L_р$ = 21 600 мм		
	Б - I	Б - II	Б-III	Б - I	Б - II	Б-III
1	0.873	0.101	0.079	0.839	0.130	0.085
2	0,679	0,282	0,066	0,659	0,291	0,072
3	0,482	0,466	0,052	0,479	0,452	0,068
4	0,282	0,451	0,228	0,291	0.433	0,227
5	0,085	0,428	0,408	0,103	0,411	0,389
6	0,066	0,228	0,412	0,078	0,227	0,391
7	0,047	0,032	0,408	0,052	0,045	0,389
8	0,014	0,026	0,228	0,016	0,033	0,227
9	- 0,022	0,022	0,052	- 0,022	0,024	0,068
10	- 0,041	0,014	0,066	- 0,043	0,016	0,078
11	- 0,058	0,004	0,079	- 0,061	0,007	0,085

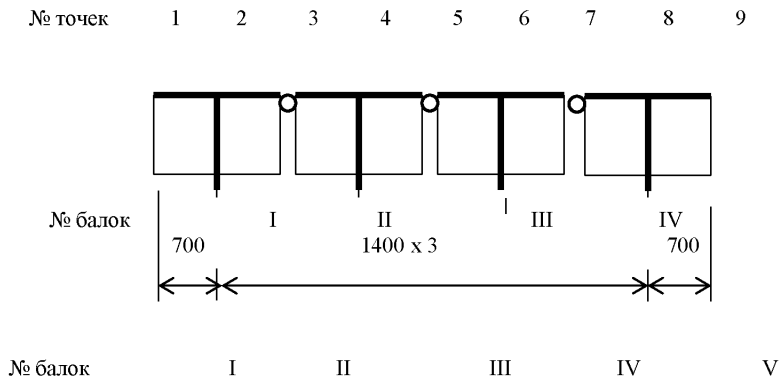


Таблица Б. 5

№ точек	$L_р$=8400 мм			$L_р$=11 100 мм			$L_р$=13 700 мм		
	Б-1	Б-П	Б-Ш	Б-1	Б-П	Б-Ш	Б-1	Б-П	Б-Ш
1	0,948	- 0,032	0,129	0,874	0,042	0,125	0,814	0,083	0,133
2	0,712	0,239	0,067	0,667	0,263	0,085	0,633	0,277	0, 1 03
3	0,457	0,533	0,002	0,457	0,496	0,038	0,452	0,474	0,065
4	0,239	0,534	0,213	0,264	0,487	0,222	0,277	0,462	0,223
5	0,044	0,485	0,459	0,078	0,455	0,423	0,106	0,433	0,396
6	0,067	0,213	0,477	0,085	0,222	0,427	0,103	0,223	0,396
7	0,085	- 0,030	0,445	0,089	0,003	0,408	0,096	0,023	0,381
8	0,057	0,005	0,182	0,064	0,015	0,187	0,072	0,024	- 0,004
9	0,028	0,036	- 0,051	0,036	0,028	- 0,019	0,001	0,013	0,024
10	- 0,006	0,016	0,005	- 0,003	0,014	0,015	-0 ,050	0,003	0,056
11	- 0,042	- 0,003	0,058	- 0,046	0,001	0,054	- 0,006	0,001	0,072
12	- 0,068	- 0,006	0,057	- 0,077	- 0,003	0,064	- 0,086	0,001	0,072
13	- 0,090	- 0,010	0,054	- 0,100	- 0,008	0,067	- 0,114	- 0,003	0,082

№ точек	$L_р$=16 300 мм			$L_р$=21 600 мм		
	Б-1	Б-П	Б-Ш	Б-1	Б-П	Б-Ш
1	0,997	0,061	-0,022	0,827	0,119	0,091
2	0,771	0,251	-0,008	0,650	0,281	0,082
3	0,513	0,452	0,026	0,467	0,446	0,075
4	0,251	0,455	0,251	0,282	0,433	0,233
5	0,012	0,447	0,466	0,099	0,415	0,392
6	-0,008	0,251	0,472	0,082	0,233	0,389
7	-0,020	0,057	0,463	0,066	0,053	0,380
8	-0,042	0,053	0,275 0,040		0,044	0,212
9	-0,057	0,048	0,085	0,014	0,036	0,044
10	-0,032	0,022	0,053	-0,010	0,019	0,044
11	0,011	-0,009	0,008	-0,033	0,001	0,045
12	0,060	-0,032	-0.042	-0,043	-0,010	0,040
13	0,085	-0,048	-0,073	-0,054	-0,020	0,037

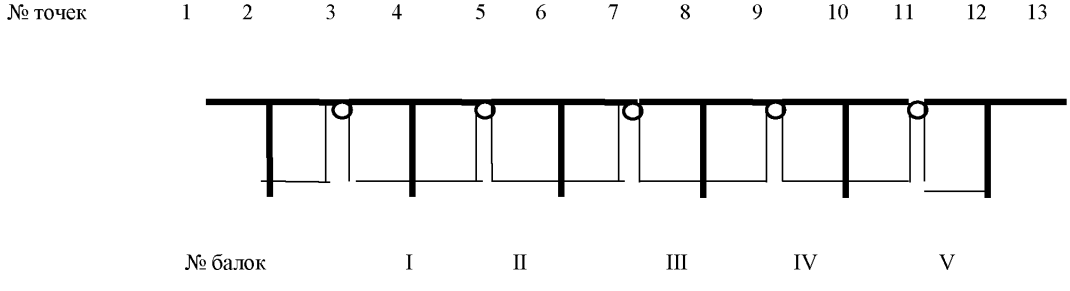
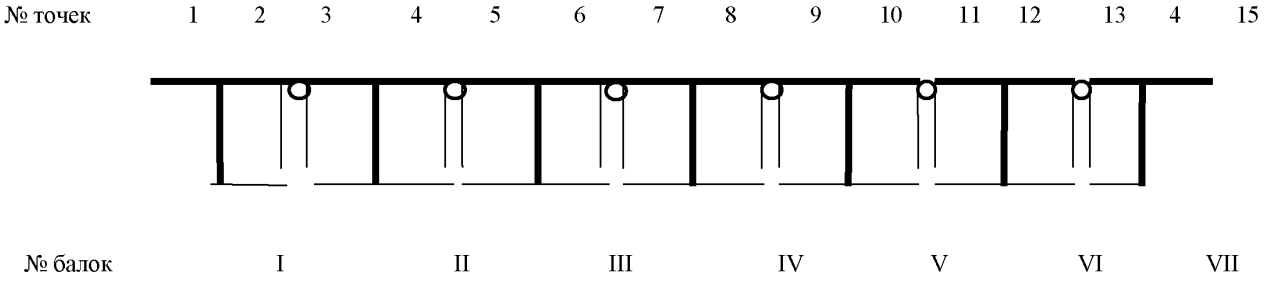


Таблица Б. 6.

№ точек	$L_р$ = 8400 мм				$L_р$ = 11 100 мм				$L_р$ = 13 700 мм			
	Б - I	Б - II	Б-III	Б-IV	Б - I	Б - II	Б-III	Б-IV	Б - I	Б - II	Б-III	Б-IV
1	0,836	- 0,055	0,188	0,151	0,862	0,013	0,125	0,086	0,516	0,072	0,109	0,082
2	0,025	0,220	0,112	0,132	0,655	0,246	0,083	0,080	0,632	0,262	0,088	0,074
3	0,398	0,521	0,029	0,109	0,438	0,490	0,039	0,072	0,443	0,459	0,007	0,064
4	0,221	0,531	0,222	0,021	0,246	0,489	0,230	0,028	0,262	0,454	0,236	0,039
5	0,066	0,490	0,448	- 0,071	0,000	0,463	0,435	- 0,017	0,087	0,437	0,410	0,016
6	0,112	0,222	0,454	0,142	0,086	0,230	0,430	0,186	0,088	0,236	0.406	0,195
7	0,153	- 0,016	0,410	0,386	0,099	0,011	0,414	0,401	0,090	0,040	0,391	0,379
8	0,132	0,021	0,142	0,411	0,080	0,028	0,186	0,413	0,074	0,039	0,195	0,384
9	0,110	0,052	- 0,094	0,386	0,060	0,044	- 0,029	0,401	0,057	0,039	0,004	0,379
10	0,076	0,032	- 0,038	0,142	0,037	0,029	- 0,001	0,186	0,034	0,027	0,013	0,195
11	0,041	0,012	0,013	- 0,071	0,014	0,013	0,026	- 0,017	0,011	0,015	0,024	0,016
12	- 0,025	- 0,001	0,032	0,021	- 0,021	0	0,029	0,028	- 0,020	0,001	0,027	0,039
13	- 0,094	- 0,015	0,053	0,109	- 0,057	- 0,013	0,031	0,072	- 0,052	- 0,013	0,031	0,064
14	- 0,141	- 0,025	0,076	0,132	- 0,080	- 0,021	0,037	0,080	- 0,071	- 0,020	0,034	0,074
15	- 0,182	- 0,035	0,097	0,151	- 0,100	- 0,029	0,042	0,086	- 0,089	- 0,027	0,037	0,082

Окончание таблицы Б. 6

№ точек	$L_р$=16 300 мм				$L_р$=21 600 мм			
	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-IV	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-IV
1	0,798	0,081	0,118	0,089	0,763	0,110	0,125	0,093
2	0,620	0,265	0,096	0,080	0,600	0,273	0,107	0,083
3	0,439	0,454	0,014	0,070	0,435	0,439	0,090	0,073
4	0,265	0,447	0,236	0,043	0,273	0,429	0,235	0,052
5	0,096	0,431	0,401	0,018	0,112	0,413	0,382	0,032
6	0,096	0,236	0,395	0,191	0,107	0,235	0,374	0,190
7	0,097	0,045	0,380	0,308	0,102	0,058	0,361	0,348
8	0,079	0,043	0,191	0,371	0,083	0,052	0,897	0,350
9	0,061	0,043	0,006	0,368	0,063	0,046	0,020	0,348
10	0,037	0,030	0,015	0,191	0,037	0,033	0,024	0,190
11	0,012	0,016	0,026	0,018	0,011	0,018	0,030	0,032
12	-0,022	0,001	0,030	0,043	-0,023	0,002	0,033	0,052
13	-0,056	-0,014	0,033	0,070	-0,057	-0,015	0,035	0,073
14	-0,077	-0,022	0,037	0,080	-0,078	-0,023	0,037	0,083
15	-0,096	-0,029	0,039	0,089	-0,098	-0,031	0,039	0,093



Приложение В

(рекомендуемое)

Таблицы узловых ординат поперечных линий влияния для случая нарушения жесткости крайних и соседних с ними балок выпуска 56,56Д и 710/ СДП

Таблицы ординат поперечных линий влияния пролетных строений при различных соотношениях жесткости балок (для середины пролета)

(т. п. 56, вариант 1)

№ точек	$L_р$=11,1 м						
	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-IV	Б-V	Б-VI	Б-VII
!	0,645	0,510	0,079	-0,077	-0,091	-0,055	-0,011
2	0,506	0,488	0,140	-0,017	-0,055	-0,043	-0,018
3	0,367	0,463	0,200	0,044	-0,019	-0,031	-0,025
4	0,243	0,417	0,258	0,109	0,022	-0,016	-0,032
5	0,142	0,345	0,306	0,176	0,067	0,002	-0,037
6	0,070	0,258	0,321	0,241	0,121	0,029	-0,039
7	0,020	0,176	0,297	0,297	0,181	0,064	-0,033
8	-0,008	0,109	0,241	0,318	0,243	0,112	-0,014
9	-0,023	0,057	0,179	0,298	0,297	0,170	0,023
10	-0,027	0,022	0,121	0,243	0,317	0,236	0,089
11	-0,026	-0,002	0,070	0,178	0,295	0,300	0,186
12	-0,022	-0,016	0,029	0,112	0,236	0,338	0,323
13	-0,016	-0,025	-0,007	0,048	0,166	0,343	0,491
14	-0,009	-0,032	-0,039	-0,014	0,089	0,323	0,682
15	-0,002	-0,038	-0,070	-0,075	0,012	0,298	0,875

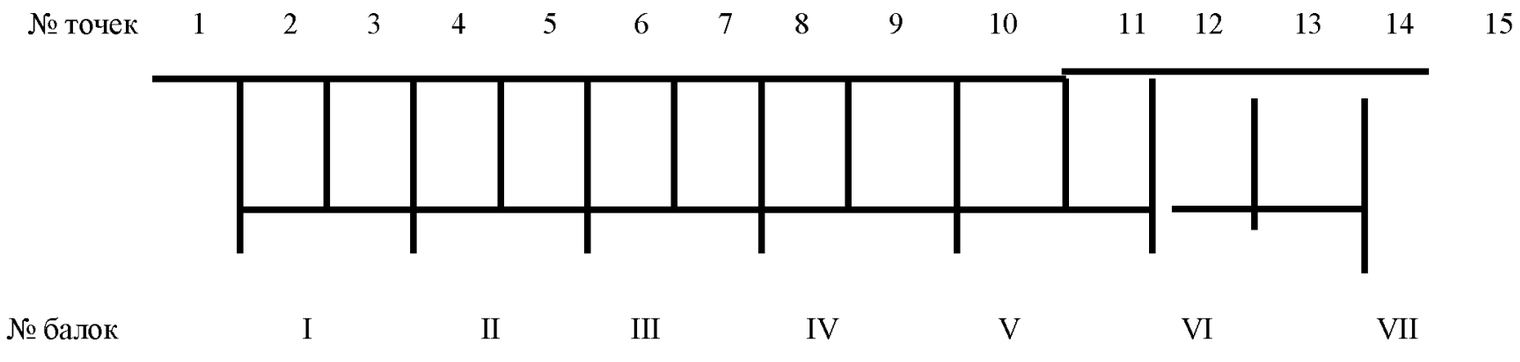
Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-IV	Б-V	Б-VI	Б-VII
0,573	0,520	0,138	-0,036	-0,082	-0,070	-0,042
0,459	0,485	0,178	0,016	-0,044	-0,052	-0,043
0,346	0,448	0,219	0,069	- 0,005	-0,034	-0,043
0,243	0,398	0,256	0,123	0,035	-0,013	-0,043
0,156	0,332	0,286	0,177	0,079	0,010	-0,040
0,090	0,256	0,292	0,228	0,127	0,040	-0,033
0,040	0,184	0,271	0,269	0,178	0,075	- 0,017
0,008	0,123	0,228	0,283	0,226	0,120	0,011
-0,012	0,073	0,178	0,268	0,267	0,171	0,055
-0,022	0,035	0,127	0,226	0,282	0,227	0,123
-0,026	0,007	0,081	0,175	0,268	0,281	0,214
-0,026	-0,013	0,040	0,120	0,227	0,319	0,334
-0,024 -	-0,029 -	0,002	0,065	0,178	0,334	0,475
0,022	0,043	-0,033	0,011	0,123	0,334	0,628
-0,019	-0,056	-0,067	-0,042	0,069	0,331	0,783

$L_р$=13,6 м

Окончание

№ точек	$L_р$=16,3 м						
	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-IV	Б-V	Б-VI	Б-VII
1	0,516	0,527	0,189	0,006	- 0,069	- 0,087	- 0,084
2	0,422	0,484	0,213	0,049	- 0,031	- 0,062	- 0,075
3	0,329	0,439	0,236	0,092	0,008	- 0,038	- 0,066
4	0,243	0,387	0,257	0,135	0,047	- 0,012	- 0,057
5	0,167	0,324	0,272	0,178	0,088	0,016	- 0,044
6	0,107	0,257	0,271	0,215	0,130	0,048	- 0,027
7	0,059	0,192	0,251	0,244	0,172	0,084	- 0,003
8	0,025	0,135	0,215	0,254	0,211	0,126	0,034
9	0,000	0,086	0,174	0,242	0,242	0,172	0,083
10	- 0,015	0,047	0,130	0,211	0,255	0,221	0,151
11	- 0,026	0,014	0,088	0,171	0,247	0,269	0,236
12	- 0,031	- 0,012	0,048	0,126	0,221	0,306	0,343
13	- 0,035	- 0,035	0,010	0,080	0,188	0,329	0,464
14	- 0,038	- 0,057	- 0,027	0,034	0,151	0,342	0,594
15	- 0,040	- 0,077	- 0,063	- 0,012	0,113	0,354	0,726

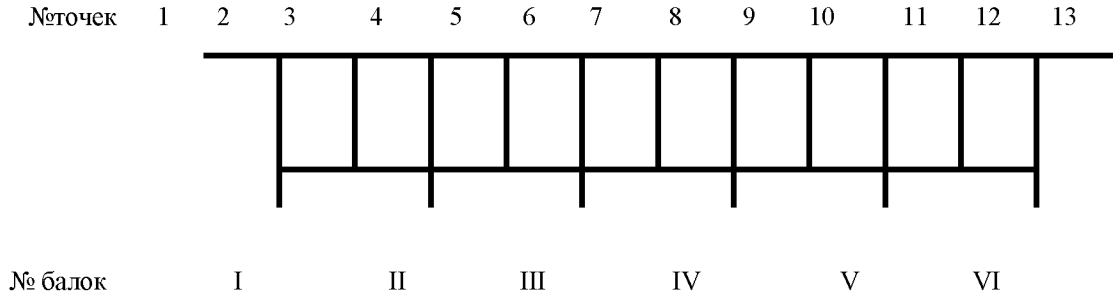
$L_р$=21,6 м						
Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-IV	Б-V	Б-VI	Б-VII
0,468	0,519	0222	0,043	- 0,048	- 0,031	- 0,113
0,389	0,474	0,235	0,077	- 0,014	- 0,064	- 0,097
0,311	0,428	0,247	0,111	0,021	- 0,037	- 0,080
0,238	0,376	0,257	0,144	0,056	- 0,009	- 0,062
0,172	0,318	0,262	0,176	0,093	0,021	- 0,042
0,118	0,257	0,256	0,205	0,129	0,053	- 0,018
0,073	0,197	0,236	0,226	0,165	0,089	0,013
0,039	0,144	0,205	0,232	0,198	0,129	0,053
0,012	0,097	0,168	0,223	0,224	0,172	0,104
- 0,007	0,056	0,129	0,198	0,236	0,217	0,170
- 0,021	0,021	0,091	0,166	0,234	0,261	0,249
- 0,032	- 0,009	0,053	0,129	0,217	0,297	0,344
- 0,041	- 0,036	0,017	O.C92	0,195	0,324	0,449
- 0,048	- 0,062	- 0,018	0.053	0,170	0,344	0,562
- 0,056	- 0,088	- 0,053	0,015	0,144	0,362	0,675



(т. п. 56, вариант 1)

№ точек	$L_р$=11,1 м						$L_р$=13,6 м					
	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-IV	Б-V	Б-VI	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-IV	Б-V	Б-VI
1	0,646	0,510	0,080	- 0,076	- 0,094	- 0,066	0,668	0,465	0,080	- 0,073	- 0,088	- 0,053
2	0,507	0,489	0,142	- 0,016	- 0,060	- 0,062	0,517	0,465	0,141	- 0,014	- 0,058	- 0,051
3	0,369	0,465	0203	0,046	- 0,026	- 0,057	0,366	0,462	0,202	0,045	- 0,027	- 0,048
4	0,245	0,420	0,262	0,110	0,013	- 0,050	0,233	0,454	0,259	0,109	0,008	- 0,043
5	0,143	0,349	0,311	0,178	0,057	- 0,038	0,144	0,351	0,303	0,179	0,054	- 0,031
6	0,071	0,262	0,326	0,244	0,110	- 0,013	0,071	0,259	0,326	0,250	0,106	- 0,012
7	0,021	0,179	0,302	0,299	0,172	- 0,027	0,014	0,175	0,319	0,309	0,166	0,020
8	- 0,008	0,110	0,244	0,320	0,239	- 0,095	- 0,007	0,109	0,250	0,313	0,242	0,095
9	- 0,024	0,055	0,177	0,298	0,303	- 0,191	- 0,022	0,052	0,176	0,291	0,318	0,184
10	- 0,030	0,013	0,110	0,239	0,342	- 0,326	- 0,029	0,008	0,106	0,242	0,364	0,309
11	- 0,032	- 0,021	0,047	0,169	0,347	- 0,490	- 0,028	- 0,019	0,046	0,169	0,343	0,488
12	- 0,031	- 0,050	- 0,013	0,095	0,326	- 0,673	- 0,026	- 0,043	- 0,012	0,094	0,309	0,677
13	- 0,030	- 0,077	- 0,072	0,020	0,301	- 0,857	- 0,023	- 0,066	- 0,068	0,020	0,272	0,866

№ точек	$L_р$=16,3 м						$L_р$=16,3 м					
	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-IV	Б-V	Б-VI	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-IV	Б-V	Б-VI
1	0,506	0,552	0,201	0,002	-0,100	-0,161	0,481	0,536	0,228	0, 03 1	-0, 093	-0,183
2	0,415	0,505	0 ,225	0,045	-0,059	-0 130	0,400	0,489	0,240	0, 066	-0,052	-0,144
3	0,324	0,457	0,245	0,089	-0,017	-0,098	0,320	0,441	0,252	0 ,102	-0,011	-0,104
4	0,240	0,401	0,264	0 ,132	0,026	-0,064	0,245	0,387	0,261	0 ,157	0,032	-0,062
5	0 ,166	0,336	0,278	0 ,175	0,071	-0,026	0 ,177	0,326	0,266	0 ,172	0,075	-0,017
6	0,106	0,264	0,275	0,214	0 ,120	0,021	0,120	0,261	0,258	0,203	0,122	0,036
7	0,058	0 ,195	0,253	0,245	0 ,171	0,078	0,072	0,197	0,237	0,228	0,170	0,096
8	0,022	0,132	0,214	0,257	0,223	0,152	0,033	0,137	0,203	0,239	0,218	0,169
9	№ балок		I		II	III	IV		V	VI		VII
10	-0,028	0,026	0,120	0,223	0,311	0,349	-0,026	0,032	0 ,122	0,218	0,303	0,352
11	-0,046	-0,020	0,070	0 ,189	0,335	0,472	-0,050	-0,016	0,079	0 ,195	0,331	0,462
12	-0,062	-0,064	0,021	0 ,152	0,349	0,604	-0,072	-0,062	0,036	0 ,169	0,352	0,577
13	-0,077	-0,106	-0,028	0 ,114	0,361	0,736	-0,094	-0,107	-0, 007	0 ,142	0,372	0,694

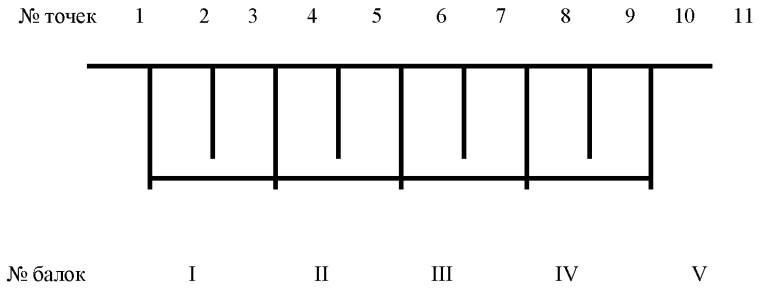


(т. п. 56, вариант 1)

№ точек	$L_р$=11,1 м					$L_р$=13,6 м				
	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-IV	Б-V	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-IV	Б-V
1	0,652	0,520	0,083	-0,095	-0,161	0,590	0,543	0,142	-0 074	-0,20 1
2	0,513	0,500	0,145	-0,133	-0,125	0,474	0,507	0 ,183	-0,016	-0,119
3	0,374	0,475	0,208	0,030	-0,087	0,360	0,468	0,225	0,043	-0,095
4	0,250	0,429	0,266	0,097	-0,042	0,254	0,415	0 ,263	0,104	-0,036
5	0,147	0,357	0,315	0,168	0,013	0,163	0,345	0,293	0,167	0,032
6	0,073	0,266	0,330	0,241	0,091	0,092	0,265	0,299	0,230	0,116
7	0,019	0,177	0,303	0,308	0,193	0,035	0,181	0 ,277	0,289	0,218
8	-0,017	0,097	0,241	0,347	0,332	-0,008	0,104	0,230	0,328	0,345
9	-0,042	0,024	0,168	0,352	0,498	-0,044	0,032	0,175	0,345	0,491
10	-0,062	-0,042	0,090	0,332	0,683	-0,075	-0,036	0,116	0,315	0,649
11	-0,081	-0,107	0,013	0,308	0,868	-0,105	-0,103	0,056	0,311	0,808

Окончание

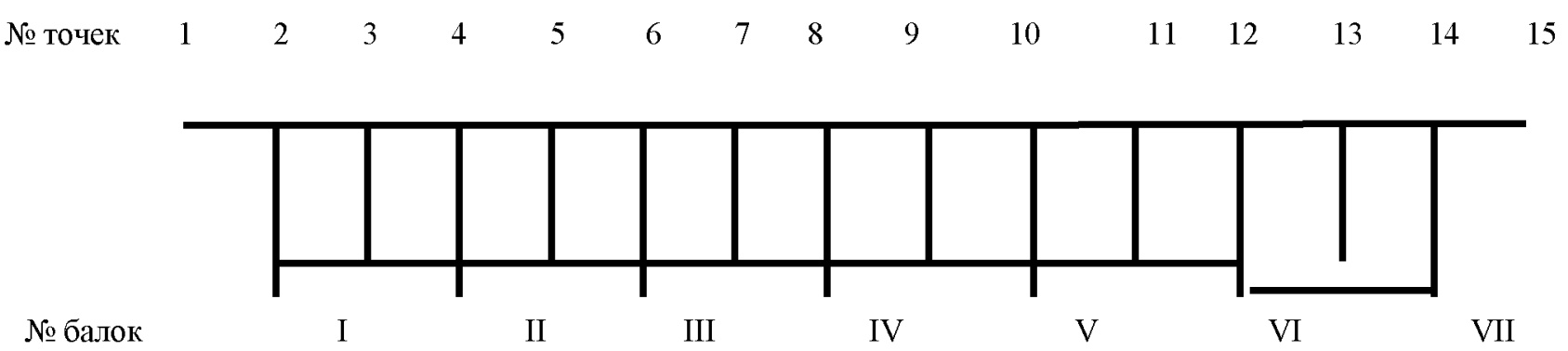
№ точек	$L_р$=16,3 м					$L_р$=16,3 м				
	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-IV	Б-V	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-IV	Б-V
1	0,549	0,566	0,189	-0,060	-0,245	0,514	0,569	0,216	-0,044	-0,253
2	0,450	0,517	0,214	-0,005	-0,176	0,427	0,516	0,231	0,008	-0,181
3	0,351	0,467	0,238	0,051	-0,107	0,340	0,461	0,215	0,059	-0,105
4	0,259	0,408	0,260	0,107	-0,034	0,257	0,400	0 ,258	0,112	-0,027
5	0,177	0,338	0,276	0,165	0,045	0,182	0,332	0,266	0,165	0,056
6	0,107	0,260	0,276	0,222	0,135	0,115	0,258	0 ,262	0,217	0,147
7	0,048	0,182	0,257	0,275	0,238	0,056	0,181	0,246	0,266	0,248
8	-0,002	0,107	0,222	0,315	0,358	0,004	0,112	0,217	0 ,307	0,361
9	-0,047	0,035	0,180	0,342	0,490	-0,045	0,041	0 ,183	0,338	0,482
10	-0,088	-0,034	0,135	0,358	0,630	-0 090	-0,027	0 ,147	0,361	0 ,609
11	-0,129	-0,103	0,090	0,371	0,771	-0,135	-0,095	0,111	0,342	0,737



(т. п. 56, вариант 2)

№ точек	$L_р$=11,1 м				$L_р$=13,6 м			
	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-IV	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-IV
1	0,645	0,510	0,080	- 0,076	0,573	0,521	0,139	- 0,036
2	0,506	0,489	0,140	- 0,016	0,460	0,486	0,179	0,016
3	0,367	0,463	0,201	0,045	0,347	0,450	0,220	0,069
4	0,244	0,418	0,259	0,109	0,244	0,399	0,257	0,123
5	0,142	0,346	0,307	0,176	0,156	0,333	0,287	0,177
6	0,070	0,259	0,322	0,241	0,090	0,257	0,293	0,228
7	0,020	0,176	0,297	0,296	0,040	0,185	0,272	0,269
8	- 0,008	0,109	0,241	0,317	0,008	0,123	0,228	0,284
9	- 0,023	0,056	0,178	0,296	- 0,013	0,071	0,176	0,269
10	- 0,028	0,019	0,117	0,241	- 0,024	0,032	0,124	0,228
11	- 0,028	- 0,007	0,064	0,176	- 0,030	0,000	0,076	0,177
12	- 0,024	- 0,024	0,019	0,109	- 0,031	- 0,024	0,032	0,123
13	- 0,019	- 0,037	- 0,020	0,045	- 0,032	- 0,044	- 0,009	0,069
14	- 0,014	- 0,048	- 0,056	- 0,016	- 0,031	- 0,063	- 0,048	0,016
15	- 0009	- 0,058	- 0,091	- 0,076	- 0,031	- 0,041	- 0,086	- 0,036

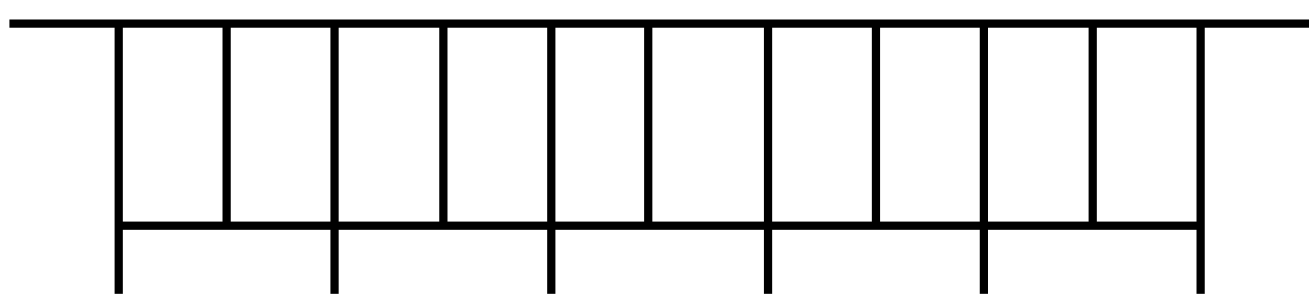
№ точек	$L_р$=16,3 м				$L_р$=21,6 м			
	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-IV	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-IV
1	0,519	0,531	0,190	0,004	0,472	0524	0,223	0,039
2	0,424	0,487	0,214	0,047	0,392	0,478	0,236	0,073
3	0,331	0,442	0,237	0,091	0,313	0,431	0,248	0,108
4	0,244	0,389	0,258	0,134	0,240	0,379	0,258	0,142
5	0,168	0,326	0,273	0,177	0,173	0,320	0,263	0,175
6	0,107	0,258	0,271	0,215	0,118	0,258	0,256	0,204
7	0,059	0,192	0,251	0,245	0,072	0,197	0,236	0,227
8	0,024	0,134	0,215	0,255	0,037	0,142	0,204	0,234
9	- 0,002	- 0,083	0,172	0,245	0,009	0,092	0,167	0,227
10	- 0,019	0,041	0 127	0,215	- 0,013	0,049	0,127	0,204
11	- 0,032	0,005	0,083	0,177	- 0,030	0,011	0,088	0,175
12	- 0,040	- 0,026	0,041	0,134	- 0,044	- 0,024	0,049	0,142
13	- 0,047	- 0,054	0,001	0,091	- 0,056	- 0,056	0,012	0,108
14	- 0,054	- 0,081	- 0,039	0,047	- 0,067	- 0,087	- 0,025	0,073
15	- 0,060	- 0,107	- 0,078	0,004	- 0,079	- 0,117	- 0,062	0,039



(т. п. 56, вариант 2)

№ точек	$L_р$=11,1 м			$L_р$=13,6 м			$L_р$=16,3 м			$L_р$=21,6 м		
	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-I	Б-П	Б-Ш
1	0,648	0,512	0,081	0,669	0,467	0,081	0,514	0,560	0,199	0,490	0,545	0,224
2	0,508	0,491	0,142	0,518	0,466	0,142	0,421	0,512	0,221	0,408	0,496	0,237
3	0,370	0,467	0,204	0,367	0,464	0,203	0,329	0,462	0,224	0,326	0,446	0,249
4	0,246	0,422	0,263	0,234	0,435	0,260	0,243	0,404	0,264	0,248	0,390	0,260
5	0,144	0,350	0,311	0,144	0,352	0,303	0,167	0,337	0,277	0,178	0,327	0,265
6	0,071	0,263	0,327	0,071	0,260	0,326	0,105	0,264	0,275	0,119	0,260	0,259
7	0,020	0,178	0,301	0,014	0,172	0,319	0,054	0,192	0,254	0,067	0,193	0,240
8	- 0,010	0,107	0,243	- 0,009	0,106	0,249	0,014	0,125	0,217	0,025	0,130	0,208
9	- 0,028	0,048	0,175	- 0,025	0,046	0,175	- 0,018	0,064	0,172	- 0,012	0,071	0,170
10	- 0,038	0,001	0,107	- 0,035	- 0,002	0,103	- 0,045	0,008	0,125	- 0,044	0,016	0,130
11	- 0,043	- 0,040	0,042	- 0,037	- 0,035	0,041	- 0,068	- 0,044	0,077	- 0,073	- 0,037	0,090
12	- 0,046	- 0,075	- 0,020	- 0,039	- 0,065	- 0,018	- 0,091	- 0,094	0,030	- 0,101	- 0,088	0,049
13	- 0,050	- 0,110	- 0,081	- 0,040	- 0,095	- 0,077	- 0,112	- 0,143	- 0,016	- 0,129	- 0,138	0,009

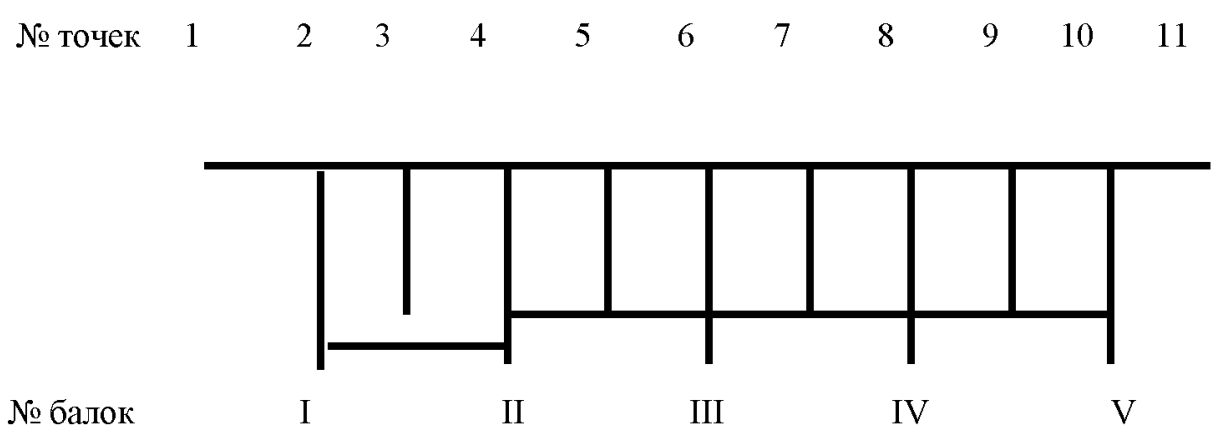
№ балок I II III IV V VI VII



№ балок I II III IV V VI

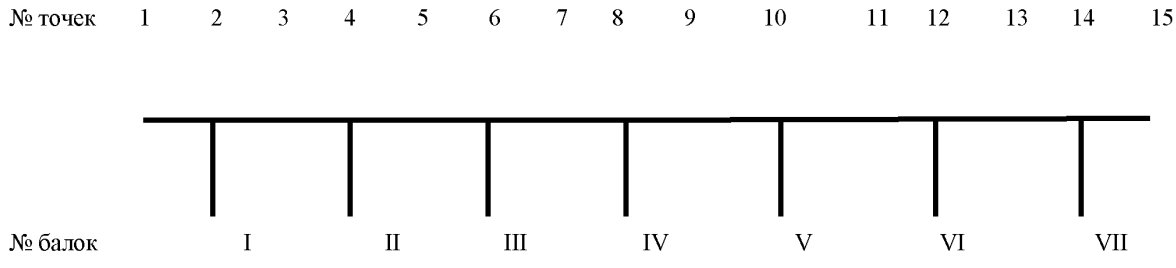
(т. п. 56, вариант 2)

№ точек	$L_р$ = 11,1 м			$L_р$ = 13,6 м			$L_р$ = 16,3 м			$L_р$ = 21,6 м		
	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-I	Б-П	Б-Ш
1	0,660	0,526	0,072	0,600	0,548	0,125	0,565	0,573	0,165	0,531	0,575	0,189
2	0,519	0,504	0,137	0,482	0,510	0,171	0,462	0,522	0,197	0,439	0,520	0,212
3	0,379	0,478	0,202	0,365	0,470	0,217	0,359	0,470	0,228	0,347	0,463	0,234
4	0,252	0,431	0,264	0,256	0,416	0,260	0,262	0,409	0,257	0,259	0,401	0,255
5	0,147	0,357	0,316	0,162	0,344	0,296	0,174	0,337	0,281	0,178	0,331	0,272
6	0,068	0,264	0,336	0,086	0,260	0,309	0,099	0,257	0,289	0,106	0,255	0,278
7	0,010	0,171	0,316	0,023	0,175	0,296	0,032	0,176	0,281	0,040	0,179	0,272
8	-0,032	0,086	0,264	-0,027	0,095	0,260	-0,026	0,098	0,257	-0,020	0,104	0,255
9	-0,066	0,008	0,202	-0,070	0,019	0,217	-0,079	0,023	0,228	-0,076	0,031	0,234
10	-0,095	-0,065	0,137	0,117	-0,053	0,171	-0,129	-0,051	0,197	-0,131	-0,040	0,212
11	-0,123	-0,136	0,072	-0,149	-0,124	0,125	-0,179	-0,124	0,165	-0,184	-0,111	0,189



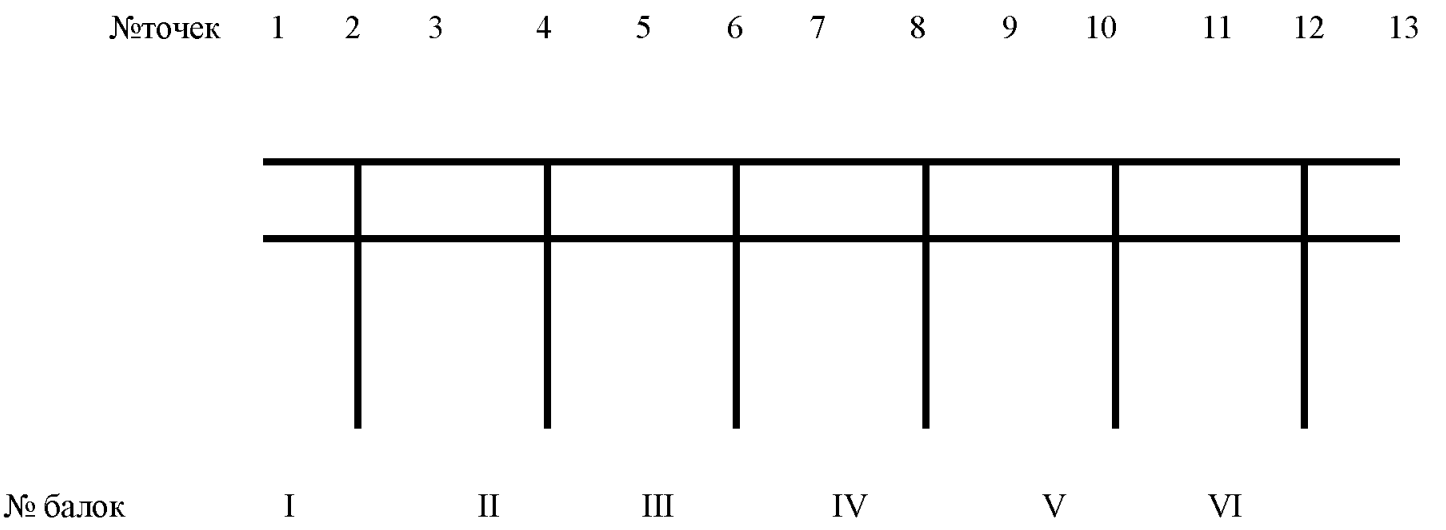
(т. п. 56 Д, вариант 2)

№ точек	$L_р$ = 11,1 м				$L_р$ = 13,6 м				$L_р$ = 16,3 м			
	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-IV	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-IV	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-IV
1	0,872	0,202	-0,051	-0,022	0,801	0.267	-0,033	-0,029	0,722	0,300	0,004	-0,019
2	0,660	0,356	0,007	-0,018	0,613	0,384	0,030	-0,018	0,568	0.392	0,056	-0,008
3	0,403	0,527	0,087	-0,010	0,390	0,51 1	0,112	-0.002	0.374	0,497	0,127	0,009
4	0,178	0,589	0,227	0,018	0,192	0,547	0,239	0,034	0.196	0,526	0,238	0,045
5	0,052	0,445	0,429	0,085	0,070	0,425	0,405	0,105	0,085	0,410	0,387	0,113
6	0,003	0.226	0,539	0,223	0,015	0,239	0,490	0,232	0,028	0,238	0,465	0,228
7	-0,011	0,084	0,427	0,426	-0,006	0,105	0,401	0.400	0,003	0, 115	0,382	0,382
8	-0,009	0,018	0,222	0,537	-0,009	0,034	0,2,32	0,487	-0,004	0,045	0,228	0,462
9	-0,005	-0,006	0,085	0,426	-0,007	0,002	0,105	0,400	-0,005	0,011	0,113	0,381
10	-0,002	-0,008	0,020	0,222	-0,004	-0,007	0,035	0,232	-0,003	-0,001	0,045	0,228
11	-0,001	-0,006	-0,005	0,085	-0,002	-0,007	0,003	0,105	-0,002	-0,004	0,012	0,113
12	0,000	-0,003	-0,008	0,018	0,000	-0,005	-0,007	0,034	-0,001	-0,004	-0,001	0,045
13	0,000	-0,001	-0,007	-0,010	0,000	-0,002	-0,009	-0,002	0,000	-0,003	-0,005	0,009
14	0,000	0,000	-0,004	-0,018	0,000	-0,001	-0,008	-0,018	0,000	-0,002	-0,006	-0,008
15	0,000	0,001	-0,002	-0,022	0,000	0,000	-0,006	-0,029	0,000	-0,001	-0,007	-0,019



(т. п. 56 Д, вариант 2)

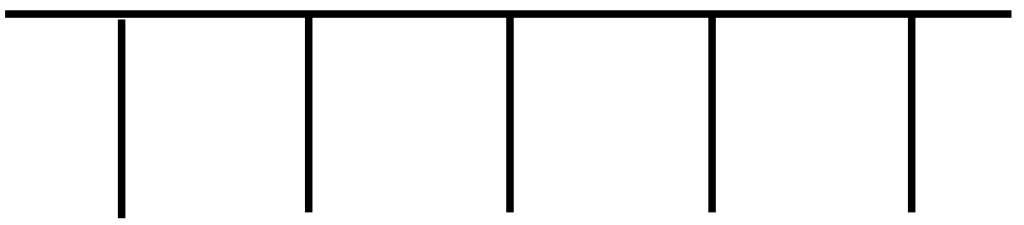
№ точек	$L_р$ = 11,1 м			$L_р$ = 13,6 м			$L_р$ = 16,3 м		
	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-I	Б-П	Б-Ш
1	0,872	0,202	-0,057	0,966	0,095	-0,040	0,722	0,300	0,004
о	0,660	0,356	0,007	0,751	0,244	0,021	0,568	0,392	0,056
3	0,403	0,527	0,087	0,488	0,415	0,104	0,374	0,497	0,127
4	0,178	0,589	0,227	0,244	0,497	0,234	0,196	0,526	0,238
5	0,052	0,445	0,429	0,092	0.405	0,403	0,085	0,410	0,387
6	0,003	0,227	0,539	0,021	0,234	0,489	0,028	0,238	0,465
7	-0,011	0,084	0,427	-0,007	0,106	0,401	0,003	0,115	0,382
8	-0,009	0,018	0,223	-0,011	0,036	0,232	-0,004	0,045	0,228
9	-0,005	-0,006	0,085	-0,009	0,003	0,106	-0,005	0,011	0,113
10	-0,002	-0,009	0,018	-0,005	-0,006	0,036	-0,003	-0,002	0,045
11	0,000	-0,007	-0,010	-0,002	-0,007	0,002	-0,002	-0,006	0,009
12	0,000	-0,004	-0,018	0,000	-0,005	-0,011	-0,001	-0,007	-0,008
13	0,001	-0,002	-0,022	0,00 1	-0,003	-0,019	0,000	-0,007	-0,019



(т. п. 56, вариант 2)

№ точек	$L_р$=11,1 м			$L_р$=13,6 м			$L_р$=16,3 м		
	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-I	Б-П	Б-Ш
1	0,872	0,202	- 0,051	0,801	0,267	- 0,033	0,722	0,300	0,004
2	0,660	0,356	0,006	0,613	0,384	0,029	0,568	0,392	0,055
3	0,403	0,527	0,087	0,390	0,511	0,112	0,374	0,097	0,127
4	0,178	0,589	0,227	0,192	0,547	0,239	0,196	0,526	0,238
5	0,052	0,445	0,430	0,070	0,126	0,106	0,085	0,410	0,388
6	0,003	0,227	0,540	0,015	0,239	0,492	0,028	0,238	0,168
7	- 0,011	0,083	0,430	- 0,007	0,105	0,106	0,005	0,115	0,588
8	- 0,010	0,016	0,227	- 0,010	0,031	0,239	- 0,005	0,044	0,258
9	- 0,006	- 0,011	0,087	- 0,009	- 0,005	0,112	- 0,006	0,008	0,127
10	- 0,003	- 0,019	0,006	- 0,006	- 0,020	0,029	- 0,006	- 0,010	0,055
11	- 0,001	- 0,025	- 0,051	- 0,004	- 0,030	0,055	- 0,005	- 0,021	0,004

№ точек 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11

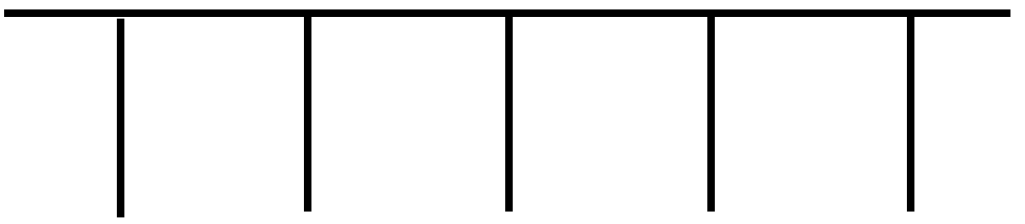


№ балок I II III IV V

(т. п. 710/5, вариант 2)

№ точек	$L_р$=11,4 м			$L_р$=14,4 м		
	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-I	Б-П	Б-Ш
1	0,941	0,154	- 0,073	0,811	0,274	- 0,041
2	0,694	0,339	- 0,010	0,611	0390	0,031
3	0,408	0,538	0,076	0,387	0,508	0,120
4	0,169	0,608	0,225	0,194	0,536	0,245
5	0,040	0,457	0,443	0,072	0,422	0,401
6	- 0,005	0,225	0,559	0,015	0,245	0,478
7	- 0,015	0,075	0,443	0,008	0,112	0,401
8	- 0,011	0,009	0,225	- 0,012	0,036	0,245
9	- 0,006	- 0,016	0,076	- 0,011	- 0,004	0,120
10	- 0,002	- 0,021	- 0,010	- 0,008	- 0,024	0,031
11	0,001	- 0,023	- 0,073	- 0,005	- 0,038	- 0,041

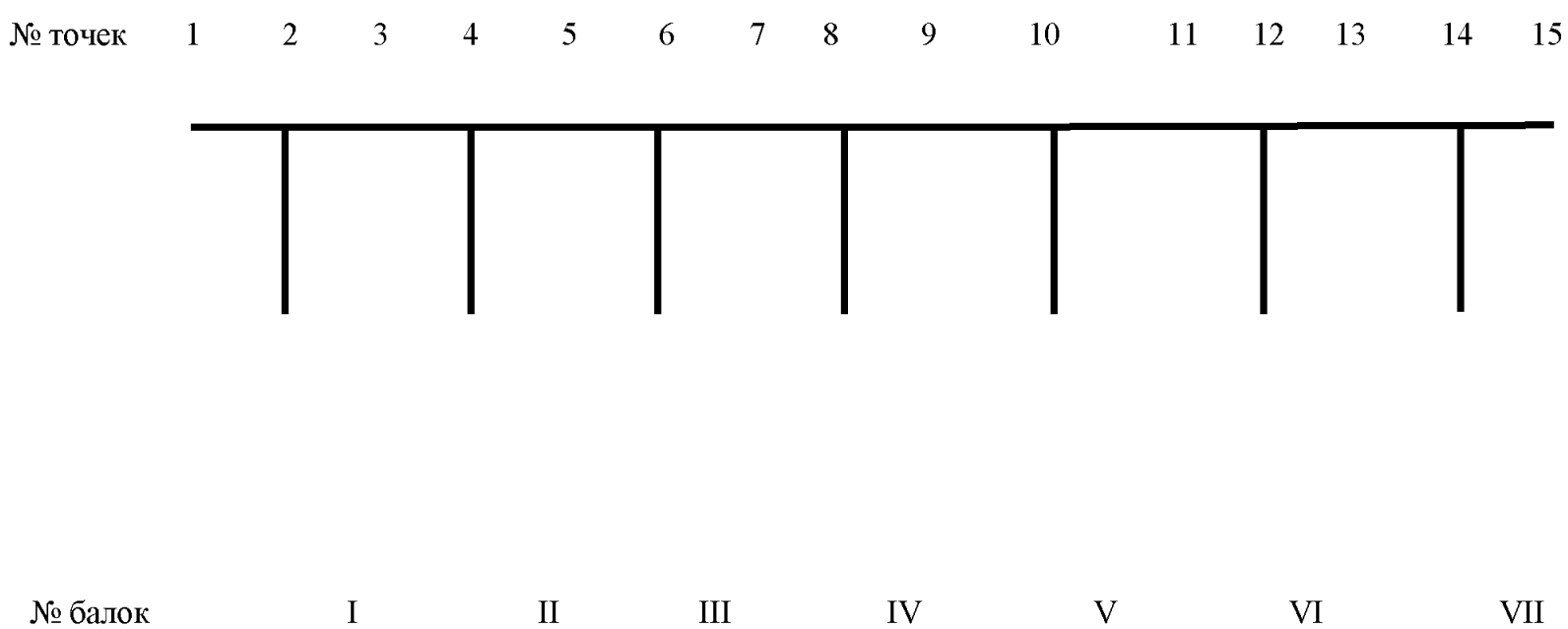
№ точек 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11



№ балок I II III IV V

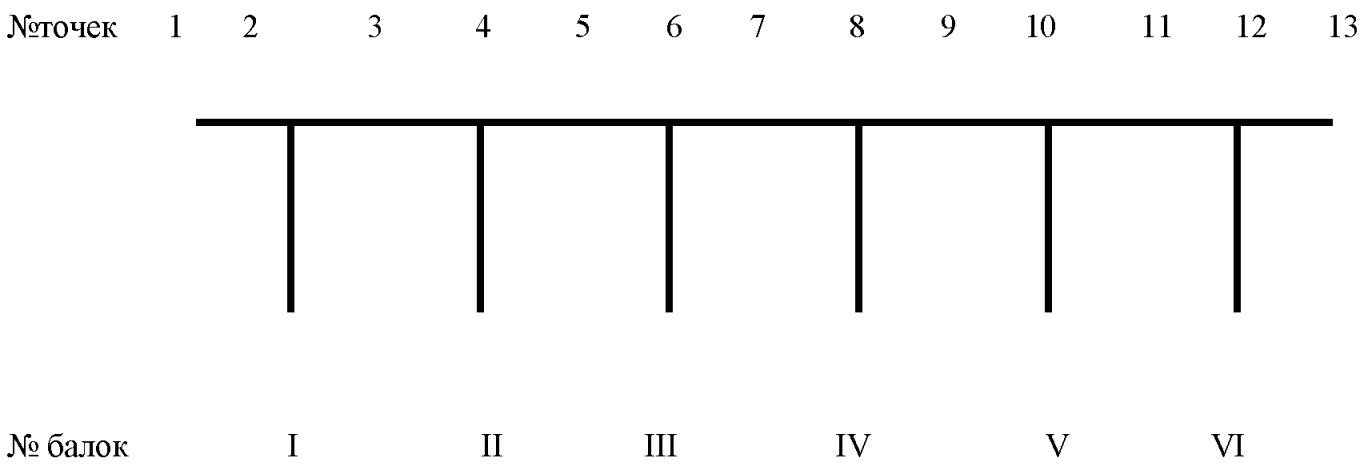
(т. п. 710/5, вариант 2)

№ точек	$L_р$ = 11,4 м				$L_р$ = 14,4 м			
	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-IV	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-IV
1	0,941	0,154	-0,073	-0,023	0,811	0,274	-0,041	-0,036
2	0,694	0,339	-0,009	-0,020	0,611	0,589	0,031	-0,021
3	0,408	0,538	0,076	-0,015	0,387	0,508	0,120	-0,001
4	0,169	0,608	0,225	0,011	0,194	0,356	0,245	0,039
5	0,040	0,457	0,442	0,077	0,072	0,421	0,399	0,112
6	-0,005	0,225	0,558	0,221	0,016	0,215	0,174	0,236
7	-0,014	0,075	0,439	0,439	-0,007	0,113	0,394	0,393
8	-0010	0,011	0,221	0 ,556	-0,011	0,039	0,236	0,471
9	-0 003	-0,010	0,077	0,439	-0,008	0,004	0,112	0,393
10	-0,002	-0,010	0,013	0,221	-0,005	-0,007	0,041	0,236
11	0,000	-0,006	-0,010	0,077	-0,002	-0,008	0,005	0,112
12	0,000	-0,003	-0,009	0,011	-0,001	-0,006	-0,007	0,039
13	0,000	-0,001	-0,007	-0013	0,000	-0,003	-0,010	-0,001
14	0,000	0,000	-0,003	-0,020	0,000	-0,001	0,000	-0,021
15	0,000	0,001	0,000	-0,023	0,001	-0,010	-0,009	-0,036



(т. п. 710/5, вариант 2)

№ точек	$L_р$ = 11,4 м			$L_р$ = 14,4 м		
	Б-I	Б-П	Б-Ш	Б-I	Б-П	Б-Ш
1	0,941	0,154	-0,073	0,811	0,274	-0,041
2	0,694	0,339	-0,009	0,611	0,389	0,031
3	0,408	0,538	0,076	0,387	0,508	0,120
4	0,169	0,608	0,225	0,194	0,536	0,245
5	0,040	0,457	0,442	0,072	0,421	0,400
6	-0,005	0,225	0,558	0,016	0,245	0,475
7	-0014	0,075	0,439	-0,007	0,113	0,395
8	-0,010	0,011	0,222	-0,011	0,039	0,237
9	-0,005	-0010	0,077	-0,009	0,003	0,112
10	-0,002	-0011	0,011	-0,005	-0,008	0,039
11	0,000	-0007	-0,015	-0,002	-0011	-0,001
12	0,001	-0003	-0,020	0,000	-0010	-0,021
13	0,001	0,000	-0,023	0,001	-0,009	-0,036



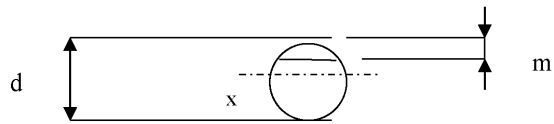
Приложение Г

(справочное)

Геометрические характеристики сечений элементов деревянных мостов

Таблица Г 1

Моменты инерции I и моменты сопротивления W бревен при одностороннем загнивании сверху



Диаметр, см	Обозначение	Глубины загнивания m, см															
		1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
14	***I*** W	1 466 225,5	1 116 185.9	828,7 149,3	579,8 119,6	416,3 92,5	277,5 69,4	175,1 50									
15	**I** *W*	1 965 280,8	1 527 234,8	1 161 193,9	862,2 156,8	621,7 124.3	432,7 96,2	288,3 72									
16	**I** *W*	2 583 345	2 042 292	1 585 244	1 206 201	894 163	645 129	448 100	299 75								
17	**I** *W*	3 336 420	2 078 357	2 116 302	1 642 253	1 248 208	926 168	667 133	464 103								
18	**I** *W*	4 243 490	3 451 431	2 769 369	2 187 312	1 697 261	1 289 215	956 174	688 138	478 105							
19	**I** *W*	5 323 592	4 382 516	3 563 445	2 857 381	2 256 322	1 750 269	1 329 222	985 179	709 142							
20	**I** *W*	6 596 694	5 488 610	4 516 531	3 671 459	2 943 392	2 323 332	1801 277	1367 227	1 013 184	729 146						
21	**I** *W*	8 088 809	6 792 715	5 648 628	4 646 547	3 776 472	3 026 404	2 388 341	1 852 285	1405 234	1 041 189						
22	**I** *W*	9 818 935	8 315 832	6 981 735	5 804 645	4 773 562	3 878 485	3 107 414	2 452 350	1 900 292	1 442 240	1 068 194					
23	**I** *W*	11 811 1 074	10 081 960	8 536 854	7 165 754	5 955 662	4 896 576	3 977 497	3186 425	2 513 359	1 947 300	1 477 246					

Продолжение табл. Г1

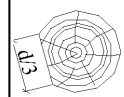
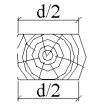
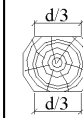
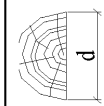
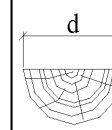
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
24	**I**	14 093	12 115	10 399	8 752	7 344	6 103	5 017	4 074	3 263	2 573	1 993	1 512				
	W	1 225	1 101	985	875	773	678	590	509	435	368	307	252				
25	**I**	16 691	14 441	12 411	10 588	8 962	7 519	6 247	5 134	4 169	3 339	2 632	2 038				
	W	1 391	1 256	1 128	1 008	896	791	694	604	521	445	376	314				
26	**I**	19 633	17 087	14 780	12 700	10 833	9 168	7 690	6 388	5 249	4 261	3 412	2 690	2 083			
	W	1 571	1 424	1 285	1 155	1 032	917	810	710	618	533	455	384	320			
27	**I**	22 950	20 081	17 473	15 111	12 982	11 072	9 368	7 857	6 526	5 362	4 352	3 484	2 746			
	W	1 765	1 606	1 456	1 314	1 180	1 054	937	827	725	631	544	464	392			
28	**I**	26 665	23 452	20 518	17 851	15 436	13 259	11 307	9 565	8 021	6 661	5 472	4 441	3 555	2 802		
	W	1 975	1 804	1 642	1 488	1 342	1 201	1 077	957	843	740	644	555	474	400		
29	**I**	30 816	27 230	23 945	20 917	18 221	15 753	13 530	11 536	9 757	8 181	6 793	5 580	4 528	3 624		
	W	2 201	2 017	1 842	1 676	1 518	1 370	1 230	1 099	976	861	755	656	566	483		
30	**I**	35 435	31 448	27 784	24 428	21 367	18 584	16 065	13 795	11 761	9 946	8339	6923	5685	4613	3692	
	W	2 444	2 246	2 058	1 879	1 709	1 549	1 397	1 254	1 120	995	878	769	669	577	492	
31	**I**	40 554	36 137	32 066	28 327	24 902	21 779	18 939	16 370	14 056	11981	11 315	8 494	7 055	5 789	4 696	
	W	2 704	2 492	2 290	2 098	1 916	1 742	1 578	1 423	1 278	1 141	1 013	894	783	681	587	
32	**I**	46 209	41 332	36 826	32 673	28 859	25 367	22 182	19 289	16 670	14 311	12 198	10 314	8 645	7 175	5 892	4 779
	W	2 981	2 755	2 540	2 334	2 138	1 951	1 775	1 607	1 450	1 292	1 162	1 031	910	797	693	597
33	**I**	52 435	47 068	42 095	37 501	33 268	29 382	25 824	22 579	19 631	16 964	14 563	12 411	10 492	8 793	7 298	5 992
	W	3 277	3 037	2 806	2 586	2 376	2 176	1 986	1 806	1 636	1 475	1 324	1 182	1 049	926	811	705
34	**I**	59 271 3	53 381	47 912	42 843 2	38 165	33 854	29 895 2	26 272	22 969	19 968	17 253	14 809	12 619	10 669	8 940	7 419
	W	595	3 336	3 091	856	2 632	2 418	214	2021	1 838	1 664	1 500	1 346	1 202	1 067	941	824
35	**I**	66 753	60 309	54 311	48 740	43 582	38 817	34 429	30 400	26 713	23 351	20 299	17 538	15 052	12 825	10 841	9 085
	W	3 927	3 655	3 394	3 145	2 954	2 677	2 459	2 252	2 055	1 868	1 692	1 525	1 368	1 221	1 084	956
36	**I**	74 923	67 890	61 330	55 223	49 555	44 306	39 458	34 994	30 896	27 147	23 728	20 625	17 810	15 292	13 029	11 013
	W	4 281	3 994	3 717	3 451	3 197	2 954	2 721	2 499	2 289	2 088	1 898	1 719	1549	1390	1 241	1 101

Примечание. Момент инерции и момент сопротивления вычисляют по формулам:

$I = \frac{1}{8} d^2 \left(\frac{d^2}{4} + m^2 \right) \arccos \frac{m}{d} - \frac{1}{48} m \left(6{,}5 d^2 + m^2\right) \sqrt{d^2 - m^2}$, где d диаметр бревна, см; $W = \frac{2I}{d - m}$.

Таблица Г-2

Площади F , статические моменты S, момент инерции I и моменты сопротивления W для различных профилей балок

Диаметр бревна, см	Обозначение							
1	2	**3**	4	5	6	7	8	9
13	**F**	133	129	132	125	131	664	66
	S	182	160	175	138	169	91	48
	I	1402	1261	1359	1128	1317	701	196
	W	216	199	211	200	215	108	52
14	**F**	154	149	153	145	151	77	77
	S	228	200	220	173	212	114	60
	I	1886	1696	1828	1517	1771	943	264
	W	269	249	263	250	268	135	65
15	**F**	177	172	175	166	174	83	83
	S	280	246	270	212	260	140	74
	I	2485	2235	2409	1999	2334	1242	347
	W	331	306	324	308	330	166	80
16	**F**	201	195	199	189	198	101	101
	S	340	300	328	258	315	170	90
	I	3217	2893	3118	2588	3022	1608	450
	W	492	372	393	374	401	201	98
17	**F**	227	220	225	214	223	113	113
	S	399	358	393	310	378	199	108
	I	4100	3687	3974	3298	3851	2050	573
	W	482	446	471	448	480	241	117
18	**F**	254	247	252	240	250	127	127
	S	486	455	477	425	468	243	129
	I	5153	4635	4995	4145	4840	2576	720
	W	573	530	559	532	570	286	139
19	**F**	283	275	281	267	279	142	142
	S	572	536	561	500	550	286	152
	I	6397	5752	6200	5146	6009	3198	894
	W	673	623	658	626	671	337	164
20	**F**	314	305	312	296	309	157	157
	S	667	625	654	583	642	334	178
	I	7854	7062	7613	16318	7378	3927	1098
	W	785	726	767	730	783	393	191

Продолжение табл. Г-2

1	2	3	4	5	6	7	8	9
21	**F**	346	336	343	326	341	173	173
	S	772	723	757	675	743	386	206
	I	9548	8584	9253	7650	8967	4773	1334
	W	909	841	888	845	906	455	221
22	**F**	380	369	377	358	374	190	190
	S	887	832	871	776	854	444	236
	I	11490	10343	11146	9251	10801	5749	1067
	W	1045	967	1021	971	1042	524	254
23	***F***	415	403	412	391	409	208	208
	S	1014	950	995	887	976	507	270
	I	13737	12350	13310	11050	12900	6868	1920
	W	1194	1105	1167	1110	1190	597	290
24	*F*	452	439	449	426	445	226	226
	S	I152	1080	1131	1008	1109	576	307
	I	16286	14640	15780	13102	15300	8142	2276
	W	1357	1255	1326	1261	1352	679	330
25	*F*	491	478	487	462	483	245	245
	S	1302	1220	1273	1 139	1253	651	347
	I	19175	17246	18586	15430	18012	9587	2680
	W	1534	1418	1499	1425	1528	767	373
26	*F*	531	516	527	500	522	265	265
	S	1465	1368	1433	1277	1405	390	733
	I	22 432	20 175	21743	18046	21070	11216	3135
	W	1726	1595	1686	1603	1719	863	419
27	*F*	572	556	568	539	563	286	286
	S	1640	1537	1610	1435	1579	820	437
	I	26 087	23463	25286	20 987	24505	13 043	3646
	W	1932	1786	1888	1795	1925	966	409
28	*F*	616	598	611	580	606	308	308
	S	1829	1714	1796	1610	1 761	915	488
	I	30172	27137	29245	24 273	28 342	15086	4216
	W	2155	1993	2106	2002	2147	1078	523
29	*F*	661	641	655	622	650	330	330
	S	2032	I905	I995	1778	1956	1016	542
	I	34719	32220	33652	27930	32613	17359	4852
	W	2 394	2214	2340	2224	2386	1197	583
30	*F*	707	688	701	666	695	353	353
	S	2250	2109	2208	1868	2 165	1125	600
	I	39761	35750	38540	31987	37349	19880	5557
	W	2651	2451	2590	2462	2641	1326	644
31	*F*	755	733	749	711	742	377	377
	S	2482	2327	2437	2172	2389	1241	662
	I	45333	40760	43941	36470	42584	22666	6335
	W	2925	2704	2858	2717	2914	1463	710

Продолжение таблицы Г-2

1	2	3	4	5	6	7	8	9
32	*F*	804	781	798	758	791	402	402
	S	2731	2559	2680	2389	2628	1365	728
	I	51472	46280	49891	41403	48350	25736	7193
	W	3217	2974	3143	2988	3205	1619	781
33	*F*	355	831	848	806	841	428	428
	S	2995	2807	2940	2620	2882	1468	798
	I	58214	52358	56426	46832	54683	29107	8 135
	W	3528	3262	3447	3278	3515	1764	857
34	*F*	908	882	901	855	893 *	454	454
	S	3275	3070	3215	2865	3152	1637	873
	I	65 597	58 990	63583	52 772	61 618	32798	9167
	W	3850	3 568	3771	3 585	3 844	19 130	937
35	*F*	962	934	954	902	946	481	481
	S	3573	3348	3507	3126	3439	1786	952
	I	73662	66 253	71 400	59200	69194	36831	10294
	W	4209	3892	4113	3910	4194	2105	1022
36	*F*	1018	988	1010	959	1001	509	509
	S	3888	3644	3816	3401	3742	1 944	1036
	I	82448	74 155	79916	66328	77447	41 224	11522
	W	4 580	4 23:1	4476	4255	4 563	2290	1 112
37	*F*	1 075	1044	1066	1 0)3	1058	538	538
	S	4221	3956	4143	3693	4062	2110	1 125
	I	91988	82744	89173	74011	86410	45 994	12857
	W	4973	4598	4859	4620	4954	2487	1208
38	*F*	1 134	1 101	1 125	1069	1 116	567	567 '
	S	4572	4285	4188	4000	4401	2286	1219
	I	102350	92059	99211	82342	86145	51 177	14304
	W	5387	4981	5264	5004	5367	2694	1308
39	*F*	1 195	1 160	1 185	1 126	1 175	597	597
	S	4943	4633	4852	4324	4757	2471	1317
	I	113501	102 140	1 10 070	91360	106670	56780	15870
	W	5824	5384	5691	5410	5802	2912	1 414

Примечание. *F* – площадь сечения, см^2; *S* – статический момент, см^2; *I* – момент инерции, см^4;

W – момент сопротивления, см^3.

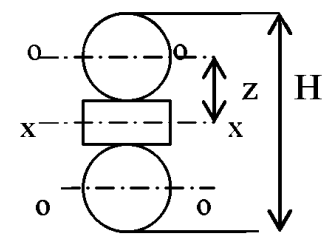
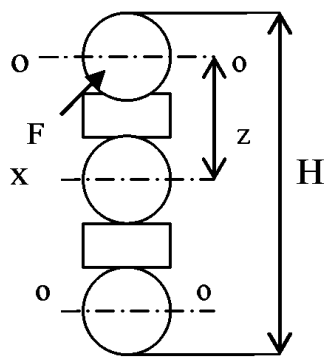
Таблица Г.3

Моменты инерции, моменты сопротивления и статические моменты составных сечений из бревен и брусьев

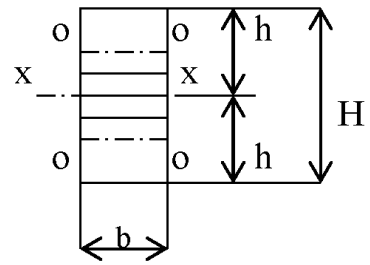
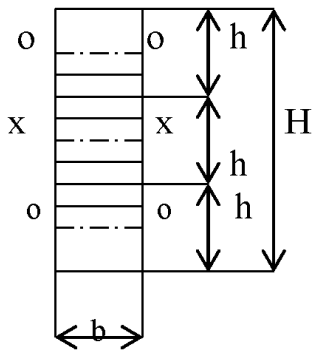
Условные обозначения:

F - ***площадь поперечного сечения одного бревна;***

d - диаметр бревна;
z - расстояние от нейтральной оси x-x до оси бревна;
h - высота одного бруса;
b - ширина бруса;
H - полная высота составного сечения;
H_o - плечо внутренней пары.

Тип составного сечения	Момент инерции составного сечения относительно оси x-x I_S	Момент сопротивления составного сечения относительно оси x-x W_x	Статический момент половины составного сечения относительно оси x-x S_x	Плечо внутренней пары $H_o=I_x/S_x$
1	2	3	4	5
	$2F\left(\frac{d^2}{16}+z^2\right)$	$\frac{2I_X}{H}$	Fz	$\frac{d^2+16z^2}{2z}$
	$F\left(\frac{3d^2}{16}+2z^2\right)$	$\frac{2I_X}{H}$	Fz	$\frac{3d^2+32z^2}{16z}$

Окончание таблицы

1	2	3	4	5
	$\frac{bH^3}{12}$	$\frac{bh^2}{6}$	$\frac{bh^2}{2}$	$\frac{2}{3}H$
	$\frac{bH^3}{12}$	$\frac{bh^2}{6}$	$\frac{bh^2}{2}$	$\frac{2}{3}H$

gost.e-ecolog.ru