СССР
Министерство транспортного строительства
Главтранспроект
Гипротрансмост

Типовой проект №3.501-49.

Металлические железнодорожные пролетные строения с ездой поверху на балласте пролетами 18,2-66,0 м в северном исполнении.

Рабочие чертежи.

Пролетное строение $l_р$=33,6 м.

Раздел I.

Пояснительная записка и чертежи.

Начальник Гипротрансмоста /Крыльцов/

Главный инженер проекта /Слыхова/

Проект утвержден
приказом МПС №П-15741
от 5 июня 1970 г

Инв №739/4

gost.e-ecolog.ru

8А

1969 г

Пролетное строение $L_p = 33.6$ м

Раздел I. Пояснительная записка и чертежи

Содержание раздела I

№№ п/п	Наименование	№№ листов	Инвентарные №№
1	Титульный лист	1	—
2	Состав проекта и условные обозначения	2	51008
3	Пояснительная записка	3	51009
4	Пояснительная записка (продолжение)	4	51010
5	Паспорт пролетного строения $\ell_p = 33.6$ м.	5	51011
6	Пролетное строение $\ell_p = 33.6$ м Конструкция главных балок	6	51012
7	Пролетное строение $\ell_p = 33.6$ м Конструкция главных балок (продолжение). Спецификация.	7	51013
8	Пролетное строение $\ell_p = 33.6$ м Железобетонная плита с гибкими упорами. Сборочный чертеж.	8	51014
9	Пролетное строение $\ell_p = 33.6$ м Железобетонная плита с жесткими упорами. Сборочный чертеж.	9	51015
10	Пролетное строение $\ell_p = 33.6$ м Установка главных балок в пролет краном ГЭК-80.	10	51016
11	Пролетное строение $\ell_p = 33.6$ м Нагрузки и усилия в главных балках.	11	51017
12	Пролетное строение $\ell_p = 33.6$ м Расчет главных балок на прочность.	12	51018
13	Пролетное строение $\ell_p = 33.6$ м Расчет главных балок на выносливость	13	51019
14	Пролетное строение $\ell_p = 33.6$ м Расчет на местную устойчивость.	14	51020
15	Пролетное строение $\ell_p = 33.6$ м Расчет приведенных напряжений. Расчет на дополнительные нагрузки.	15	51021
16	Пролетное строение $\ell_p = 33.6$ м Смотровые приспособления. Смотровые хода и сход на опору	16	51976
17	Установка главных балок в пролет продольной надвижкой.	17	54342
18	Пролетное строение $\ell_p = 33.6$ м. Расчет связей. Расчет домкратной балки	18	54343

Условные обозначения.

- Заводская заклепка $d = 23$ мм из стали марки 09Г2 по ГОСТ 5058-65 с дополнительными требованиями (для северного исполнения).
- Заводская заклепка $d = 23$ мм „впотай" из стали марки Ст. 2 по ГОСТ 499-41.
- Отверстия $d = 28$ мм для высокопрочных болтов $d = 22$ мм
- Отверстия $d = 25$ мм для высокопрочных болтов $d = 22$ мм
- Анкерные болты опорных частей

Способы сварки указываются буквой
А - Автоматическая
П - Полуавтоматическая
Р - Ручная

Типы швов указываются знаком
X - Стыковые x-образные швы

$\sqrt{\frac{K\text{-}\ell}{}}$ - Сварные швы $\frac{\text{видимый}}{\text{невидимый}}$

К - Размер катета шва в мм

ℓ - Длина шва в мм

Пояснительная записка $l_р = 33{,}6$ м

Типовой проект металлических железнодорожных пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18.2-66.0 м в северном исполнении разработан Гидротранспортом по плану типового проектирования 1969 г. в соответствии с проектным заданием, утвержденным заместителем Министра путей сообщения тов. Подпалым А.Ф. 3 марта 1969 г.

I. Основные данные проектирования.

§1. Технические условия.

Проект составлен в соответствии с требованиями СН и П II-Д. 7-62*), СН 200-62, ВСН 145-68 [1]. Указания по проектированию, изготовлению, монтажу и приемке стальных конструкций железнодорожных, автодорожных и городских мостов, предназначенных для эксплуатации в условиях низких температур „северное исполнение" [2]; ВСН 92-63 [3]. Технические указания по проектированию сталежелезобетонных пролетных строений [4]; ВСН 144-68 [5]. Указания по применению высокопрочных болтов в стальных конструкциях мостов [6]; СН 365-67 и ВСН 151-68 [7]. Указания по проектированию и строительству железобетонных и бетонных конструкций железнодорожных мостов и труб, предназначенных для эксплуатации в условиях низких температур „северное исполнение" [8].

§2. Нормативная временная вертикальная нагрузка-СН

§3. Материалы.

А. Металл.

Для основных деталей пролетного строения проектом предусматривается применение мартеновской низколегированной стали марки 10Г2С1Д или 15ХСНД, по ГОСТ 5058-65.

В зависимости от категории качества применяемой стали по данному проекту могут изготавливаться пролетные строения для установки в районах с расчетной минимальной температурой воздуха до -40°С [9] обычное исполнение [10]. и в районах с низкими температурами [9] северное исполнение [10] - зона А с расчетной минимальной температурой воздуха от -40°С до -50°С включительно и зона Б с расчетной минимальной температурой воздуха ниже -50°С.

При изготовлении пролетных строений северного исполнения стали элементов должны отвечать требованиям ВСН 145-68 [1] §§ 2.2; 2.3; 2.4; 2.5; 2.6 пункты „А" и „Б" и примечание 2.8 [1].

При изготовлении пролетных строений обычного исполнения стали основных и вспомогательных деталей, опорных частей, заклепок должны отвечать требованиям, указанным в СН 200-62 [11] § 382 пункты 1А; 2А, Б; 3; 4; 7; 10; 11 [11].

Монтажные соединения запроектированы на высокопрочных болтах.

Высокопрочные болты и гайки к ним изготавливаются из легированной конструкционной стали марки 40Х по ГОСТ 4543-61 в соответствии с „Техническими условиями на изготовление высокопрочных болтов, гаек и шайб к ним для железнодорожных, автодорожных и городских мостов" [6]. ВСН 133-66 [6], с изменениями и дополнениями № 1 1968 г.

При изготовлении пролетных строений „северного исполнения" к вспомогательным деталям относятся: прокладки под угольники жесткости прокладки диагоналей продольных и поперечных связей, стойки и поручни перил смотровых ходов, заполнение перил, футляры опорных частей. Все остальные элементы пролетных строений относятся к рядовым деталям.

Б. Бетон

При изготовлении сборных железобетонных плит балластного корыта применяется гидротехнический бетон по ГОСТ 4795-59*) марки $R_{28} = 400$ кг/см² для армированных плит марки $R_{28} = 400$ кг/см².

По морозостойкости марка бетона принята не ниже $M_{рз}$-300.

Плиты балластного корыта для обычного исполнения должны быть изготовлены в соответствии с требованиями СН 365-67 [7] §§ 1.4; 1.6 и 1.7 [7].

При изготовлении плит северного исполнения требования к материалам должны соответствовать ВСН 151-68 [7] § 2 пункты 4-12 [7].

В. Арматура.

В качестве рабочей арматуры плит обычного исполнения принята арматура периодического профиля из углеродистой, горячекатаной стали класса А II по ГОСТ 5781-61, марки Ст. 5 сп по ГОСТ 380-60*) мартеновской плавки. Согласно решения к протоколу №9 (355) от 2-го февраля 1970 г. секций строительства мостов технического совета Минтранстроя допускается применение арматуры марки Ст. 5 сп. кислородно-конверторной плавки только Криворожского и Западно-Сибирского заводов.

Для хомутов и распределительной арматуры применяется арматура гладкого профиля из стали класса А I по ГОСТ 5781-61 в соответствии с СН 365-67 [7] § 1.8 [7] примечание 3) [7].

Для северного исполнения рабочая арматура марки Ст. 5 сп. заменяется арматурой периодического профиля класса А II марки 10ГТ по ЧМТУ 1-89-67 или класса А III марки 25Г2С по ГОСТ 5781-61 и ГОСТ 5058-65.

Для хомутов и распределительной арматуры принята арматура гладкого профиля из стали класса А I марки ВМСт.3 сп. или ВК Ст. 3 сп. по ГОСТ 5781-61 и ГОСТ 380-60*)

II. Расчет пролетного строения

Пролетные строения запроектированы с ездой на балласте с включением железобетонной плиты балластного корыта в совместную работу с главными балками.

Расчетное сопротивление бетона на прочность и выносливость принято с коэффициентом понижения расчетного сопротивления равным 0,9 для конструкций, предназначенных к эксплуатации в районах с расчетной температурой ниже -40°С [9] ВСН 151-68 [7] § 3 [7].

§1. Расчет на прочность

А). Металлические балки пролетного строения.

Расчет пролетных строений произведен в предположении, что собственный вес металла, пролетного строения и железобетонной плиты с уложенной изоляцией воспринимается только металлическими балками [12] I стадия [12].

Составное сечение, металлическая балка с железобетонной плитой, работает на усилие от веса балласта с учетом пути, тротуарных плит, коммуникаций, смотровых приспособлений и временной нагрузки [12] II стадия [12].

Расчет на прочность стальной балки, объединенной с железобетонной плитой, производился по формулам в зависимости от расчетного случая, определяемого величиной фибрового напряжения в бетоне. При напряжении $\sigma_{бф}$ не превышающем расчетного сопротивления бетона $R_б$, все объединенное сечение работает упруго [1] случай А [1].

При напряжении в центре тяжести бетона $\sigma_б$ больше расчетного сопротивления бетона $R_б$ и меньше $\frac{R_б}{n}$ [1] случай Б [1] расчетные формулы приняты в предположении упругой стадии работы стального сечения и продольной арматуры, но пластической стадии работы бетона.

Расчет балок произведен: а). на основные сочетания нагрузок, включающие постоянную нагрузку первой и второй стадий и временную нагрузку.

б) на дополнительные сочетания нагрузок, где учитывались совместно с постоянной нагрузкой и временной с $h = 0.8$ торможение, ветровая нагрузка, силовые факторы от усадки бетона и разности температур стали и железобетона.

Напряжения в поясах стальной балки от усадки бетона в железобетонной плите подсчитывались с учетом величины относительной деформации свободной усадки бетона сборных плит $\varepsilon_у = 1{,}10^{-4}$.

Ползучесть в расчетах на усадку учтена принятием эффективного модуля упругости бетона $E_у = 0{,}5\,E_б$.

Расчет произведен по формулам п. 92 ВСН 92-63.

При расчете объединенных балок на воздействие колебаний температуры нормативная наибольшая разность температур стали и железобетона принята +30°С в случае, когда температура стали ниже чем железобетона.

Расчет произведен по формулам п. 99 ВСН 92-63.

Касательные напряжения в вертикальной стенке на опоре подсчитаны без включения железобетонной плиты балластного корыта.

Приведенные напряжения подсчитаны для верхней и нижней фибр вертикального листа балки по формулам п. 417 СН 200-62.

Подсчеты геометрических характеристик и расчетных сопротивлений в сечениях пролетных строений сведены в таблицы и даны на отдельных чертежах.

§2. Расчет на выносливость.

Проверка выносливости металлических балок произведена на уровне связей и по стыкам горизонтального листа нижнего пояса.

При проверке выносливости металлических балок пролетного строения фибровые напряжения в балках, вычисленные при отношении модулей упругости стали и бетона, снижались введением коэффициента [13], учитывающим недоиспользованность выносливости бетона [1] ВСН 92-63 п. 126 [1]. Полученные напряжения сравнивались с расчетным сопротивлением стали на изгиб, пониженным путем умножения его на γ. Коэффициент γ подсчитан по СН 200-62.

Расчетные величины эффективных коэффициентов концентрации напряжений приняты по СН 200-62 [1]. Приложение № 16 [1] равными:

а) при стыковании горизонтальных листов одинаковой толщины и ширины $\beta = 1$.

б) при стыковании листов разной ширины $\beta = 1{,}4$;

в) при стыковании листов разной толщины $\beta = 1{,}6$;

г) при стыковании листов разной толщины и ширины $\beta = 1{,}4 \cdot 1{,}6 = 2{,}24$

д) по первому ряду заклепок, прикрепляющих фасонку горизонтальных связей к вертикальному листу балки $\beta = 1{,}9$

Б. Расчет железобетонной плиты балластного корыта

§1. Расчет плит в поперечном направлении.

Усилия, в сечениях плиты подсчитывались:

а). в первой стадии [1]. когда плита уложена на балки и не закреплена [1] только от собственного веса плит и изоляции, как в двухконсольной балке;

б) во второй стадии с учетом пространственной работы пролетного строения.

Этот расчет произведен ЦНИИСом по программе МП-3 на ЭЦВМ БЭСМ-2м.

При расчете приняты нормативные постоянные нагрузки:

вес балласта с частями пути $q_б = 0{,}8$ т/м²;

вес тротуаров перил и кабелей $q_п = 0{,}2$ т/м².

Усилия от временной нагрузки определены от единичной нагрузки $q_n = 1$ т/м².

В результате расчета ЦНИИСом выданы эпюры моментов от постоянной нагрузки II стадии и от единичной временной нагрузки.

А) Расчет на прочность

При расчете на прочность учтены коэффициенты перегрузки, для постоянных нагрузок по табл. 8 СН 200-62. Временная нагрузка подсчитана по приложению 9 СН 200-62 с коэффициентом перегрузки и динамики при $\lambda_0 = 0$.

Б) Расчет на выносливость

При проверке выносливости бетона сталежелезобетонного пролетного строения фибровые напряжения в бетоне сравнивают с величиной $K_р R'_у$; $K_р$ принимается по п. 157 СН 200-62. Подсчитанные напряжения в арматуре сравнивались с $\gamma_а R_а$; $\gamma_а$ приняты по п. 160 СН 200-62.

При расчете плиты в поперечном направлении рабочая арматура плит принималась из стали класса А II марки Ст. 5 сп. для обычного исполнения и класса А II марки 10ГТ, и класса А III марки 25Г2С для северного исполнения.

В результате расчета плит на выносливость выявлено, что уменьшить количество арматуры плиты при армировании сталью класса А III по сравнению с арматурой класса А II не удается, т.к. расчетные сопротивления на выносливость арматуры

класса А II – $R_а = 1700$ кг/см² и

класса А III – $R_а = 1800$ кг/см²

§2. Расчет плиты в продольном направлении на усадку и температуру

Расчет железобетонных плит балластного корыта в продольном направлении произведен от усадки бетона в сочетании с положительной разностью температур и постоянной нагрузки от II стадии с коэффициентом перегрузки 0.9. При определении усилий от усадки бетона расчетная величина относительной деформации свободной усадки бетона для сборной плиты принята $\varepsilon_у = 1{,}10^{-4}$.

Ползучесть бетона в расчете на усадку учтена введением

эффективного модуля упругости бетона, равного $E_y = 0{,}5E_б$

Напряжения от усадки бетона подсчитаны по формулам ВСН 92-63 п. 93

Напряжения в бетоне от положительной разности температур равной +30°с подсчитаны с коэффициентом перегрузки n=1,1 по формулам п. 99 ВСН 92-63.

По полученным суммарным напряжениям от усадки, температуры и II стадии постоянной нагрузки подсчитаны растягивающие усилия и проставлена продольная арматура в плите и ребре.

§3. Объединение железобетонной плиты с металлическими балками.

Сдвигающие усилия в месте соединения железобетонной плиты и верхних поясов металлических балок подсчитаны с учетом изменения поперечного сечения пролетного строения по длине.

Концевые отрывающие усилия подсчитаны от усадки бетона и разности температур между стальной балкой и железобетонной плитой, принятой в +30°с по формулам п. 112. ВСН 92-63.

Объединение сборных плит с верхними поясами металлических балок запроектировано в двух вариантах:

а/ на гибких упорах с прикреплением закладных деталей блоков плиты к верхнему поясу балки высокопрочными болтами;

б/ на жестких упорах, размещаемых в окнах блоков плиты.

Расчеты жестких и гибких упоров произведены согласно формулам ВСН 92-63 п.п 152, 159 и даны на расчетных листах.

III. Конструкция пролетных строений.

Металлическая часть пролетных строений состоит из 2х главных балок со сплошной стенкой, объединенных между собой продольными и поперечными связями. Расстояние между балками, схема и конструкция продольных и поперечных связей, а также конструктивное решение отдельных узлов и соединений во всех пролетах принято одинаковым

По нижнему поясу даны продольные крестовые связи с длиной панели 2.08 м, по верхнему поясу в местах расположения поперечных связей, через 4.16 м, даны только распорки.

В опорных поперечниках предусмотрены доткрытые балки для подъемки пролетных строений при смене и выправлении опорных частей.

Верхний пояс балок принят постоянного сечения, нижний - переменный, уменьшающийся к опоре.

Вертикальные листы балок приняты толщиной 12 мм.

Из условия обеспечения местной устойчивости стенки усилены вертикальными ребрами жесткости, наружние - сечением 160×10 мм, внутренние для прикрепления поперечных связей, - 280×10 мм. Пролетное строение - цельноперевозимое. Прикрепление продольных и поперечных связей осуществляется на заводских заклепках d=23 мм.

Заводские заклепки прикрепления продольных и поперечных связей могут быть заменены на высокопрочные болты d=22 мм, при этом зачистку контактных поверхностей разрешается производить огневым способом.

Железобетонная плита балластного корыта разработана сборной.

Объединение плиты с металлическими балками разработано в двух вариантах: на гибких и жестких упорах.

При гибких упорах объединение плиты с главными балками осуществляется путем соединения высокопрочными болтами закладных металлических частей с верхними поясами балок.

Закладные части изготавливаются на заводе металлических конструкций. Проектом предусмотривается, что все отверстия d=28 мм. для болтов d=22 мм. в поясах балок и листах закладных частей сверлятся по единому кондуктору.

Расстояние между группами отверстий вдоль балок и между левой и правой балками должно соответствовать требованиям СНи п III-В. 5-62*) таблицы 8 п 21.

В местах сопряжения верхнего пояса с закладными частями блоков плит и в зоне опирания балок на опорные части перекос и гнутовидность полок должны быть не более 1 мм.

В варианте объединения плит с металлическими балками на жестких упорах, упоры приклепываются к верхним поясам балок на заводе заклепками d=23 мм.

Заводское изготовление главных балок должно производиться в кондукторах-контователях с обеспечением всех требований СН и п. III-В. 5-62*) и ВСН 145-68

Изготовление высокопрочных болтов должно производиться в соответствии с Техническими условиями ВСН 133-66.

Пролетные строения в обязательном порядке подлежат приемке заводской инспекцией.

Все элементы пролетного строения, /. исключая соприкасающиеся плоскости закладных деталей гибких упоров и горизонтальных листов верхних поясов балок /. должны быть отгрунтованы на заводе с предварительной тщательной очисткой от ржавчины, окалины, грязи, жирных пятен и пр

Элементы пролетного стрения обычного исполнения грунтуются одним слоем свинцового сурика по ГОСТ 1787-50*) на натуральной льняной олифе - ГОСТ 7931-56

По соглашению с заказчиком допускается производить грунтовку железным суриком - ГОСТ 8866-58 на натуральной олифе - ГОСТ 7931-56.

Элементы пролетного строения северного исполнения грунтуются двумя слоями грунтовки марки ХС-010 по ГОСТ 9355-60 или двумя слоями свинцового сурика марок 3 или 4 по ГОСТ 1787-50*) на натуральной льняной олифе по ГОСТ 7931-56 и покрываются одним слоем окраски.

Очистка элементов пролетного строения перед грунтовкой, грунтовка элементов и окраска /. северное исполнение /. принимаются заводской инспекцией с соответствующим оформлением.

Для ремонта пролетного строения запроектированы, стоповые приспособления, они состоят из схода с проезжей части на опору и ходов по нижним продольным связям.

Блоки железобетонных плит для всех пролетных строений унифицированы, длина блока - 2.98 м.

Из условия размещения упоров и продольного армирования дано 5 типов блоков.

Изготовление блоков плит должно производиться в условиях, обеспечивающих высокое качество продукции, при обязательном выполнении требований СН и п. III-В. 5-62*); ВСН 151-68 и СН 365-67.

Для изготовления блоков плит должна быть использована типовая металлическая опалубка, в которой, поддон имеет отверстия для крепления закладных деталей, расверленные по единому кондуктору, что и отверстия в верхних поясах балок.

IV. Установка главных балок в пролет

Установку главных балок в пролет можно производить консольным краном ГЭК-80. При установке нескольких пролетных строений может применяться продольная надвижка.

Укладка плит по главным балкам может производиться краном Э-1258 на гусеничном ходу и железнодорожным краном СК-30.

Монтажную сварку выпусков арматуры допускается выполнять при температуре окружающего воздуха не ниже -20°с.

Омоноличивание стыков плит бетоном допускается при устойчивой положительной температуре воздуха не ниже +5°с.

Замораживание бетона, до получения им 100% марочной прочности, не допускается.

При омоноличивании плит в зимних условиях бетонные работы должны производиться с соблюдением СНиП III-Д 2-62, СНи п III-В. 1-62*) и требований ВСН 151-68 /. для северного исполнения /.

Порядок производства работ по укладке плит дан на чертеже инв. N 51072.

Соприкасающиеся поверхности закладных деталей гибких упоров и горизонтальных листов верхних поясов балок перед сборкой должны быть подвергнуты пескоструйной очистке. Расчетное сопротивление высокопрочного болта по каждому рабочему контакту соприкасания принято равным 7т при нормативном усилии натяжения 20т

Гидроизоляция на блоках плит с гибкими упорами должна быть уложена на заводе, изготавливающем плиты или на стройплощадке.

Стыки изоляции заделываются на монтаже после омоноличивания стыков плит.

На блоках плит с окнами гидроизоляция укладывается на монтаже в теплое время года или в тепляках. В двух вариантах водоотводные трубки в плитах должны быть заложены при изготовлении плит на заводе.

Изоляция балластного корыта для пролетных строений северного исполнения должна отвечать требованиям ВСН 151-68.

Профиль пути на пролетном строении должен иметь параболическое очертание, которое обеспечивается за счет строительного подъема главных балок и изменения высоты балластной призмы.

Под пролетные строения ставятся опорные части проектировки Гипротранстмоста 1967 г. /. типовой проект N 583 /.

По пролетным строениям при условии постановки продольных связей по верхнему поясу может пропускаться железнодорожная нагрузка по мостовому полотну на деревянных брусьях, уложенных по верхним поясам балок

Класс пролетного строения по нормальным напряжениям определенный по „Руководству по определению грузоподъемности металлических пролетных строений железнодорожных мостов" издания 1965 г. получен следующий:
по верхнему поясу - 7.3; по нижнему поясу - 15.9

Начальник Гипротранстмоста /. Крыльцов /.

Гл. инженер Гипротранстмоста /. Попов /.

Начальник отдела /. Валуев /.

Гл. инженер проекта /. Слыхова /.

Основные данные

1 Технические условия СН 200-62, СН и П II-Д. 7-62*), ВСН 145-68, ВСН 92-63, ВСН 144-68, СН 365-67; ВСН 151-68

2 Расчетные нагрузки:
- а/ Временная вертикальная С-14,
- б/ Постоянная на прочность:
  - I стадия - P_I = 2.98 т/м
  - II стадия - P_{II} = 2.25 т/м

3 Материалы:
- а/ Марки сталей и категории качества их для основных и вспомогательных деталей пролетных строений северного исполнения принимаются в соответствии с указаниями таблиц 2-3 ВСН 145-68
- б/ Заклепки из низколегированной мартеновской спокойной конструкционной стали марки 09Г2 по ГОСТ 5058-65 в соответствии с ВСН 145-68 § 2.6 пункт „б".
- в/ Монтажные соединения на высокопрочных болтах d = 22 мм. Высокопрочные болты, гайки к ним - Сталь 40Х по ГОСТ 4543-61 в соответствии с ВСН-133-66 с изменениями и дополнениями N 1 1968г.
- г/ Бетон плит по прочности: а/ для сборных блоков R_{28} - 400 кг/см², б/ для швов омоноличивания R_{28} - 400 кг/см²; в/ по морозостойкости $M_{рз}$ 300
- д/ Арматура плит периодического профиля - Сталь класса A II марки 10ГТ или класса A III марки 25Г2С. Круглая - Сталь класса AI марки ВМ Ст 3 СП или ВК Ст 3 сп /для северного исполнения/

4 В зависимости от качества примененной стали и бетона пролетные строения могут изготавливаться для установки их как в районах с расчетной температурой воздуха ниже -40°С /северное исполнение/ так и в районах с расчетной температурой воздуха до -40°С /обычное исполнение/
Марки сталей элементов пролетных строений в северном и обычном исполнении должны быть приняты согласно спецификациям металла элементов.

Вес металла
(марки сталей указаны для северного исполнения)

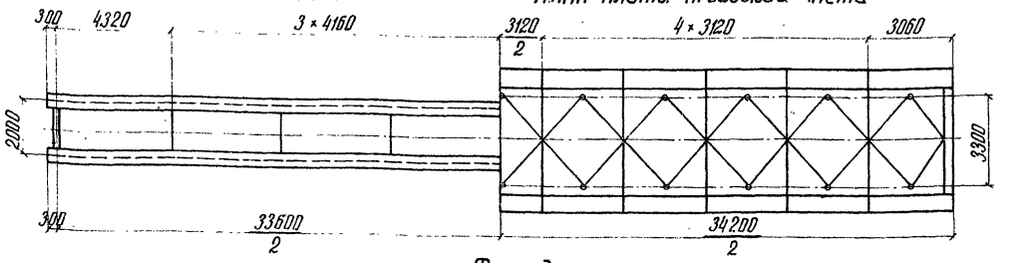
№№ п/п	Наименование	Вес в тоннах: Материал 10Г2С1Д	Материал М16С, Ст3пс6	Всего	т/м	% от главных ферм
1	Главные фермы	42.2	—	42.2	1.26	100
2	Связи	3.5	—	3.5	0.10	8.0
3	Листовая сталь упоров	2.9 / 1.9	—	2.9 / 1.9	0.09 / 0.06	7.1 / 4.8
	Итого	48.6 / 47.6	—	48.6 / 47.6	1.45 / 1.42	—
4	Перила тротуаров	1.07	0.34	1.41	0.04	—
5	Смотровые приспособления	0.25	1.16	1.41	0.04	—
	Всего	49.9 / 48.9	1.5	51.4 / 50.4	1.53 / 1.50	—
6	Высокопрочные болты	Ст 40Х		0.44	—	—
7	Опорные части	—	—	3.2	0.10	8.0
8	Охранные приспособления	2.9	—	2.9	0.09	7.1
9	Металл перекрытия швов	—	0.29	0.29	—	—

Цифры в числителе относятся к плитам с гибкими упорами, в знаменателе к плитам с жесткими упорами

Объем работ

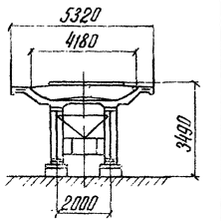
№№ п/п	Наименование			Измеритель	Количество: плита с гибкими упорами	плита с жесткими упорами
1	Бетон	Сборный	Плиты балластного корыта	м³	35.0	34.2
			Тротуарные плиты	м³	2.7	2.7
		Монолитный		м³	1.3	5.6
		Всего		м³	39.0	42.5
		Защитный слой, армированный сеткой		м³	5.6	5.6
		Подготовка		м³	6.7	6.7
2	Арматура	Периодического профиля класса A-II				
		или класса A III		кг	5696	5443
		Круглая класса AI		кг	1262	1313
		Всего		кг	6958	6756
3	Изоляция			м²	156	156
4	Водоотводные трубки			шт/кг	22 / 675	22 / 675

Верхние связи

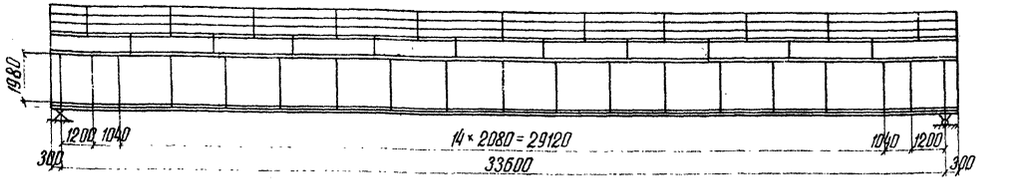


План плиты проезжей части

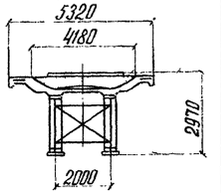
Поперечный разрез на опоре



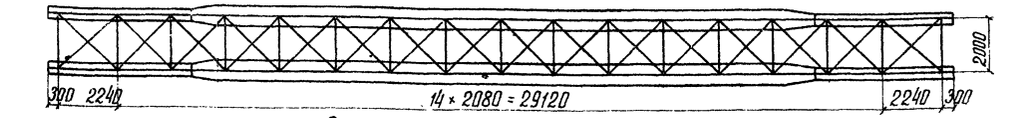
Фасад



Поперечный разрез в пролете



Нижние продольные связи



Строительные высоты

№№ п/п	Наименование	H мм
1	От верха шпал до низа конструкции в пролете	2970
2	От верха шпал до опорной площадки	3490
3	От опорной площадки до центра шарнира	390

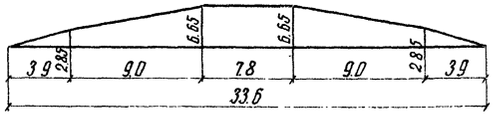
Прогибы и перемещения

Прогибы и перемещения от нагрузок:	Прогиб в середине: в см	Прогиб в середине: f/ℓ	Перемещение свободного конца см
постоянной	5.0		—
временной вагонной	3.8	1/885	2.23
от изменения температуры на t = 40° С			1.35

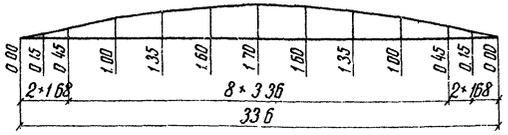
Расчетная опорная реакция (на прочность)

от постоянной нагрузки I стадии — P_I = 50.1 т
от постоянной нагрузки II стадии — P_{II} = 37.8 т
от временной вертикальной нагрузки — P_{III} = 233.5 т
Всего 321.4 т

Строительный подъем главных балок (ординаты в см)



Проектная эпюра пути (ординаты в см)



Опорные части

Опорные части приняты по типовому проекту Гипротрансмостa Инв. N 583 тип II

Наименование опорных частей	Кол-во анкерных болтов	Размер опорной плиты: вдоль оси моста	поперек оси моста	Расстояние между анкерными болтами: вдоль оси моста	поперек оси моста	Высота опорных частей мм
Подвижные	4	670	810	500	650	520
Неподвижные	4	720	810	500	650	520

Установка опорных частей

(t - t ср)°	-30	-25	-20	-15	-10	-5	0	+5	+10	+15	+20	+25	+30	+35	+40	+45	+50
a мм	23	21	19	17	15	13	11	9	7	5	3	1	-1	-3	-5	-7	-9

a - смещение оси нижней плиты относительно середины нижнего балансира в сторону пролета со знаком „—", в сторону опоры со знаком „+"

$a = \frac{\delta_к}{2} - \alpha(t - t_{ср})\ell$;

$t_{ср} = \frac{t\,max - t\,min}{2}$

α = 0.000012

t - температура местности в момент установки
t max и t min - абсолютные значения максимальной и минимальной температур воздуха местности принимаются по СН и П II-А.6-62 или по данным метеорологической станции

Министерство транспортного строительства СССР

Рабочие чертежи металлических жел дор пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18.2-66.0м в северном исполнении

1969г | М-6 | Инв. N 51010

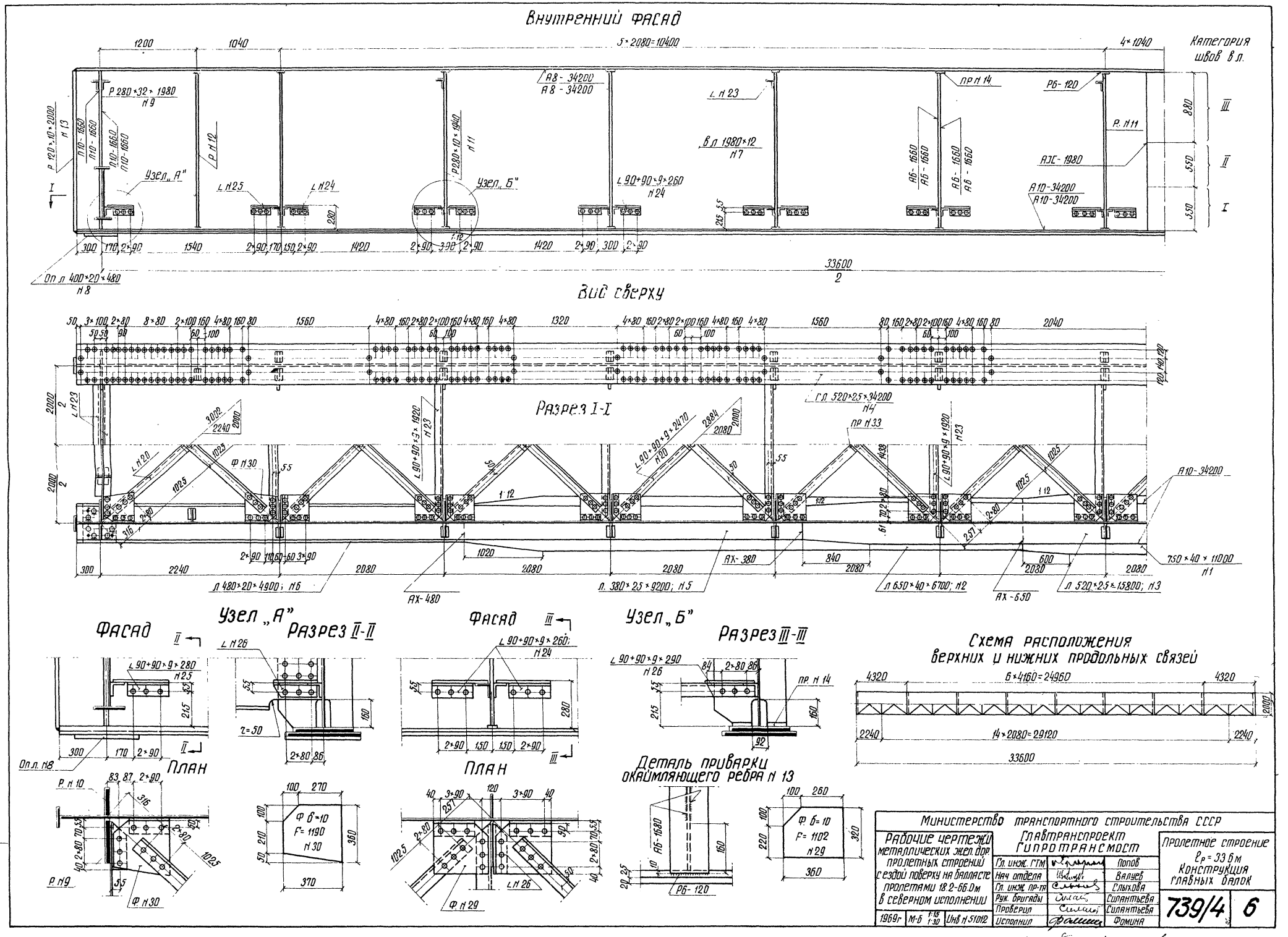
Главтранспроект Гипротрансмост

Нач. цех. ГТМ		Крыльцов
Гл. инж. ГТМ		Попов
Нач. отдела		Вялцев
Гл. инж. пр-та		Слыхова
Проверил		Корнюхов
Исполнил		Фомина

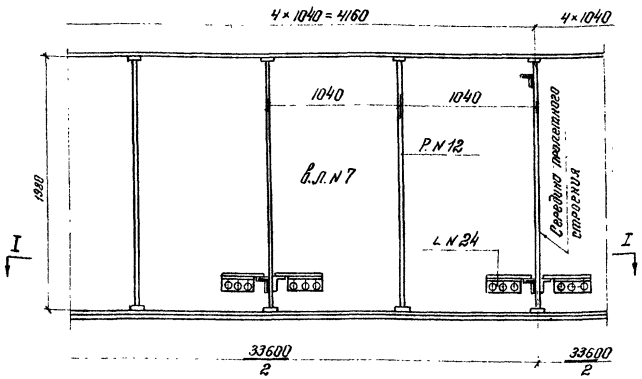
Паспорт пролетного строения $\ell_р$ = 33.6 м

739/4 | 5

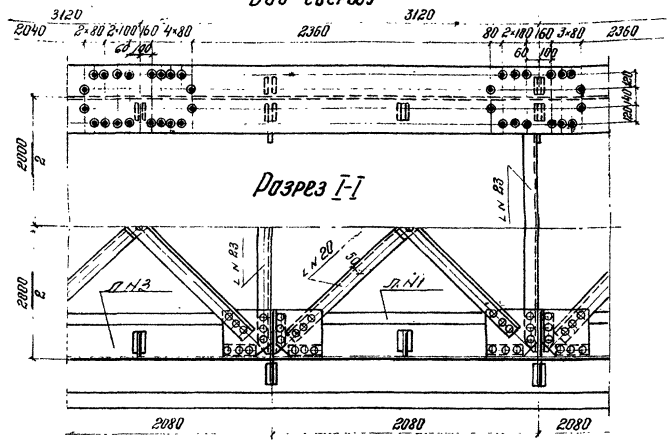
Копир Корректор


Внутренний фасад
Категория швов в л.
Вид сверху
Разрез I-I
Узел „А"
Узел „Б"
Фасад
Разрез II-II
Фасад
Разрез III-III
План
План
Деталь приварки окаймляющего ребра N 13
Схема расположения верхних и нижних продольных связей
Министерство транспортного строительства СССР
Рабочие чертежи металлических жел. дор. пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18.2-66.0 м в северном исполнении
Главтранспроект Гипротрансмост
Пролетное строение
Конструкция главных балок
739/4
6
1969г
Инв N 51012
Копир.
Коррект:

Внутренний фасад (продолжение)

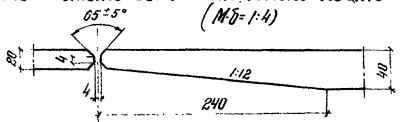


Вид сверху

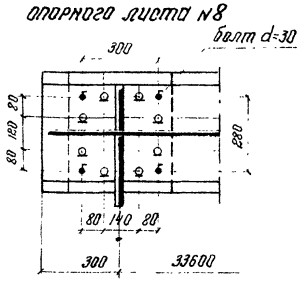


Деталь стыка горизонтальных листов

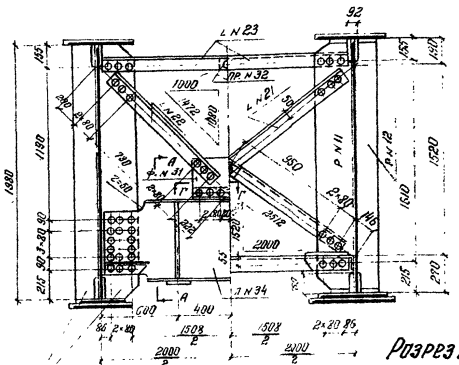
(Мб=1:4)



Деталь прикрепления опорного листа N8



Поперечные разрезы на опоре и в пролете


L N 23
92
пр.N 32
1900
1472
2000
L N 21
L N 22
L N 31
Р N 11
Р N 12
1180
1080
1520
1610
740
2×80
2×80
2×80

Поперечный разрез

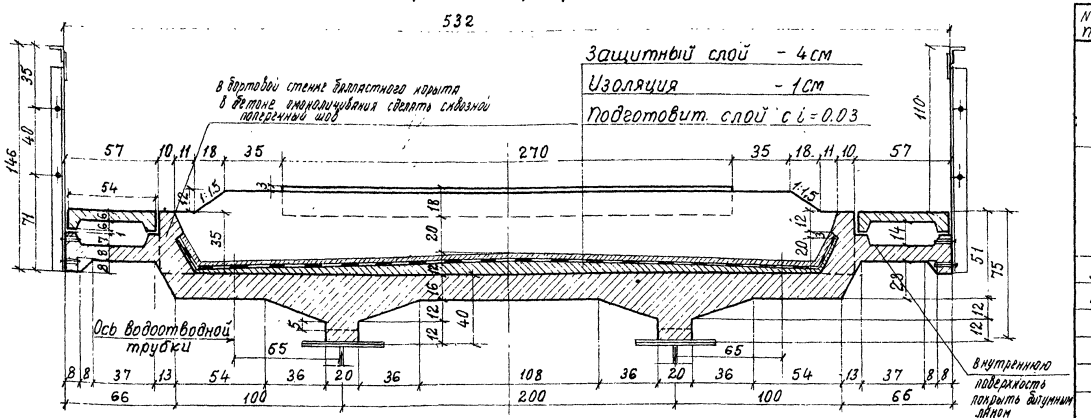
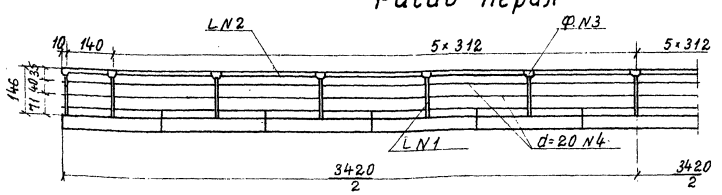


Таблица объемов работ на пролетное строение

NN п/п	Наименование			Измеритель	Количество
1	Железобетон	Сборный R_{28}	400 кг/см² Плиты проезда	шт/м³	11/35.0
			300 кг/см² Тротуарные плиты	шт/м³	20/2.7
		Монолитный R_{28} = 400 кг/см² Мрз 300		м³	1.3
		Всего		м³	39.0
2	Арматура	Периодического профиля класса А-II или А-III		кг	5696
		Круглая класса А-I		кг	1262
		Всего		кг	6958
3	Листовая сталь упоров			кг	2858
4	Металл перекрытия деформационного шва			кг	291
5	Защитный слой - бетон Мрз 200 армированный металлическими сетками			м³	5.6
6	Изоляция балластного корыта			м²	156
7	Подготовка			м³	6.7
8	Водоотводные трубки			шт	22
9	Балласт			м³	53

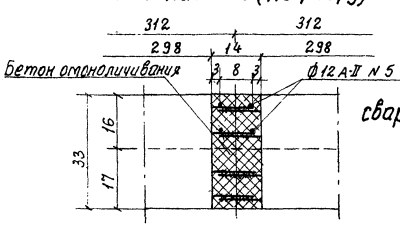
Фасад перил



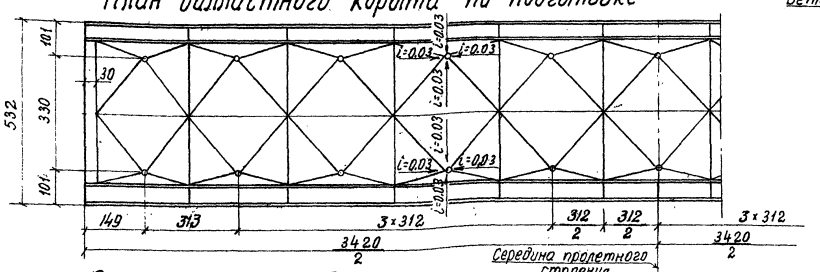
Спецификация монтажной арматуры в стыках плит на пролетное строение

NN п/п	Диаметр мм	Длина стержня см	Колич. шт	Общая длина м	Вес 1 пм кг	Общий вес кг
5	Ф12А-II	402	40	160.8	0.89	143

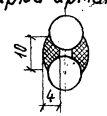
Сечение 1-1 (по ребру)



План балластного корыта по подготовке



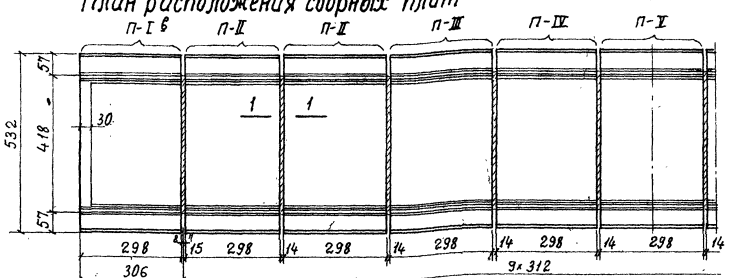
Деталь сварки арматуры



Спецификация металла перил

NN п/п	Наименование	Сечение	Длина м / Площадь кв. см	К-во шт	Общая длина м / площадь кв. м	Вес 1 пм. или кв. м кг	Общий вес кг
1	Стойка	L80+80×8	1.36	26	35.4		
2	Поручень	L80+80×8	34.2	2	68.4		
					103.8	9.65	1002
3	Фасонка	δ=10	F=29.4	26	0.90	78.5	71
4	Заполнение	Ф20А-I	34.2	4	136.8	2.47	338
Всего на пролетное строение							1411
Элементы перил NN 1-3 из стали марки 10Г2С1D							

План расположения сборных плит



Примечания:

1. Установка сборных железобетонных плит на металлическое пролетное строение производится согласно маркировке, указанной на данном чертеже. Все отверстия в закладных деталях плиты должны совпадать с отверстиями в верхнем поясе главных балок.
2. Все контактные поверхности прикреплений перед сборкой должны подвергаться пескоструйной очистке. Сборка соединений и натяжение всех высокопрочных болтов на расчетное усилие должны производиться не более чем через 3 суток после очистки контактных поверхностей.
3. После того, как плиты установлены и закреплены болтами, производится сварка выпусков продольных стержней внахлестку, в вертикальной плоскости парными, фланговыми швами. Сварку допускается выполнять при температуре окружающего воздуха не ниже -20°С.
4. Для обычного исполнения для перил применяется сталь марки Вст3 для сварных конструкций.

Министерство транспортного строительства СССР
Славтранспроект
Гипротрансмост

Рабочие чертежи металлических жел. дор. пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18.2-66.0 м в северном исполнении

Гл. инж. ГТМ		Попов
Нач. отдела		Валуев
Гл. инж. пр-та		Слыхова
Рук. бригады		Огнев
Проверил		Силантьева
Исполнил		Кожевникова

Пролетное строение e_p = 33,6 м
Железобетонная плита с гибкими упорами.
Сборочный чертеж

1969 г. М-б 1:20 / 1:100 Инв. N 51014

739/4 | 8

Копиров

Корректир.

Поперечный разрез

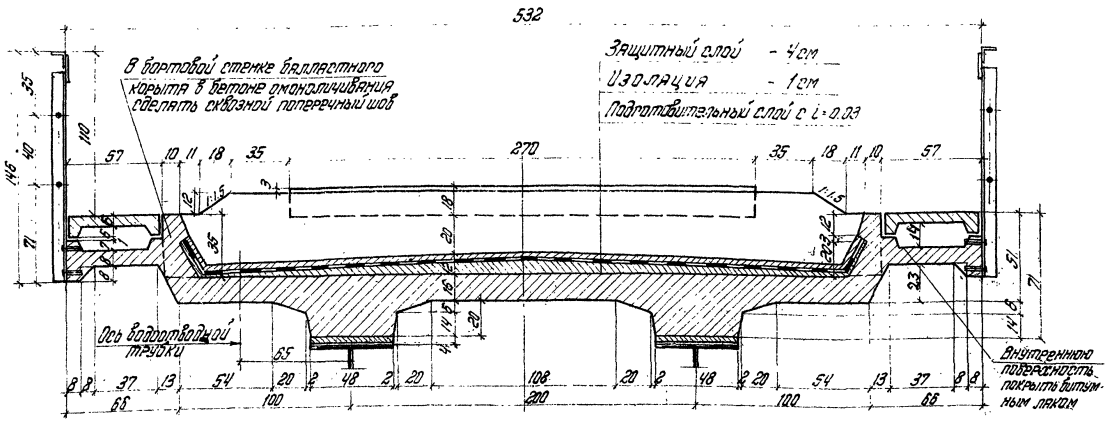
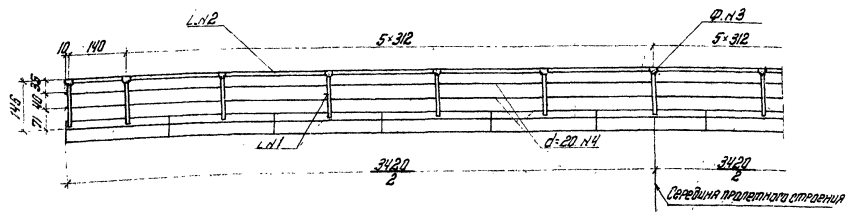


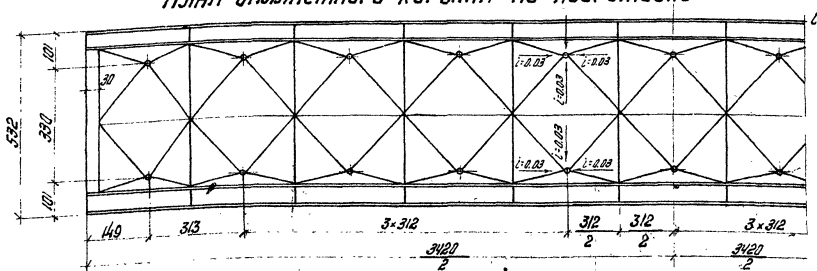
Таблица объемов работ на пролетное строение

№№ п.п.	Наименование			Изм.	Количество
1	Железобетон	Сборный	Плиты проезда R_{28}=400 кг/см²	шт/м³	11/34.2
			Тротуарные плиты R_{28}=300 кг/см²	-"-	20/2.7
		Монолитный R_{28}=450 кг/см² $M_{рз}$ 300		м³	5.6
		Всего		м³	42.5
2	Арматура	Периодического профиля класса А-II или А-III		кг	5443
		Круглая класса А-I		кг	1313
		Всего		кг	6756
3	Металл перекрытия деформационного шва			кг	291
4	Защитный слой - бетон $M_{рз}$ 200 армированный металлическими сетками			м³	5.6
5	Изоляция балластного корыта			м²	156
6	Подготовка			м³	6.7
7	Водоотводные трубки			шт	22
8	Балласт			м³	53

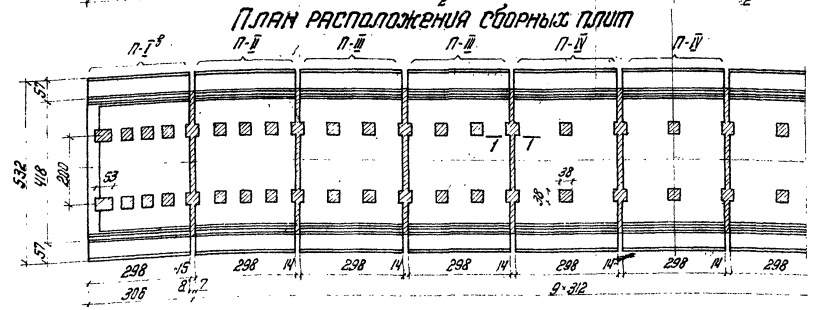
Фасад перил



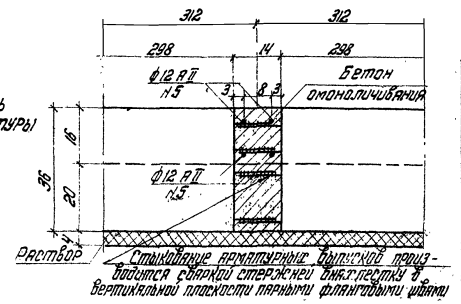
План балластного корыта по подготовке



План расположения сборных плит

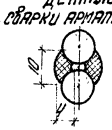


Сечение 1-1 (по ребру)



Стыкование арматурных выпусков производится сваркой стержней внахлестку в вертикальной плоскости парными фланговыми швами

Деталь сварки арматуры



Спецификация монтажной арматуры в стыках плит на пролетное строение

№№ п.п.	Диаметр	Длина стержня	Кол-во	Общая длина	Вес 1 пог. м.	Общий вес
	мм	см	шт	м	кг	кг
5	ф12 А II	402	40	160.8	0.89	143

Спецификация металла перил

№№ п.п.	Наименование	Сечение мм	Длина м / Площадь кв. см	Кол-во	Общая длина м / Площадь кв. м	Вес 1 п.м или 1 кв.м	Общий вес
				шт		кг	кг
1	Стойка	L 80×80×8	1.36	26	35.4		
2	Поручень	L 80×80×8	34.2	2	68.4		
					103.8	9.65	1002
3	Фасонка	δ=10	F=2.94	26	0.90	78.6	71
4	Заполнен.	ф20 А I	34.2	4	136.8	2.47	338
		Всего на пролетное строение					1411

Элементы перил №№ 1-3 из стали марки 10Г2С1Д — для северного исполнения. Для обычного - из ВСт.3 для сварных конструкций.

Примечания:

1. Установка сборных железобетонных плит на металлическое пролетное строение производится согласно маркировке, указанной на данном чертеже.
2. Толщина раствора между верхним горизонтальным листом балки и низом плиты - 4см. Марка раствора должна быть не ниже R_{28}=400 кг/см², $M_{рз}$ 300
3. До набора раствором 80% прочности въезд на плиту крана или других механизмов запрещается.
4. После стыкования арматурных выпусков окна упоров и стыки плит омоноличиваются бетоном М-450 на мелком заполнителе
5. Детали перил даны на черт инв. № 51073.
6. Конструкция тротуарных плит дана на черт инв. № 51069

Министерство транспортного строительства СССР
Главтранспроект
Гипротрансмост

Рабочие чертежи металлических жел. дор. пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18.2-66.0м в северном исполнении

Гл. инж. ГТМ	[подпись]	Попов
Нач. отдела	[подпись]	Валуев
Гл. инж. пр-та	[подпись]	Слыхова
Рук. бригады	[подпись]	Огнев
Проверил	[подпись]	Силантьева
Исполнил	[подпись]	Кожевникова

Пролетное строение l = 33.6 м
Жел. бет. плита с жесткими упорами.
Сборочный чертеж.

1969 г. М.б. 1:20, 1:100 Инв. № 51015

739/4 | 9

Корректировал: [подпись]

Схема установки главных балок консольным краном ГЭК-80

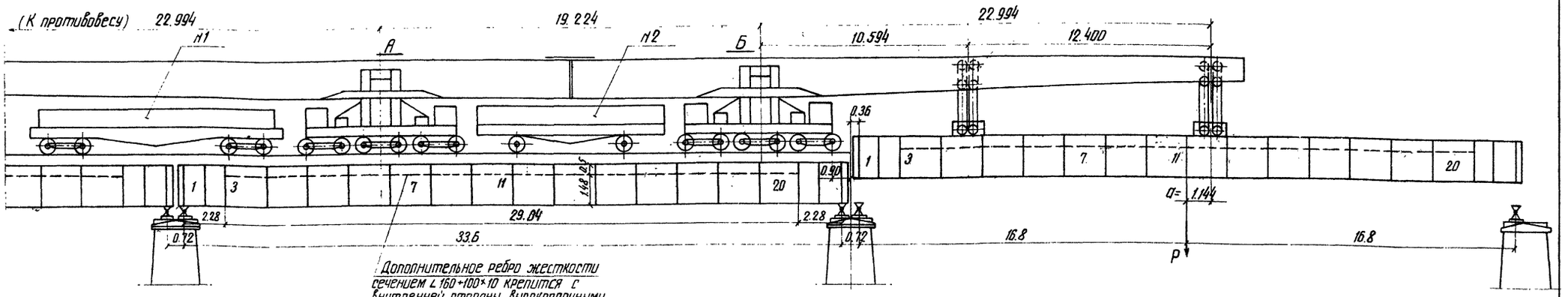
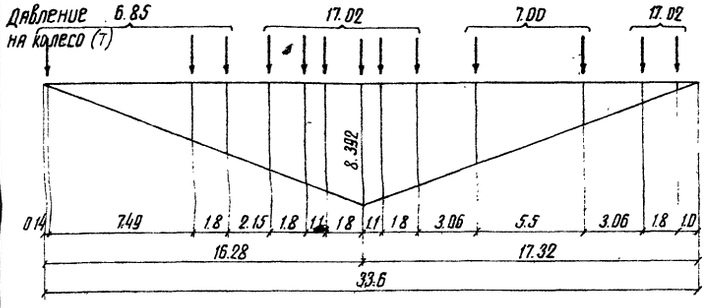


Схема грузов крана ГЭК-80 (x=16,28 м)



Постоянная нормативная нагрузка на балку:

1. От веса металла пролетных строений . . . 0.73 т/м
2. От веса мостового полотна . . . . . 0.40 т/м
3. От веса строповки . . . . . 2.0 т.

Вес 4-х-осной платформы №1 . . . . P= 45.4 т

Расчетное давление на колесо:

$$\frac{45.4}{8} \cdot 1.1 \cdot 1.1 = 6.85\ т$$

Вес 2-х-осной платформы №2 . . . P= 23.1 т

Расчетное давление на колесо:

$$\frac{23.1}{4} \cdot 1.1 \cdot 1.1 = 7.00\ т$$

Динамический коэффициент $(1+\mu)$= 1.1

Коэффициент смещения пути K= 1.1

Определение давлений на колесо платформ „А" и „Б"

Вес блока P	Вес противовеса Q	Расстояние от ц.т. блока до оси главной полиспастной тяги a	Давление на колесо платформы от подвешенного груза P		Давление на колесо платформы от веса крана	Суммарное давление на колесо платформы S		Динам. коэф. $(1+\mu)$	Коэф. смещения пути K	Расчетное давление на колесо платформы $K(1+\mu)S$	
			А	Б		А	Б			А	Б
т	т	м	т		т	т		—	—	т	
57	55	1.144	4.67	4.67	9.4	14.07	14.07	1.1	1.1	17.02	17.02

Проверка напряжений в балке при ходе крана с грузом

Расстояние от левой опоры	Расчетные моменты			Моменты сопр.		Напряжения	
	M_P	M_K	ΣM	W_B	W_H	σ_B	σ_H
м	т м			10^3 см^3		кг/см^2	
16.28	175	892	1067	0.362	0.709	2945	1505

M_P - момент от собственного веса балки и веса мостового полотна:

$M_P = (P_{с.в.} + P_{м.п.}) \cdot \Omega_M$; Ω= 1.1

M_K - момент от веса крана с грузом.

Проверка местной устойчивости балки (СН200-62)

№ отсека	Вид отсека	№ пластин	Расчетные усилия		Напряжения в кг/см^2						Коэф. условий работы m
					Расчетные			Критические			
			M	Q	σ	P	τ	σ_o	P_o	τ_o	
			тм	т							
1	□	—	84	136	234	153	414	2282	1577	1446	0.378
3		I	369	131	1010	153	470	1650	1530	4350	0.252
		II			805	114	506	4700	535	645	0.855
11	I / II	I	1067	—	2749	153	—	8617	2385	8611	0.383
		II			1726	114		2410	1411	1864	0.797
7		I	879	23.0	2280	153	76	6990	1530	4850	0.43
		II			1155	114	91	2660	535	645	0.665

Примечания:

1. Пропуск консольного крана ГЭК-80 с грузом по балкам с уложенной, но не омоноличенной плитой не допускается.
2. Временное мостовое полотно по стальным балкам укладывается после установки балок в пролет.
3. При пропуске консольного крана ГЭК-80 по стальным балкам с временным мостовым полотном вертикальный лист пролетного строения усиляется дополнительным горизонтальным ребром жесткости сечением ∠160+100×10 установленным с внутренней стороны. Продольное ребро жесткости ставится в 3-20 отсеках на расстоянии 500мм от верхнего пояса.

Общая длина уголка на пролетное строение = 58.0 м

Проверка общей устойчивости балки (ВСН 92-63)

Критич. напряжение $\sigma_{кр}$	Нормативное напряжение R	Свободная длина сжатого пояса	J_y верхнего пояса	F верхнего пояса	Гибкость λ_y	Коэф. запаса K_c	$\varphi_б$	$\varphi'_б$	$\frac{M}{\varphi'_б W}$
кг/см^2	кг/см^2	см	см^4	см^2	—	—	—	—	кг/см^2
1986.5	3600	416	292.90	130	277	1.13	4.88	1.015	2945

Министерство транспортного строительства СССР

Главтранспроект Гипротрансмост

Рабочие чертежи металлических жел. дор. пролетных строений с ездой поверху на балластe пролетами 18.2-66.0 м. в северном исполнении.

Пролетное строение C_F= 33.6 м

Установка главных балок в пролет.

Гл. инж. ГТМ		Попов
Нач. отдела		Вилчев
Гл. инж. пр-та		Слыхова
Рук. бригады		Огнев
Проверил		Козлова
Исполнил		Фомина

1969г | М-6 — | Инв. № 51016

739/4 | 10

Копир: Гущ Корректор: Силаш

Усилия в главных балках при расчете на прочность

№№ сечений	Расстояние от опоры X	Площадь л.в.		Вертикальные нагрузки					Моменты				Поперечные силы			
				постоянная		временная			I стадия	II стадия			I стадия	II стадия		
		$\omega_м$	$\omega_в$	P_I	P_{II}	n	$1+\mu$	$q_{вр}$	M_{PI}	M_{PII}	$n(1+\mu)\omega_м q_{вр}$	ΣM_{II}	Q_{PI}	Q_{PII}	$n(1+\mu)\omega_Q q_{вр}$	ΣQ_{II}
	м	м²	м	т/м		—	—	т/м	тм				т			
0	0	0	16.8					9.034	0	0	0	0	50.1	37.8	233.5	271.3
1	6.30	86.0	10.5	2.98	2.25	1.199	1.283	8.609	256.3	193.5	1138.9	1332.4	31.3	23.6	139.1	162.7
2	11.50	127.1	5.3					8.261	378.8	286.0	1615.2	1901.2	15.8	11.9	64.7	76.6
3	16.8	141.1	0					7.905	420.5	317.5	1715.8	2033.3	0	0	0	0

Усилия подсчитаны при загружении временной нагрузкой на M максимум и Q соответствующую.

Усилия в главных балках при расчете на выносливость

№№ сечений	Расстояние от опоры X	Площадь л.в.		Вертикальные нагрузки					Моменты				Поперечные силы			
				постоянная		временная			I стадия	II стадия			I стадия	II стадия		
		$\omega_м$	ω_Q	P_I	P_{II}	ε	$1+\mu$	$q_{вр}$	M_{PI}	M_{PII}	$\varepsilon(1+\mu)\omega_м q_{вр}$	ΣM_{II}	Q_{PI}	Q_{PII}	$\varepsilon(1+\mu)\omega_Q q_{вр}$	ΣQ_{II}
	м	м²	м	т/м		—	—	т/м	т/м				т			
0	0	0	16.8					9.034	0	0	0	0	43.0	29.3	175.6	204.9
1	5.55	77.8	11.25	2.56	1.76	0.902	1.283	8.609	199.2	136.9	775.1	912.0	28.8	19.8	112.1	131.9
2	11.50	127.1	5.3					8.261	325.4	223.7	1215.1	1438.8	13.6	9.3	50.7	60.0
3	16.8	141.1	0					7.905	361.2	248.3	1290.8	1539.1	0	0	0	0

Постоянная нагрузка на погонный метр балки

Стадия работы	Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка т/м	Коэффиц. перегрузки на прочность	Расчетная нагрузка на прочность т/м
I стадия	Вес металла пролетных строений	0.73	1.1	0.80
	Вес жел. бет. плиты $M_{\text{„}}$ „400"	1.42	1.1	1.56
	Вес изоляции, защитного слоя и подготовки	0.41	1.5	0.62
	Итого по I стадии P_I	2.56	—	2.98
II стадия	Вес балласта и рельс	1.56	1.3	2.03
	Вес перил, смотровых приспособлений	0.06	1.1	0.07
	Вес тротуарных плит	0.10	1.1	0.11
	Вес труб и кабелей	0.04	1.1	0.04
	Итого по II стадии P_{II}	1.76	—	2.25

Определение постоянной нагрузки на 1 п.м балки

1. Вес железобетонной плиты с упорами: вес горизонтальных листов упоров - 1.5т, площадь сечения плиты $F = 1.131$ м²

$$P_1 = \frac{1.131 \cdot 2.5}{2} + \frac{1.5}{2 \cdot 33.6} = 1.41 + 0.01 = 1.42 \text{ т/м}$$

2. Вес изоляции, защитного слоя, подготовки:

$$h_{ср} = \frac{7+12}{2} = 9.5 \text{ см} \qquad b_{ср} = \frac{376+382}{2} = 379 \text{ см} \qquad \gamma = 2.2 \text{ т/м}^3$$

$$P_2 = \frac{3.79 \cdot 0.095 \cdot 2.2 \cdot 3.42}{2 \cdot 33.6} = 0.41 \text{ т/м}$$

3. Вес балласта и рельс: площадь балластной призмы

$$F = \frac{3.70+3.98}{2} 0.26 \cdot 1.0 + \frac{3.40+3.76}{2} 0.15 \cdot 1.0 = 1.54 \text{ м}^2$$

$$P_3 = \frac{1.54 \cdot 2.0 \cdot 34.2}{2 \cdot 33.6} = 1.56 \text{ т/м}$$

Временная вертикальная нагрузка: С-14

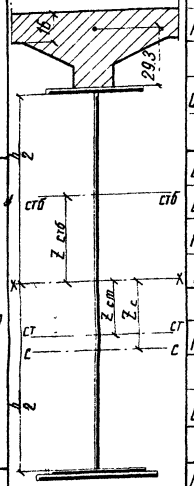
Динамический коэффициент:

$$1+\mu = 1 + \frac{18}{30+\ell} = 1 + \frac{18}{30+33.6} = 1.283$$

Министерство транспортного строительства СССР				
Рабочие чертежи металлических жел.дор. пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами: 18.2-66 м в северном исполнении	Главтранспроект Гипротрансмост			Пролетное строение $\ell_р = 33.6$ м нагрузки и усилия в главных балках.
	Гл. инж. ГТМ	[подпись]	Попов	
	Нач. отдела	[подпись]	Валуев	
	Гл. инж. пр-та	[подпись]	Слыхова	
	Рук. бригады	[подпись]	Огнев	739/4 11
	Проверил	Козлова	Козлова	
1969г М-6 Инв. N 51017	Исполнил	[подпись]	Фомина	

Копир: [подпись] Коррект: Козлова

Сечения и напряжения главных балок при расчете на прочность.

№ сечений	Тип сечения и марка бетона	Состав сечения	Площади $F_{бр}$	$F_{осл}$	$F_{нт}$	y_x	S_x	z_x	Моменты инерций J_x	F_{z^2}	J_o	ΔJ_o	J_{netto}	$y_{бф}/y_б$	$W_{бф}/W_б$	$\sigma_{бф}/\sigma_б$	Расчетный случай	Ординаты фибр y_c	$y_{ст}$	$y_{стб}$	Моменты сопрот. netto W_c	$W_{ст}$	$W_{стб}$	$y_{бст}$	$S_{бст}$	Расчетные моменты	Напряжения σ_I	σ_{II}	$\left(\frac{S_{бст}}{W_{ст}}\pm\frac{F_б}{F_{ст}}\right)\frac{R_б}{R_{ст}}$	$\Sigma\sigma$
		мм	$см^2$			см	$10^3 см^3$	см	$10^5 см^4$					см	$10^3 см^3$	$кг/см^2$		см			$10^3 см^3$			см	$10^3 см^3$	т·м	$кг/см^2$			
3		В.г.л. 520×25	130.0	14.0	116.0	100.25	13.03		13.06							$\frac{\sigma_{бф}}{\sigma_б}=1.12$ т.к. 1.2>1.12>1.1,10 $R_б=0.9R_{н.б}=0.9\cdot0.9\cdot205=$ $=166\ кг/см^2$ $\sigma_б=194\ кг/см^2>R_б=166\ кг/см^2$ – расчетный случай „Б"	137.0	130.4	57.5	0.362	0.446	2.641			$M_I=421$	1160	4560	3205	2515
		В.л. 1980×12	237.6		237.6				7.76																	$M_{II}=2033$				
		Н.г.л. 520×25	130.0		130.0	-100.25	-13.03		13.06																					
		Н.г.л. 650×40	260.0		260.0	-103.5	-26.91		27.85								70.0	76.6	149.5	0.709	0.760	1.016				595	2675	530	2740
			757.6		743.6		-26.91	-35.5	61.73	9.55	52.18	2.58	49.60																	
16.8м		Армат. 28Ф12	31.6		31.6	130.8	4.13		5.40																					
			789.6		775.2		-22.78	-28.9	67.13	6.59	60.54	2.34	58.20	97.5	1.56	217.0								159.8	6.34					
		Бетон n=6.0	662.0		662.0	130.8	86.59		113.26					86.8	1.75	194.0														
			1451.2		1437.2		63.81	44.0	180.39	28.10	152.29	0.44	151.85																	
2		В.г.л. 520×25	130.0	14.0	116.0	100.25	130.3		13.06							$\frac{\sigma_{бф}}{\sigma_б}=1.12$ т.к. 1.2>1.12>1.1, то $R_б=0.9R_{н.б}=0.9\cdot0.9\cdot205=$ $=166\ кг/см^2$ $\sigma_б=184\ кг/см^2>R_б=166\ кг/см^2$ – расчетный случай „Б"	133.9	127.1	54.0	0.360	0.444	2.676			$M_I=379$	1055	4280	3220	2115
		В.л. 1980×12	237.6		237.6				7.76																	$M_{II}=1901$				
		Н.г.л. 380×25	95.0		95.0	-100.25	-9.52		9.54																					
		Н.г.л. 650×40	260.0		260.0	-103.5	-26.91		27.85								73.1	79.9	153.0	0.659	0.707	0.945				575	2690	565	2700
			722.6		708.6		-23.40	-32.4	58.21	7.59	50.62	2.46	48.16																	
11.5м		Армат. 28Ф12	31.6		31.6	130.8	4.13		5.40																					
			754.2		740.2		-19.27	-25.6	63.61	4.94	58.67	2.22	56.45	94.0	1.54	206.0								156.4	6.21					
		Бетон h=6.0	662.0		662.0	130.8	86.59		113.26					83.3	1.73	184.0														
			1416.2		1402.2		67.32	47.5	176.87	31.95	144.92	0.39	144.53																	
1	Марка бетона плиты М-400	В.г.л. 520×25	130.0	14.0	116.0	100.25	13.03		13.06							$\frac{\sigma_{бф}}{\sigma_б}=1.17$ т.к. 1.2>1.17>1.1, то $R_б=0.9R_{н.б}=0.9\cdot0.9\cdot205=$ $=166\ кг/см^2$ $\sigma_б=161\ кг/см^2>R_б=166\ кг/см^2$ – расчетный случай „А"	112.8		34.1	0.337		2.994			$M_I=256$	760	445		1205
		В.л. 1980×12	237.6		237.6				7.76																	$M_{II}=1332$				
		Н.г.л. 380×25	95.0		95.0	-100.25	-9.52		9.54																					
		Н.г.л. 480×20	96.0		96.0	-102.5	-9.84		10.09								92.2		170.9	0.412		0.597				620	2235		2855
			558.6		544.6		-6.33	-11.3	40.45	0.71	39.74	1.74	38.00																	
6.3м		Армат. 28Ф12	31.6		31.6	130.8	4.13		5.40																					
			590.2		576.2		-2.20	-3.8	45.85	0.09	45.76	1.52	44.24	74.1	1.38	161.0														
		Бетон n=6.0	662.0		662.0	130.8	86.59		113.26					63.4	1.61	138.0														
			1252.2		1238.2		84.39	67.4	159.11	56.88	102.23	0.15	102.08																	

Коэффициент 0.9 введен в расчетное сопротивление бетона согласно ТУ ВСН 151-68.

Министерство транспортного строительства СССР
Главтранспроект
Гипротрансмост

Рабочие чертежи металлических жел. дор. пролетных строений сездой поверху на балласте пролетами 18.2-66.0м в северном исполнении

Гл. инж. ГТМ		Попов
Нач. отдела		Валуев
Гл. инж. пр.		Слыхова
Рук. бригады		Огнев
Проверил	Козлова	Козлова
Исполнил		Фомина

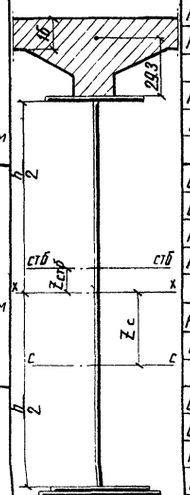
1969г. | М-б | Инв. №5018

Пролетное строение $L_р=33.6м$
Расчет главных балок на прочность.

739/4 | 12

Копир: Корректор: Козлова

Сечения и напряжения главных балок при расчете на выносливость

№№ сечения	Тип сечения	Состав сечения	$F_{бр}$	y_x	S_x	Z_x	Моменты инерции J_x	F_{z^2}	J_o	$y_{бф}$	$W_{бф}$	$\sigma_{бф}$	Выносливость бетона	Ординаты фибр y_c	$y_{стб}$	Моменты сопр. W_c	$W_{стб}$	m'	Напряжения σ_{pI}	σ_{pII}	σ_q	$\Sigma\sigma$	$\sigma_{min}=\sigma_{pI}+\sigma_{pII}$	Определение γ: $\rho=\frac{\sigma_{min}}{\Sigma\sigma}$	β	γ	γR_u	Расчетные моменты
		мм	см²	см	10³см³	см	10⁵см⁴			см	10⁵см³	кг/см²		см		10³см³			кг/см²								кг/см²	тм
3		в.г.л. 520×25	130.0	100.25	130.3		13.06						$\rho=\frac{248}{1539}=0.161$						на уровне прикрепления связей									$M_{pI}=361$
		в.л. 1980×12	237.6				7.76						$K_p=1.0305$	41.5	88.3	1.257	1.258	0.999	290	200	1025	1515	490	0.321	1.9	0.810	2190	$\Sigma M_{II}=1539$
		н.г.л. 520×25	130.0	-100.25	-130.3		13.06						$K_p R'_{u,б}=1.0305\times$						по нижнему поясу									$M_q=1291$
		н.г.л. 650×40	260.0	-103.5	-26.91		27.85						$\times 0.9\times 160=148$ кг/см²	70	116.8	0.745	0.951	1.026	485	255	1325	2065	740	0.358	1.0	1.0	2700	$M_{pII}=248$
			757.6		-26.91	-35.5	61.73	9.55	52.18				120 кг/см² < 148 кг/см²															
		арматура и																										
16.8 м		бетон n=15	296.4	130.8	38.77		50.71																					
			1054.0		11.86	11.3	112.44	1.35	111.09	130.2	0.853	120																
2		в.г.л. 520×25	130.0	100.25	13.03		13.06						$\rho=\frac{224}{1439}=0.156$						на уровне прикрепления связей									$M_{pI}=325$
		в.л. 1980×25	237.6				7.76						$K_p=1.028$	44.6	92.1	1.135	1.157	1.001	290	195	1050	1535	485	0.313	1.9	0.805	2175	$\Sigma M_{II}=1439$
		н.г.л. 380×25	95.0	-100.25	-9.52		9.54						$K_p R'_{u,б}=1.0.28\times$						по нижнему поясу									$M_q=1215$
		н.г.л. 650×40	260.0	-103.5	-26.91		27.85						$\times 0.9\times 160=148$ кг/см²	73.1	120.6	0.692	0.884	1.029	470	245	1335	2050	715	0.349	1.4	1.0	2700	$M_{pII}=224$
			722.6		-23.40	-32.4	58.21	7.59	50.62				114 кг/см² < 148 кг/см²															
11.5 м		арматура																										
		и бетон n=15	296.4	130.8	38.77		50.71																					
			1019.0		15.37	15.1	108.92	2.32	106.6	126.4	0.843	114																
1		в.г.л. 520×25	130.0	100.25	13.03		13.06						$\rho=\frac{151}{1008}=0.15$						на уровне прикрепления связей									$M_{pI}=199$
		в.л. 1980×12	237.6				7.76						$K_p=1.025$	65.7	114.9	0.605	0.687	1.017	330	200	1110	1640	530	0.321	1.9	0.810	2190	$\Sigma M_{II}=912$
		н.г.л. 380×25	95.0	-100.25	-9.52		9.54						$K_p R'_{u,б}=1.025\times 0.9$						по нижнему поясу									$M_q=775$
		н.г.л. 480×20	96.0	-102.5	-9.84		10.09						$\times 160=148$ кг/см²	92.2	141.4	0.431	0.558	1.042	460	240	1330	2030	700	0.343	2.24	0.736	1990	$M_{pII}=137$
			558.6		-6.33	-11.3	40.45	0.71	39.74				80 кг/см² < 148 кг/см²															
		арматура																										
		и бетон n=15	296.4	130.8	38.77		50.71																					
			855.0		32.44	37.9	91.16	12.28	78.88	103.6	0.761	80																

Расстояние x=5.55м от опоры принято по фактическому месту изменения сечения нижнего горизонтального листа.

Проверка напряжения по формуле:

для нижнего пояса:

$$\sigma_н=\frac{M_I}{W_{нс}}+\frac{M_{II}}{m'_н W_{нстб}}\le\gamma R_u$$

Определение коэффициентов:

$$m'_i=1+2\left(1-\frac{\sigma_{бф}}{K_p R'_{u,б}}\right)\left(\frac{W_{i,стб}}{W'_{i,стб}}-1\right) \text{ при } \sigma_{бф}>0.8K_p R'_{u,б}$$

$$m'_i=1+\left(1-0.75\frac{\sigma_{бф}}{K_p R'_{u,б}}\right)\left(\frac{W_{i,стб}}{W'_{i,стб}}\right) \text{ при } \sigma_{бф}<0.8K_p R'_{u,б}$$

по ВСН 92-63

$$\gamma=\frac{1}{(a\beta+b)-(a\beta-b)\rho}\le 1 \quad a=0.65 \quad b=0.30$$

по СН 200-62

3. $x=16.8$ м $\sigma_{бф}=120$ кг/см² $>0.8K_p R'_{u,б}=118.4$ кг/см²

$$m'_{св}=1+2\left(1-\frac{120}{148}\right)\left(\frac{1.255}{1.258}-1\right)=1.0$$

$$m'_н=1+2\left(1-\frac{120}{148}\right)\left(\frac{1.016}{0.951}-1\right)=1.026$$

$$\gamma_{св}=\frac{1}{(0.65\cdot 1.9+0.30)-(0.65\cdot 1.9-0.30)\cdot 0.321}=0.810$$

$$\gamma_н=\frac{1}{(0.65\cdot 1.0+0.30)-(0.65\cdot 1-0.30)\cdot 0.358}>1 \text{ принимаем } \gamma=1.0$$

Примечания:

1. Проверка на выносливость произведена по нижнему поясу и на уровне прикрепления нижних связей для сечения в середине пролета и в местах изменения сечения нижнего пояса балки.
2. Коэффициенты концентрации приняты:
   при отсутствии изменения сечения ..... $\beta=1.0$
   при изменении ширины листа ..... $\beta=1.4$
   при изменении толщины листа ..... $\beta=1.6$
   при изменении ширины и толщины листа ... $\beta=1.4\times 1.6=2.24$
   в местах прикрепления связей ..... $\beta=1.9$

2. $x=11.5$ м $\sigma_{бф}=114$ кг/см² $<0.8K_p R'_{u,б}=118.4$ кг/см²

$$m'_{св}=1+\left(1-0.75\frac{114}{148}\right)\left(\frac{1.161}{1.157}-1\right)=1.001$$

$$m'_н=1+\left(1-0.75\frac{114}{148}\right)\left(\frac{0.945}{0.884}-1\right)=1.029$$

$$\gamma_{св}=\frac{1}{(0.65\cdot 1.9+0.30)-(0.65\cdot 1.9-0.30)\cdot 0.313}=0.805$$

$$\gamma_н=\frac{1}{(0.65\cdot 1.4+0.30)-(0.65\cdot 1.4-0.30)\cdot 0.349}>1 \text{ принимаем } \gamma=1$$

1. $x=5.55$ м $\sigma_{бф}=80$ кг/см² $<0.8K_p R'_{u,б}=118.4$ кг/см²

$$m'_{св}=1+\left(1-0.75\frac{80}{148}\right)\left(\frac{0.707}{0.687}-1\right)=1.017$$

$$m'_н=1+\left(1-0.75\frac{80}{148}\right)\left(\frac{0.597}{0.558}-1\right)=1.042$$

$$\gamma_{св}=\frac{1}{(0.65\cdot 1.9+0.30)-(0.65\cdot 1.9-0.30)\,0.321}=0.810$$

$$\gamma_н=\frac{1}{(0.65\cdot 2.24+0.30)-(0.65\cdot 2.24-0.30)\,0.343}=0.736$$

Министерство транспортного строительства СССР

Главтранспроект Гипротрансмост

Рабочие чертежи металлических жел. дор. пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18.2-66.0м в северном исполнении

Гл. инж. ГТМ	[signature]	Попов
Нач. отдела	[signature]	Валуев
Гл. инж. пр-та	[signature]	Слыхова
Рук. бригады	[signature]	Огнев
Проверил	Козлова	Козлова
Исполнил	[signature]	Фомина

1969г | М-б | Инв. N 51019

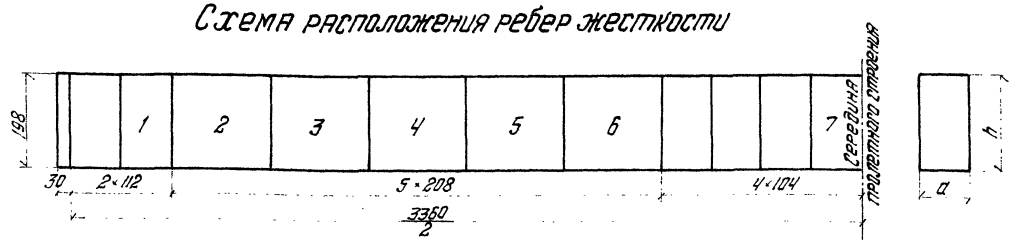
Пролетное строение $l_б=33.6$ м

Расчет главных балок на выносливость.

739/4 | 13

Копир: [signature] Корректор: Козлова

Схема расположения ребер жесткости



Примечание

Расчет местной устойчивости стенки произведен по СН200-62 /приложение 18/.

Усилия и напряжения в отсеках стенки

Усилия от постоянной нагрузки									Загружение на M max							Загружение на Q max									Напряжения кг/см²					
									Усилия от временной нагрузки					Расчетные усилия		Усилия от временной нагрузки							Расчетные усилия		Нормальные				Касательн.	Местные
																									$\sigma = \frac{M_I y_c}{J_c} + \frac{M_{II} y_{cm}}{J_{cm}} - \left(\frac{S_{бcm}}{W_{cm}} \pm \frac{F_б}{F_{cm}}\right) R_б$		$\sigma = \frac{M_I y_c}{J_c} + \frac{M_{II} y_{cm б}}{J_{cm б}}$		$\tau = \frac{2 \Sigma Q_{Scm б}}{3 J_{cm б} \cdot б}$	
НН отсека	x	$l-x$	Ω_M	Ω_Q	M_{PI}	M_{PII}	Q_{PI}	Q_{PII}	α	q	n	M_q	Q_q	M_{II}	ΣQ_{II+I}	Ω_Q	Ω_M	α	q	n	M_q	Q_q	M_{II}	ΣQ_{I+II}						P
	м	м	м²	м	тм	тм	т	т	—	т/м	—	тм	т	тм	т	м	м²	—	т/м	—	тм	т	тм	т	$\sigma_в$	$\sigma_н$	$\sigma_в$	$\sigma_н$		
1	1,68	31,92	26,8	15,12	80	61	45	35	—	—	—	—	—	—	—	15,2	25,6	0	9,185	1,204	364	215	425	295	—	—	354	861	740	235
2	3,28	30,32	43,7	13,52	130	95	40	30	—	—	—	—	—	—	—	13,7	44,9	0	9,325	1,209	650	190	745	270	—	—	620	1545	615	235
3	5,36	28,24	75,6	11,44	225	170	34	26	—	—	—	—	—	—	—	11,8	63,4	0	9,540	1,216	945	175	1115	235	—	—	1015	2380	549	235
4	7,44	26,16	97,4	9,36	290	220	28	21	0,220	8,530	1,199	1275	123	1495	172	—	—	—	—	—	—	—	—	—	850	1930	—	—	365	415
5	9,52	24,08	114,6	7,28	342	260	22	16	0,284	8,385	1,199	1480	94	1740	132	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1570	2325	—	—	280	235
6	11,60	22,0	127,6	5,20	380	287	16	12	0,345	8,240	1,199	1620	66	1907	94	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2005	2430	—	—	197	235
7	16,28	17,32	141,0	0,52	420	320	—	—	0,485	7,915	1,199	1715	—	2035	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2390	2635	—	—	—	235

Критические напряжения кг/см² и коэффициент условий работы на местную устойчивость стенки $\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_0} + \frac{P}{P_0}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_c}\right)^2} \le m$; $(m = 0,9)$

НН отсека	x	Размеры отсека см		Нормальные $\sigma_0 = 190 x k \left(\frac{100б}{h}\right)^2$						Касательные $\tau_0 = x\left(1020 + \frac{760}{N^2}\right)\left(\frac{100б}{в}\right)^2$						Местные $P_0 = 190 x z \left(\frac{100б}{a}\right)^2$					m
	см	a	h	$\frac{a}{h}$	α		k	$\left(\frac{100б}{h}\right)^2$	σ_0	$в$	μ	μ^2		$\left(\frac{100б}{в}\right)^2$	τ_0	μ	z		$\left(\frac{100б}{a}\right)^2$	P_0	
1	168	112	198	0,565	3,43	1,65	73,5	0,366	8450	112	1,77	3,14	1,0	1,15	1450	0,565	5,28	1,46	1,15	1690	0,541
2	328	208	198	1,050	3,50	1,65	74,8	0,366	8580	198	1,05	1,103	1,32	0,366	825	1,05	6,45	1,94	0,331	786	0,835
3	536	208	198	1,050	3,35	1,65	68,0	0,366	7800	198	1,05	1,103	1,32	0,366	825	1,05	6,45	1,94	0,331	786	0,798
4	744	208	198	1,050	3,27	1,65	65,1	0,366	7450	198	1,05	1,103	1,32	0,366	825	1,05	6,45	1,94	0,331	786	0,783
5	952	208	198	1,050	2,48	1,65	39,1	0,366	4550	198	1,05	1,103	1,32	0,366	825	1,05	6,45	1,94	0,331	786	0,729
6	1160	208	198	1,050	2,21	1,65	31,4	0,366	3610	198	1,05	1,103	1,32	0,366	825	1,05	6,45	1,94	0,331	786	0,889
7	1628	104	198	0,525	2,11	1,65	28,6	0,366	3280	104	1,90	3,610	1,0	1,334	1640	0,525	5,19	1,43	1,334	1880	0,855

Основные данные:

1. Постоянная нагрузка:
   $P_I = 2,98$ т/м
   $P_{II} = 2,25$ т/м
   $P_M = 4,49$ т/м /без веса балки/
2. Динамический коэффициент $(1+\mu) = 1,283$
3. Местное напряжение в вертикальной стенке определяется:

а/ для отсеков, в которых нагрузка расположена над вертикальным ребром и для отсеков с равномерно распределенной нагрузкой /при жестких упорах/:

$$P = \frac{1,7k^2(1+\mu)n + P_M}{100 S_{cm}}; \quad \text{при } \lambda = 3,0\text{м} \quad 1+\mu = 1,545 \quad n = 1,291$$

$$P = \frac{(1,7 \cdot 7 \cdot 1,545 \cdot 1,291 + 4,43)10^3}{100 \cdot 1,2} = 235 \text{ кг/см}^2$$

б/ для отсеков, в которых нагрузка расположена между вертикальными ребрами:

$$P = \frac{[1,7k(1+\mu)n + P_M]\, l_{пл}}{(l_a + 2\delta_{в.гл})\, S_{cm}}, \quad \text{где } l_a \text{ - длина упора}$$

$$P = \frac{(1,7 \cdot 7 \cdot 1,545 \cdot 1,291 + 4,43)10^3 \cdot 3,12}{(172 + 2,5 \cdot 2)\, 1,2} = 415 \text{ кг/см}^2$$

Министерство транспортного строительства СССР Главтранспроект Гипротрансмост				
Рабочие чертежи металлических жел. дор. пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18,2-66,0м в северном исполнении	Гл. инж. РТМ	[signature]	Попов	Пролетное строение $l_p = 33,6$ м. Расчет на местную устойчивость.
	Нач. отдела	[signature]	Валуев	
	Гл. инж. пр-та	[signature]	Слыхова	
	Рук. бригады	[signature]	Огнев	
	Проверил			739/4 | 14
1959г | м.б | Инв. №51020	Исполнил	[signature]	Козлова	

Копировала Ч. Тор. Корректировал

Проверка приведенных напряжений в стенке балки

$$\sigma_{пр.} = \sqrt{0.8\sigma^2 + 2.4\tau^2} \le R_o .$$

NN сечений	Расстояние от опоры x	Наименование фибры стенки	Расчетная площадь $F_{бр}$	Расчетные усилия M_I	M_{II}	Q_I	Q_{II}	Статические моменты: ординаты y_c	$y_{стб}$	$y_б$	S_c	$S_{стб}$	Моменты инерции J_c	$J_{стб}$	Моменты сопротивления $W_{с.нт}$	$W_{стб.нт}$	Напряжения $\Sigma\sigma$	$\Sigma\tau$	$\sigma_{привед.}$
—	м	—	см²	тм		т		см			10^3 см³		10^5 см⁴		10^5 см³		кг/см²		
0	0	—	130 110.3×1.2	0	0	50.1	271.3	111.55	—	—	21.8	—	39.74	—	—	—	0	1470*)	—
1	6.3	верхняя	130+693.6	256.3	1332.4	31.3	162.7	111.55	32.85	63.4	14.5	48.3	39.74	102.23	0.34	3.23	1125	735	1520
		нижняя	191					89.95	168.65	—	17.2	32.2			0.43	0.61	2755	540	2600
2	11.5	верхняя	130+693.6	378.8	1901.2	15.8	76.6	132.65	52.75	83.3	17.2	64.6	50.62	144.92	0.37	2.81	2030	330	1885
		нижняя	355					69.85	149.75	—	24.8	53.2			0.72	0.99	2580	300	2355
3	16.8	верхняя	130+693.6	420.5	2033.3	0	0	—	—	—	—	—	—	—	0.37	2.76	2385	0	—
		нижняя	390												0.78	1.06	2610		

*) Скалывающее напряжение в опорном сечении подсчитано для стального сечения (без учета плиты).
Приведенные напряжения проверяются в сечении посредине пролета балки и в местах изменения сечения нижнего пояса.

Расчет балки на прочность от дополнительного сочетания нагрузок

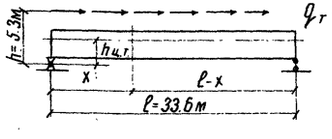
NN сечений	Расстояние от опоры x	Наименование фибры	Расчетные усилия: От вертикальн. нагрузок M_{pI}	M_{pII}	$0.8\,M_q$	От торможения $0.8\,M_T$	$0.8\,S_T$	От ветра M_w	$S=\frac{M_w}{B^{*)}}$	Момент сопротивления W_c	$W_{стб}$	Расчетная площадь $F_{стб}$	$F_w = F_{нп}+2.5d^2_{ст}$	Напряжения кг/см²: От вертикальной нагрузки σ_{pI}	σ_{pII}	σ_q	От торможения σ_{TM}	σ_{TN}	От ветра σ_w	От усадки σ_y	От температуры σ_T	Суммарное $\Sigma\sigma$	$\Sigma\sigma$
	м	—	тм			тм	т	тм	т	10^5 см³		см²		1	2	3	4	5	6	7	8	1-6	1+2+3+7+8
1	6.3	верхняя	256.3	193.5	911.1	44.0	23.7	17.0	8.5	0.337	2.994	1238.2	227	-760	-65	-305	-15	+20	—	-110	-40	-1125	-1280
		нижняя								0.412	0.597			620	+325	+1525	+75		+40	+20	+155	+2590	+2645
2	11.5	верхняя	378.8	286.0	1292.2	31.9	19.2	25.2	12.6	0.360	2.676	1402.2	391	-1055	-110	-485	-100	+15	—	-115	-35	-1645	-1800
		нижняя								0.659	0.945			+575	+300	+1370	+35.0		+30	+15	+140	+2325	+2400
3	16.8	верхняя	420.5	317.5	1372.6	23.7	14.6	27.9	14.0	0.362	2.641	1437.2	426	-1160	-120	-520	-10	+10	—	-120	-30	-1800	-1950
		нижняя								0.709	1.016			+595	+315	+1350	+25		+35	+10	-135	+2330	+2405

$B^{*)}$ расстояние между главными балками $B = 2.0$ м

1. Усилия от вертикальных нагрузок взяты из расчетного листа (Инв. N51017).
2. Расчетные комбинации нагрузок, входящие в дополнительное сочетание:
   I. $1{,}1\,S_p + 0.8\,S_q + 0.8\,S_T + 1.2\,S_w$
   II. $1{,}1\,S_p + 0.8\,S_q + S_{усад.} + S_{темпер.}$
3. Ветровая нагрузка учитывается только для нижнего пояса. Погонная нагрузка:
   $g_w = [0.4_б + 0.2(h_{прч.} + h_п)]\,g \times n = [0.4 \times 2.07 + 0{,}2(1{,}1+3{,}0)] \times 0{,}1 \times 1{,}2 = 0{,}198$ т/м
4. Напряжения от усадки бетона и колебания температуры определяются по формулам, приведенным в Т.У. ВСН 92-63.

Величина относительной деформации усадки бетона при сборной плите принята $\varepsilon_y = 1.10^{-4}$
Модуль упругости бетона $E_y = 0.5E_б$

5. Погонная нагрузка от торможения:
   $g_T = 0.1 \times g_{экв.} \times 0.8n = 0.1 \times 9.034 \times 0.8 \times 1.199 = 0.867$ т/м



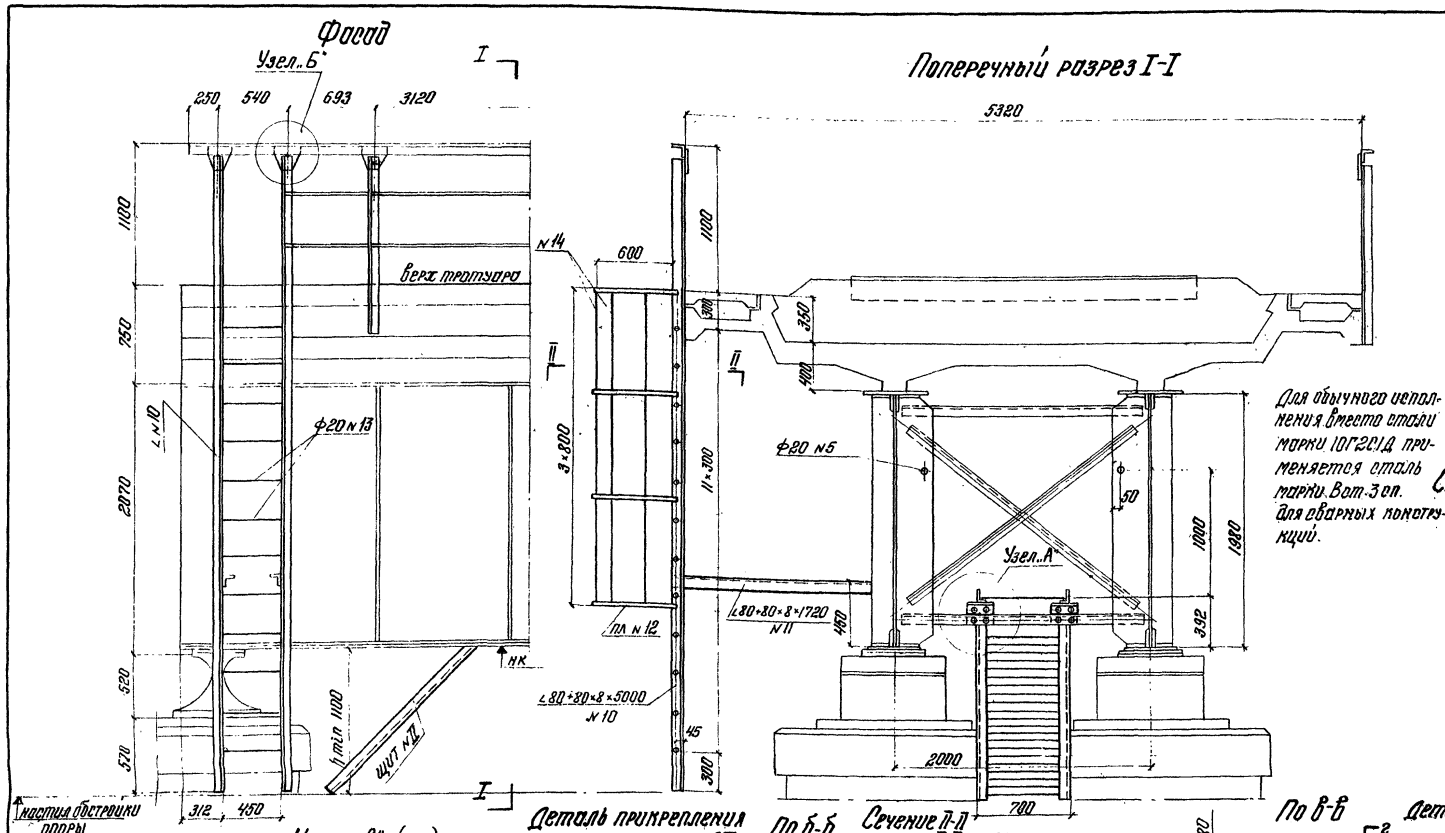
$q_T = 0.867$ т/м

$N_x = q_T\,(l - x)$ ...т
$M_x = N_x \times h_{ц.т.}$ ...тм

6. Воздействие разности температур между сталью и бетоном
   при растяжении $t = +30°$ (для нижнего пояса)
   при сжатии $t = -15°$ (для верхнего пояса).

Министерство транспортного строительства СССР				
Рабочие чертежи металлических жел. дор. пролетных строений сездой поверху на балласте пролетами 18.2-66.0м в северном исполнении	Главтранспроект Гипротрансмост			Пролетное строение $l_p = 33.6$ м. Проверка приведенных напряжений. Расчет на дополнительные нагрузки
	Гл. инж. ГТМ		Попов	
	Нач. отдела		Валуев	
	Гл. инж. пр-та		Слыхова	
	Рук. бригады		Огнев	
	Проверил	Козлова	Козлова	739/4 15
1969г М-б Инв. N51021	Исполнил		Фомина	

Копир: Корректр: Козлова



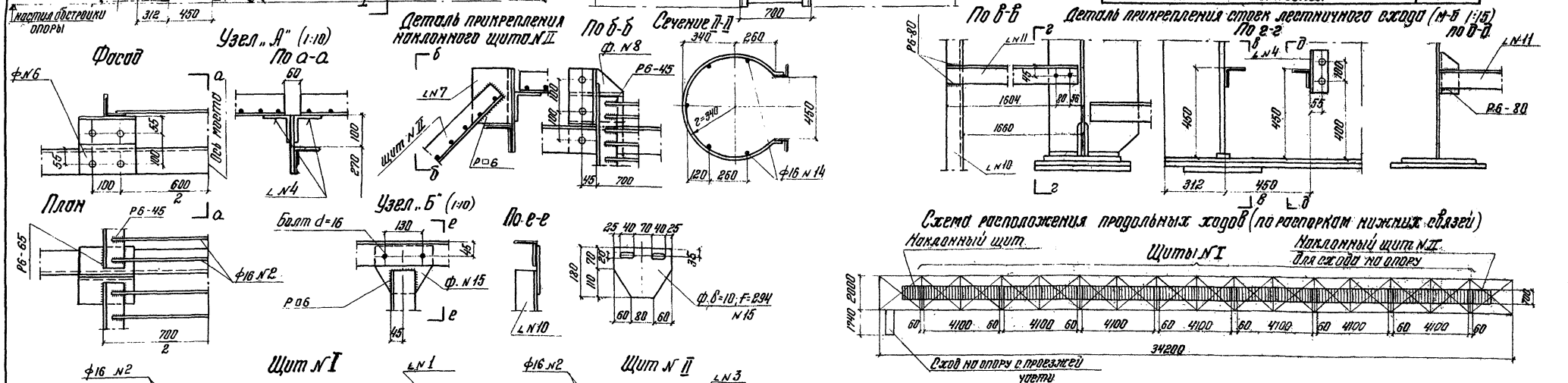
Для обычного исполнения вместо стали марки 10Г2С1Д применяется сталь марки Вст-3сп. для сварных конструкций.

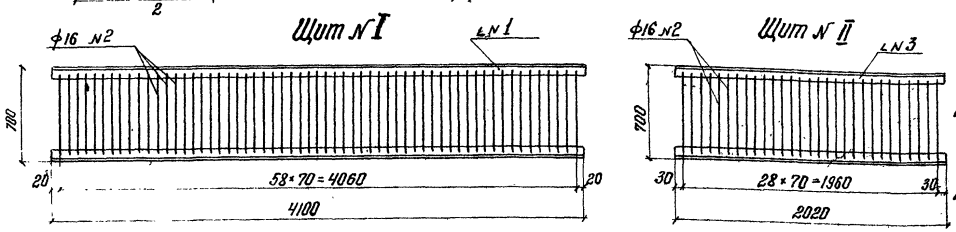
Спецификация металла на продольные смотровые хода

NN щита	NN п/п	Материал	Сечение эл-та	Вес 1п.м.	на один щит: Длина эл-та	Кол-во	Общая длина	Вес щита	На прол. строен.: Кол-во щитов	Общий вес
			мм	кг	мм		м	кг		кг
I	1	М16С	∠70+70×6	6,39	4100	2	8,20	52,4	7	791
	2	А-I	ф16	1,58	650	59	38,35	60,6		
								113,0		
II	3	М16С	∠70+70×6	6,39	2020	2	4,04	25,8		
	2	А-I	ф16	1,58	6501	29	18,85	29,8		
								55,6	2	111
Соединит. эл-ты	4	10Г2С1Д	∠90+90×9	12,2	200	28	5,6	68,3		68
	5	А I	ф20	2,47	34200	2	68,4	168,9		169
	6	10Г2С1Д	200×10	15,7	190	12	2,3	36,1		36
	7	—"—	∠125+80×8	12,5	180	4	0,72	9,0		9
	8	ВМ Ст.3сп	200×10	15,7	270	4	1,08	17,0		17
								Итого		1201
1,5% на электрошвы										18
Всего на пролетное строение:										1219

Спецификация металла на лестничный сход

NN п/п	Материал	Сечение эл-та мм	Длина мм	Кол. шт.	Общая длина м	Вес 1п.м. кг	Общий вес кг
10	10Г2С1Д	∠80+80×8	5000	2	10,0		
11		∠80+80×8	1720	2	3,5		
					13,5	9,65	130
12	ВМ ст.3сп	пл. 50×6	1750	4	7,0	2,36	16,5
13	А-I	ф20	530	12	6,4	2,47	15,8
14		ф16	2500	5	12,5	1,58	19,8
15	ВМ ст.3сп	ф. δ=10	F=294	2	F=0,06	78,5	4,7
4	10Г2С1Д	∠90+90×9	200	1	0,2	12,2	2,4
					Итого:		189
1,5% на электрошвы							3
Всего на пролетные строения:							192





Примечания:

1. В случае выполнения работ по сварке при отрицательной температуре все работы должны производиться в соответствии с требованиями СН-363-66.
2. Опора должна иметь смотровую площадку в пониженном уровне.

Министерство транспортного строительства СССР
Главтранспроект
Гипротрансмост

Рабочие чертежи металлических жел. дор. пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18.2-66 Ом в северном исполнении

Гл инж ГТМ		Попов
Нач отдела		Валуев
Гл инж пр		Слыхова
Рук бригады		Силантьева
Проверил		Фомина
Исполнил		Силантьев

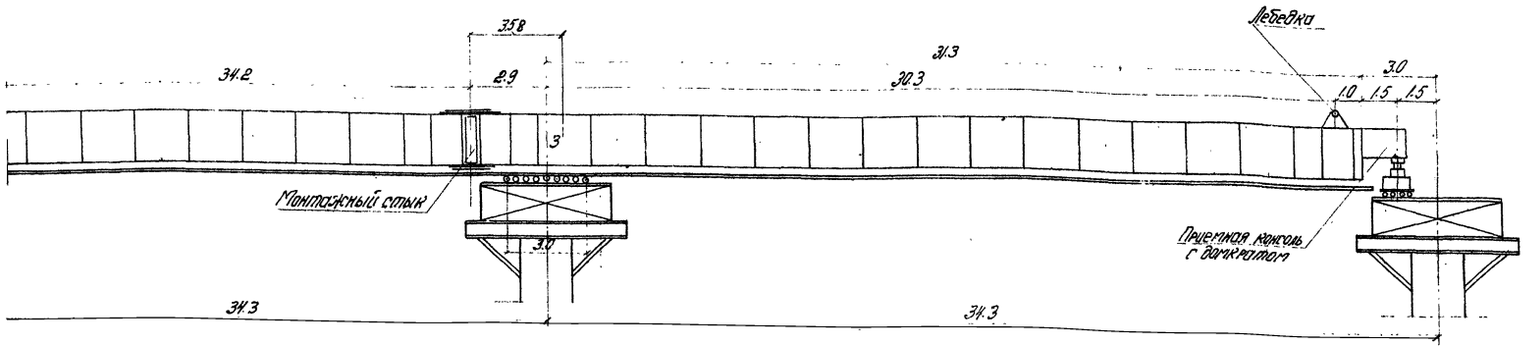
Пролетное строение l_p=33.6м
Смотровые приспособления
Смотровые хода и сход на опору

1969г | М-б 1:20 1:15 | Инв. N51976

739/4 | 16

Копир. Макс | Корректор

Схема надвижки пролетных строений l_p-33.6 м



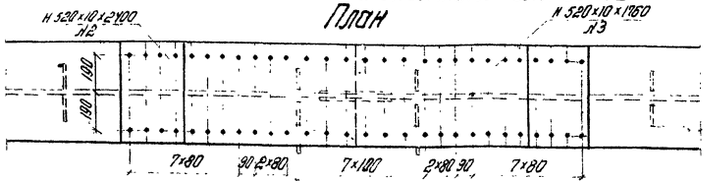
Расчетные нагрузки на балку

1. собственный вес балки — 0.73 1.1 = 0.8 т/м
2. накаточные пути — 0.25 т/м
3. приемная консоль с домкратом — P_1 = 1.5 т
4. тяговая лебедка — P_2 = 1 т
5. ветровая нагрузка — q_w = 0.05 т/м²

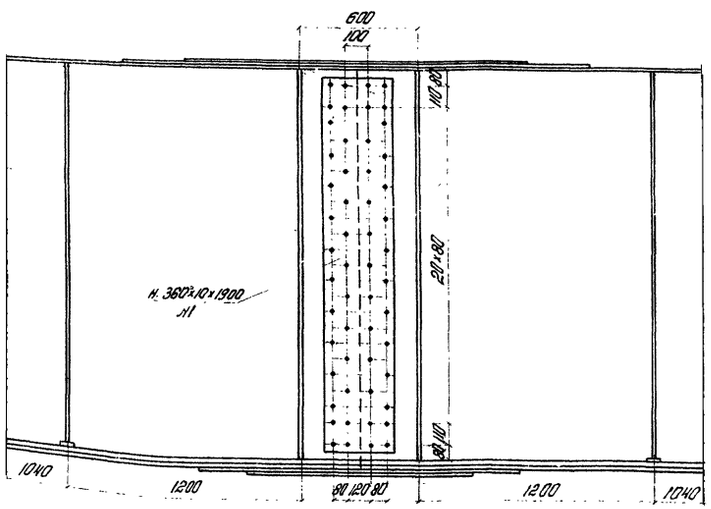
W = 0.12 т/м

Монтажный стык пролетных строений

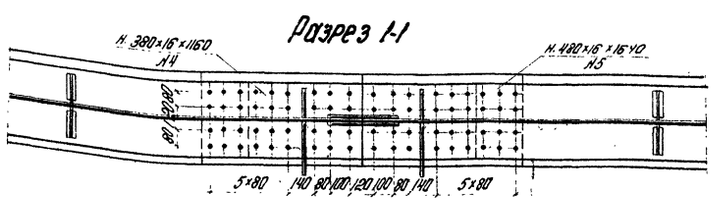
План



Фасад



Разрез 1-1



Проверка балки на прочность при надвижке пролетных строений

Сечение	Усилия: M_p (тм)	Усилия от ветра: M_w (тм)	Усилия от ветра: N_w (т)	Фибра сечения	Приведен площадь $F_п + 12\delta^2$ (см²)	Момент сопротив. $W_{нт}$ (10^3 см³)	Напряжения: $\sigma = \frac{M_p}{W_{нт}}$ (кг/см²)	Напряжения: $\sigma = \frac{N_w}{F_{пр}}$ (кг/см²)	Напряжения: $\Sigma\sigma$ (кг/см²)
над опорой	594	59	—	верх.	—	0.337	1760	—	1760
			29.5	нижн.	208.3	0.412	1440	140	1580

Проверка устойчивости диагоналей связей при надвижке

Расстояние от опоры	Сечение	$F_{бр}$	Усилие от деформац. поясов	Усилие от ветра	ΣS	Коэф. продольного изгиба	$\sigma = \frac{\Sigma S}{\varphi F_{бр}}$
м	мм	см²	т	т	т	—	кг/см²
0	1.90+90×9	15.6	4.95	2.7	7.65	0.277	1770

Спецификация металла на монтажный стык

№№ п/п	Наименование элементов	Материал	Размер элемента: Толщина (мм)	Размер элемента: Ширина (мм)	Размер элемента: Длина (мм)	Количество (шт)	Общая длина (м)	Вес 1 п.м (кг)	Общий вес (кг)
1	Вертикальные накладки стыка	10Г2С1Д	10	360	1900	4	7.60	28.3	215.1
2	То же-горизонтал.		10	520	2400	2	4.80	40.8	195.9
3	То же		10	520	1760	2	3.52	40.8	143.6
4	То же		16	480	1640	2	3.28	60.3	197.8
5	То же		16	380	1160	2	2.32	47.7	110.7
Всего металла на пролетное строение									863

Проверка местной устойчивости стенки балки при надвижке пролетных строений

Расстояние от опоры X	N отсека	Вид отсека	Наименование пластин	Расчетные усилия: M (тм)	Расчетные усилия: Упорная реакция A (т)	Расчетные усилия: Q (т)	Расчетные усилия: N_w (т)	Проверяемое сечение отсека	Напряжения (кг/см²): Расчетные σ	Расчетные P *)	Расчетные τ	Критические σ_0	Критические P_0	Критические τ_0	Коэффициент условий работы m
3.58	3	I (в, н)	I	590	67	35	—	в	1740	235	107	3500	745	950	0.795
							28	н	1566						

*) Местное напряжение $P = \frac{1.25A}{\lambda\delta}$, где λ = 3.0 м

Ведомость высокопрочных болтов с гайками и 2мя шайбами

Диаметр (мм)	Материал	Длина (мм)	Кол-во (шт)	Вес 1 шт (кг)	Общий вес (кг)
22	ст40х	85	220	0.63	138.6
		115	144	0.72	103.7
Всего на стык					242.3

Примечание:

Болты стыков при надвижке пролетного строения должны быть натянуты на полное расчетное усилие.

Министерство транспортного строительства СССР
Главтранспроект
Гипротрансмост

Рабочие чертежи. Металлических жел. дор. пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18.2-66.0 м в северном исполнении

Гл. инж. ГТМ	[подпись]	Попов
Нач. отдела	[подпись]	Валуев
Гл. инж. пр-та	Слыхова	Слыхова
Рук. бригады	[подпись]	Силантьева
Проверил	[подпись]	Корнеухов
Исполнил	[подпись]	Козлова

1969 г. | М-б — | Инв. № 52505

Пролетное строение l_p = 33.6 м
Установка главных балок в пролет продольной надвижкой.

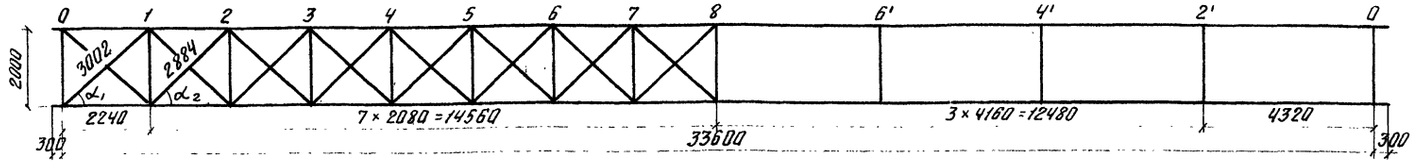
739/4 | 17

Копир. Заложина Корректор Козлова

Схема связей

Нижние продольные связи

Поперечные связи

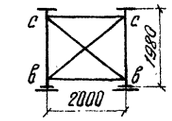


Поперечные связи

на опоре



в пролете



$\sin\alpha_1$	0.666
$\cos\alpha_1$	0.746
$\sin\alpha_2$	0.693
$\cos\alpha_2$	0.721

Погонная ветровая нагрузка

Расчетная ветровая поверхность $F = kh$ (м²/пм)		Ветровая нагрузка W (т/м) при наличии поезда	при отсутствии поезда
		$q_w = 1.2 \cdot 0.10$	$q_w = 1.2 \times 0.18$
Главные балки и проезжая часть	$0.4 \cdot 2.07 + 0.2 \cdot 1.1 = 1.048$	0.126	0.226
Подвижной состав	$0.2 \cdot 3 = 0.6$	0.072	—

Усилия в диагоналях связей от ветра

№№ панелей	Расст. X	Площади л.в $W_{пр}$	$W_{лев}$	ΣW	Усилия S_w при наличии поезда	при отсутств. поезда
0-1	1.12	—	—	11.8	2.34	2.67
3-4	7.44	-0.47	7.2	6.73	1.33	1.52
7-8	15.76	-2.47	3.22	0.75	0.15	0.17

Горизонтальные удары подвижного состава

Смятие торцов опорных ребер

Опорная реакция	Площадь торцов $F_{см}$	Напряжение $\sigma_{см}$
т	см²	кг/см²
321	$2 \times 3.2 \times 14 = 89.6$	$3580 < 1.5 R_0$

Примечание

Усилие от ветра в стадии эксплуатации воспринимается жел. бет. плитой и нижними продольными связями.

Усилия и напряжения в элементах связей

Наименование элементов	№№ панелей	Расстояние от опоры	От деформации поясов главных балок x) Моменты $\frac{1.1M_{pI}}{1.1M_{pII}}$	M_q	Напряжения σ_p	σ_q	Усилия $1.1S_p$	$0.9S_p$	S_q	$0.8S_q$	От ветра $1.2S_{w100}$	$1.2S_{w180}$	Расчетные усилия $1.1S_p+S_q$	$1.1S_p+0.8S_q+1.2S_{w100}$	$1.1S_p+1.2S_{w180}$	$1.2S_{w180}-0.9S_p$	S_{max}	Моменты $\frac{M_{св}}{M_{экц}}$	Геометрические характеристики сечения: Сечение	$F_{бр}$	$F_{нт}$	$\frac{W_{бр}}{W_{нт}}$	$\frac{l_x}{l_y;l_0}$	$\frac{r_x;r_y}{r_0}$	$\frac{\lambda_x}{\lambda_y}/\lambda_0$	l_0	ρ_x	i	φ_i	Напряжения кг/см на прочность $\frac{+S}{0.75F_{нт}}$	$\frac{M_{св}}{0.75W_{нт}}$	$\sigma_{пр}$	На устойчивость $\frac{-S}{\varphi F_{бр}}$	Количество заклепок для прикрепления требуется	дано
	—	м	тм		кг/см²		1	2	3	4	5	6	1+3	1+4+5	1+6	6-2	т	тм		см²	см²	см³	см	см	—	см	см	—	—						
Диагонали связей	0-1	1.12	$\frac{54}{41}$	251	148	355	+0.8	+0.655	+1.91	+1.53	±2.34	±2.67	+2.71	+4.67	+3.47	-2.015	+4.67	$\frac{0.012}{0.049}$	x y x y	15.6	13.53	46.3	$\frac{282}{110.5}$	$\frac{2.75}{1.77}$	$\frac{102}{40}/62$	3.24	2.96	1.1	0.254	460	95	555	510	0.8	3
	3-4	7.44	$\frac{290}{219}$	1280	447	1093	+2.16	+1.77	+5.3	+4.25	±1.33	±1.52	+7.46	+7.74	+3.68	+0.25	+7.74	0.011				$\frac{18.3}{17.0}$								760	85	845	—	1.3	3
	7-8	15.76	$\frac{419}{316}$	1725	589	1371	+2.850	+2.340	+6.66	+5.33	±0.15	±0.17	±9.51	+8.33	3.02	+2.17	+9.51		L90+90×9											935	85	1020	—	1.6	3
Распорки	8-8	16.80	—	—	—	—	-3.94	—	-9.26	—	—	—	-13.20	—	—	—	—	$\frac{0.006}{0.05}$ xx)	L90+90×9	15.6	—	46.3	$\frac{187.8}{165.8}$	$\frac{2.75}{1.77}$	$\frac{68}{40}$	0,4	2.75	0.35	0.49	—	—	—	1730	2.1	3
Диагонали поперечника	а-б																		L90+90×9	15.6															
	в-с																		L90+90×9	15.6			$\frac{103}{260}$	$\frac{2.75}{1.77}$	$\frac{38}{95}/58$										

x) Усилия от деформации поясов главных балок подсчитаны на уровне расположения горизонтальных связей.

xx) Т.к. распорка прикреплена обеими полками, эксцентриситет в прикреплении отсутствует.

Усилия в домкратной балке (т) при перегрузке домкрата на 30%

Расчетная схема	P т.	$Д_1$ т.	$Д_2$ т.	R_1 т.	R_2 т.
R_1 P R_2; 60 80 60; $Д_1$ 200 $Д_2$	180	102	78	94.8	85,2

Напряжения в домкратной балке

Расстояние от оси гл. балки X (м)	Тип сечения	Состав сечения мм.	$F_{бр}$	S_{x-x}	$L_{x\,бр}$	$W_{x\,бр}$	Усилия M	Q	Напряжения σ	τ	$\sigma_{пр}$	Примечание
			см²	см³	см⁴	см³	тм	т	кг/см²			
0.60	x x	2 гл. 200×10	40.0	630	63500	2050	57.0	102.0	2780	840	2820	
		вл. 620×12	74.4									
		Итого	114.4									
0.286		$h_{ст} = 520$	—	—	—	—	—	94.8	—	2270	—	$t = 1.5\frac{Q}{h_б}$

Министерство Транспортного Строительства СССР
Главтранспроект
Гипротрансмост

Рабочие чертежи металлических жел. дор. пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18.2-66.0 м в северном исполнении

Гл. инж. ГТМ	[подпись]	Попов
Нач-к. отд.	[подпись]	Валуев
Гл. инж. пр.	Слыхова	Слыхова
Рук. бригады	[подпись]	Огнев
Проверил	[подпись]	Фомина
Исполнил	Козлова	Козлова

1969 г. М-б Инв. № 54343

Пролетные строения $l_p = 33.6$ м. Расчет связей. Расчет домкратной балки.

739/4 (18)

Копир. Данилевич Корректир. [подпись]

gost.e-ecolog.ru