



СССР
Министерство транспортного строительства
Гипростройтрансстрой
Гипростройтрансстрой

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 $l_p = 27,0$ м.
Раздел I.
Пояснительная записка и чертежи

Начальник Гипростройтрансстроя  А. Крыуков
Главный инженер проекта  С. Соловьев

Проект утвержден
приказом МПС № П-18741
от 5 июня 1970 г.

Учв. № 73913

Москва
1969 г.

Пролетное строение $L_p = 27.0 \text{ м}$

Раздел I. Пояснительная записка и чертежи.

Содержание раздела I.

№ № п/п	Наименование	№ № лист(ов)	Удобенярные № №
1	Титульный лист	1	—
2	Состав проекта и условные обозначения.	2	50994
3	Пояснительная записка	3	50995
4	Пояснительная записка (продолжение)	4	50996
5	Паспорт пролетного строения $L_p = 27.0 \text{ м}$	5	50997
6	Пролетное строение $L_p = 27.0 \text{ м}$ Конструкция глянбных блялок	6	50998
7	Пролетное строение $L_p = 27.0 \text{ м}$ Конструкция глянбных блялок (продолжение). Спецификация.	7	50999
8	Пролетное строение $L_p = 27.0 \text{ м}$ Железобетонная плита с гибкими упорами Сварочный чертеж.	8	51000
9	Пролетное строение $L_p = 27.0 \text{ м}$ Железобетонная плита с жесткими упорами. Сварочный чертеж.	9	51001
10	Пролетное строение $L_p = 27.0 \text{ м}$ Установка глянбных блялок в пролет краном ГЭК-80	10	51002
11	Пролетное строение $L_p = 27.0 \text{ м}$ Нагрузки и усилия в глянбных блялках.	11	51003
12	Пролетное строение $L_p = 27.0 \text{ м}$ Расчет глянбных блялок на прочность.	12	51004
13	Пролетное строение $L_p = 27.0 \text{ м}$ Расчет глянбных блялок на вынаеливость.	13	51005
14	Пролетное строение $L_p = 27.0 \text{ м}$ Расчет на местную устойчивость.	14	51006
15	Пролетное строение $L_p = 27.0 \text{ м}$ Расчет приложенных напряжений. Расчет на дополнительные нагрузки	15	51007
16	Пролетное строение $L_p = 27.0 \text{ м}$ Смотровые приспособления. Смотровые шпиль и сзад на опочу.	16	51975

Условные обозначения

⊕ — Заводская заклепка $d = 23 \text{ мм}$ из стали марки 09Г2 по ГОСТ 5058-65 с дополнительными требованиями (для седевного использования)

⊕ — Заводская заклепка $d = 23 \text{ мм}$ „Шпатель“ из стали марки Ст 2 по ГОСТ 499-41

◆ — Отверстия $d = 28 \text{ мм}$ для высокопрочных болтов $d = 22 \text{ мм}$.

⊕ — Отверстия $d = 25 \text{ мм}$ для высокопрочных болтов $d = 22 \text{ мм}$.

⊕ — Анкерные болты опорных частей.

Способы сварки указываются буквами

А — Автоматическая

П — Полуавтоматическая

Р — Ручная

Типы швов указываются знаками.

× — Стыковые х-образные швы

√^{к-р} — Сварные швы — видимый/невидимый

к — Размер катета шва в мм

е — Длина шва в мм.

Пояснительная записка $\sigma_p = 27.0 \text{ м}$.

Типовой проект металлических железобетонных пролетных строений с одной полеткой на балласте пролетами 18,2-66,0 м в северном исполнении разработаны Гипроотрансмостом по плану типового проектирования 1969 г. в соответствии с проектным заданием, утвержденным заместителем министра путей сообщения тов. Подпайком К.Ф. 23 марта 1969 г.

1. Основные данные проектирования.
1.1. Металлическое исполнение.
Проект разработан в соответствии с требованиями СНиП II-Д 7-62, СН 200-62, СН 145-68 и указаниями по проектированию, изготовлению, монтажу и приемке стальных конструкций железобетонных, бетонных и железобетонных мостов, предназначенных для эксплуатации в условиях низких температур северного исполнения: ВСН 92-63. Металлические указания по проектированию стальных железобетонных пролетных строений: ВСН 144-68 и указания по применению высокопрочных болтов в стальных конструкциях мостов: СН 365-67 и ВСН 151-68 и указания по проектированию и изготовлению железобетонных и бетонных конструкций железобетонных мостов и труб, предназначенных для эксплуатации в условиях низких температур северного исполнения.
1.2. Нормативная временная вертикальная нагрузка-сн.

1.3. Температур.
А. Металл.
Для основных деталей пролетного строения проектом предусматривается применение мартовской низколегированной стали марки 10Г2СнД или 15Г2СнД по ГОСТ 5058-65.

В зависимости от климатических условий примененной стали по данному проекту могут использоваться пролетные строения для установки в районах с расчетной минимальной температурой воздуха от -40°C и ниже и установленной в районах с низкими температурами северного исполнения: зона А с расчетной минимальной температурой воздуха от -40°C до -50°C включительно и зона Б с расчетной минимальной температурой воздуха ниже -50°C .

При изготовлении пролетных строений северного исполнения стали элементов должны отвечать требованиям ВСН 145-68 § 2.2, 2.3, 2.4, 2.5, 2.6 пункты А и Б и примечание 2.8).

При изготовлении пролетных строений обычного исполнения стали основных и вспомогательных деталей, опорных частей, анкеров должны отвечать требованиям, указанным в СН 200-62 § 3.82 пункты А, Б, В, Г, Д, Е, Ж, З, И, К, Л.

Монтажные соединения проектированы на высокопрочных болтах.

Высокопрочные болты и гайки к ним изготавливаются из легированной конструкционной стали марки 40Х по ГОСТ 4349-61 в соответствии с. Техническому заданию на изготовление высокопрочных болтов, гаек и шайб к ним для железобетонных, бетонных и железобетонных мостов (ВСН 133-68), с заменой и дополнениями к 1968 г.

При изготовлении пролетных строений северного исполнения к вспомогательным деталям относятся: прокладки под углы жесткости, прокладки диагоналей продольных и поперечных связей, стожки и прочные перил стожков, стожки, анкерные перил, фангалы опорных частей. Все остальные элементы пролетных строений относятся к основным деталям.

Б. Бетон.
При изготовлении сборных железобетонных плит балластного корыта применяется гидротехнический бетон по ГОСТ 4795-59 II марки В₂₅ - 300 кг/см²; для монолитизации плит марки В₂₅ - 300 кг/см².

По морозостойкости марка бетона принята не ниже М_{рз} - 300. Плиты балластного корыта для обычного исполнения должны быть изготовлены в соответствии с требованиями СН 365-67 § 1.4, 1.5 и 1.7.

При изготовлении плит северного исполнения требования к материалу должны соответствовать ВСН 145-68 § 2 пункты 4, 2).

В. Арматура.

В качестве рабочей арматуры плит обычного исполнения принята арматура периодического профиля из углеродистой горячекатаной стали класса АII по ГОСТ 5781-61 марки Ст 5сп по ГОСТ 380-60х мартовской прокатки. Согласно решениям к проекту п. 9 § 355 от 2-го февраля 1970 г. секция строительств мостов технучерского отдела Минтрансстроя предлагает применение арматуры марки Ст 5сп высокопрочной катаной, прокатки только крутильной и западно-сибирского завода.

Для стожков и распределительной арматуры применяется арматура периодического профиля из стали класса АI по ГОСТ 5781-61 в соответствии с СН 365-67 § 1.8 и примечание 3).

Для северного исполнения рабочей арматуры марки Ст 5сп применяется арматура периодического профиля класса АII марки Ст 5сп по ГОСТ 1-89-57 или класса АIII марки 25Г2С по ГОСТ 5781-61 и ГОСТ 5058-65.

Для стожков и распределительной арматуры принята арматура периодического профиля из стали класса АI марки ВМ Ст 3сп или ВК Ст 3сп по ГОСТ 5781-61 и ГОСТ 380-60х.

Г. Расчет пролетного строения.
Пролетные строения проектированы с одной на балласте с включением железобетонной плиты балластного корыта в составную работу с главными балками.

Расчетные сопротивления бетона на прочность и выносливость приняты с коэффициентом понижения расчетного сопротивления равным 0,9 для конструкций, предназначенных к эксплуатации в районах с расчетной температурой ниже -40°C и ВСН 151-68 § 3.1.

1. Расчет на прочность.
А) Металлические балки пролетного строения.

Расчет пролетных строений произведен с предположением, что собственный вес металла пролетного строения и железобетонной плиты с уложенной изоляцией учитываются только металлическими балками и I стальной.

Составные сечения, металлические балки с железобетонной плитой, работают на усилии от веса балласта с частями пути, трамвайных плит, коммуникаций, стожков, перил, стожков и временных нагрузок и I стальной.

Расчет на прочность стальной балки, объединенной с железобетонной плитой, производился по формулам и коэффициентам от расчетного случая, определяемого величиной фибрового напряжения в бетоне. При напряжении $\sigma_{\text{фв}}$ не превышающем расчетного сопротивления бетона R_b , без объединенное сечение работает упруго - I случай А).

При напряжении в центре тяжести бетона σ_b больше расчетного сопротивления бетона R_b и меньше $\frac{R_b}{\gamma}$ (случай Б), расчетные формулы приняты в предположении упругой стали работы стальной сечению и продольной арматуры, но пластической стали работы бетона.

Расчет балок произведен: А) на основные сочетания нагрузок, включающие постоянную нагрузку первой и второй стальной и временную нагрузку;

Б) на дополнительные сочетания нагрузок, где учитывались комбинации с постоянной нагрузкой и временной с $\gamma = 0,8$, комбинации ветровой нагрузки, с учетом 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 плечо-моментальной деформации свободной усадки бетона сборных плит $\epsilon_y = 1,0 \cdot 10^{-4}$.

Понижение в расчетах на усадку учитено приемом эффективного модуля упругости бетона $E_y = 0,5 E_b$.

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

При расчете объединенных балок на выносливость колебаний температуры нормативная наибольшая разность температур стали и железобетона принята $+30^{\circ}\text{C}$ в случае, когда температура стали выше чем железобетона и -15°C , когда темпе-

ратура 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.

Проведены напряжения подсчитаны для верхних и нижних фибр вертикального листа балки по формулам п. 417 СН 200-62.

Подсчеты геометрических характеристик и расчетных сопротивлений в сечении пролетных строений собраны в таблице и даны на отдельных чертежах.

2. Расчет на выносливость.
Выносливости металлических балок произведена на уровне сжатия и по стожкам горизонтального листа нижнего пояса.

При проверке выносливости металлических балок пролетного строения фибровые напряжения в балках, вычисленные при отращивании модулей упругости стали и бетона γ , снижались введением коэффициента η , учитывающего нелинейность выносливости бетона (ВСН 92-63 п. 126). Полученные напряжения сравнивались с расчетным сопротивлением стали на уровне понижения путем умножения его на γ . Коэффициент подсчитан по СН 200-62.

Расчетные величины эффективных коэффициентов понижения напряжений приняты по СН 200-62 (приложение И15).

Районы:

А) при стожковом горизонтальном листе одинаковой толщины и ширины $\beta = 1$;

Б) при стожковом листе разной ширины $\beta = 1,4$;

В) при стожковом листе разной толщины и ширины $\beta = 1,4 \cdot 1,6 \cdot 2,2$;

Г) при первом ряду анкеров, прикрупленных фибровым горизонтальным связям к вертикальному листу балки $\beta = 1,9$.

Б. Расчет железобетонной плиты балластного корыта.

1. Расчет плит в поперечном направлении.
Усилия в сечении плиты подсчитывались:

А) в первом стальной и второй плиты уложенной на балку и не закрепленной, только от собственного веса плиты и изоляции, как в балке-корыте балке;

Б) во втором стальной - с учетом пренебрежительной работы пролетного строения;

Этот расчет произведен циклом по программе МП-3 на ЭЦМ БЭЦМ-2 м.

При расчете приняты нормативные постоянные нагрузки: вес балласта с частями пути $q_p = 0,8 \text{ т/м}^2$ без трамвайной перил и кабелей $q_n = 0,2 \text{ т/м}^2$.

Усилия от временной нагрузки определены от единичной нагрузки $q_n = 1 \text{ т/м}^2$.

В результате расчета циклом выданы эпюры моментов от постоянной нагрузки II стальной и от единичной временной нагрузки.

2. Расчет на прочность.
При расчете на прочность учтены коэффициенты перерезки, для постоянных нагрузок по табл. 8 СН 200-62. Временная нагрузка подсчитана по приложению 9 СН 200-62 с коэффициентом перерезки и динамичности $\mu = 0$.

Б. Расчет на выносливость.
При проверке выносливости бетона стальной железобетонного пролетного строения фибровые напряжения в бетоне считывались с величиной $K_R R_b$; K_R принимается по п. 157 СН 200-62.

Подсчитанные напряжения в арматуре считывались с γ R_a ; γ_a приняты по п. 160 СН 200-62.

При расчете плиты в поперечном направлении рабочая арматура плит принималась из стали класса АII марки Ст 5сп для обычного исполнения и класса АIII марки 10Г2, и класса АIII марки 25Г2С для северного исполнения.

В результате расчета плиты на выносливость выявлено, что уменьшение количества арматуры плиты при армировании стальной класса АIII по сравнению с арматурой класса АII не является, т.к. расчетные сопротивления на выносливость арматуры:

классы АII - R_a = 1700 кг/см² у

классы АIII - R_a = 1800 кг/см²

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

Расчет железобетонных плит балластного корыта в продольном направлении производится от усадки бетона в соответствии с полнотеловой разностной температурой и температурной усадкой от II стадии с коэффициентом перераспределения $\mu = 1.1$ по формулам п. 99 ВСН 92-63. При определении усадки от усадки бетона расчетная величина относительной деформации свободной усадки бетона для оборной плиты принята $\epsilon_y = 1.0 \cdot 10^{-4}$.

Полученность бетона в расчете на усадку учтена введением эквивалентного модуля упругости бетона, равного $E_y = 0.5 E_b$. Напряжения от усадки бетона подсчитаны по формулам ВСН 92-63 п. 93.

Напряжения в бетоне от полнотеловой разностной температур равной $+30^\circ C$ подсчитаны с коэффициентом перераспределения $\mu = 1.1$ по формулам п. 99 ВСН 92-63.

По полученным суммарным напряжениям от усадки, температуры и II стадии полнотеловой нагрузки подсчитаны растягивающие усилия и поставлена продольная арматура в плите у ребра.

§3. Обеспечение железобетонной плиты с металлочеркуми

Соблюдение усилий в месте соединения железобетонной плиты с верхним поясом металлочеркума обеспечивается с учетом изменения поперечного сечения прелетного строения по длине.

Концевые отрывающие усилия подсчитаны от усадки бетона в разностной температурой между стальной балкой и железобетонной плитой, принятой $\epsilon = +30^\circ C$ по формулам п. 102 ВСН 92-63.

Обеспечение отрыва плиты в верхних поясах металлочеркума балкой обеспечивается в двух вариантах: а) на гибких упорах с прикреплением анклядных деталей блок-плиты к верхнему поясу балки высокопрочными болтами; б) на жестких упорах, размещаемых в окнах блок-плиты.

Расчеты жестких и гибких упоров произведены согласно формулам ВСН 92-63 п. п. 152, 159 и для них рассчитаны листы:

III. Конструкция прелетных строений

Металлическая часть прелетных строений состоит из 2-х главных балок со сплошной стенкой, объединенных между собой продольными и поперечными связями. Расстояние между балками, система и конструкция продольных и поперечных связей, а также конструктивные решения отдельных узлов и соединений во всех прелетных строениях одинаковы.

По нижнему поясу балки продольные жесткие связи с длиной панели 2.08 м, по верхнему поясу в местах расползания поперечных связей, через 4.16 м, балки только распрки.

В опорных поперечных строениях предусмотрены диаметрные балки для подвешки прелетных строений при смене и выработке опорных частей.

Верхний пояс балки принят постоянного сечения, нижний - переменной, уменьшающийся к опоре.

Вертикальные листы балки приняты толщиной 12 мм.

Из условия обеспечения местной устойчивости стенки увеличена вертикальными ребрами жесткости, наименьшее сечение 160×10 мм; внутреннее для прикрепления поперечных связей - 280×10 мм. Прелетное строение - цельноперекрытое. Прикрепление продольных и поперечных связей осуществляется на анкерных анкерках $\phi = 22$ мм.

Анкерные анкеры прикреплены продольных и поперечных связей могут быть заменены на высокопрочные болты $\phi = 22$ мм, при этом зачистку контактных поверхностей разрешается производить огнемным способом.

Железобетонная плита балластного корыта разрабатана оборной.

Обеспечение плиты с металлочеркуми разрабатана в двух вариантах: на гибких и жестких упорах.

При гибких упорах обеспечение плиты с гибкими балками осуществляется путем введения высокопрочными болтами анклядных деталей в верхний пояс балки.

Анклядные части изготавливаются на заводе металлочеркума конструкцией. Проектном предусматривается, что все отверстия

$\phi = 28$ мм для болтов $\phi = 22$ мм в парных балках и листы анклядных частей обеспечиваются по единому конструктору.

Расстояние между группами отверстий балок и между балкой и ребром балками должно соответствовать требованиям СН и П III-8, 5-62³ таблица 8 п. 21.

В местах сопряжения верхнего пояса с анклядными частями блок-плиты в зоне отрыва балок на опорные части перекося и прочность плиты должна быть не менее 1 мм.

В вариантах объединения плиты с металлочеркуми балками на жестких упорах, упоры прикрепляются к верхнему поясу балки на заводе анклятками $\phi = 23$ мм.

Анкерные упоры должны обеспечиваться в конструкциях-конструкциях с обеспечением всех требований СН и П III-8, 5-62³ и ВСН 145-68.

Изготовленные высокопрочные болты должны производиться в соответствии с Техническими условиями ВСН 133-68.

Прелетные строения в производственном порядке подлежат приемке заводской инспекцией.

Все элементы прелетного строения (исключая сопрягающиеся плоскости анклядных деталей гибких упоров и газон-градных листов верхних поясов блок-плиты) должны быть отгружены на заводе с предварительной тщательной очисткой от ржавчины, окислы, грязи, жирных пятен и пр.

Элементы прелетного строения обычного исполнения изготавливаются одним слесем сжиного сурика по ГОСТ 1787-50⁴ на натуральной льняной олифе - ГОСТ 7931-56.

По согласованию с заказчиком допускается производство железных суриком - ГОСТ 8856-58 на натуральной олифе - ГОСТ 7931-56.

Элементы прелетного строения северного исполнения изготавливаются одним слесем марки $\alpha\alpha - 010$ по ГОСТ 9355-60 или одним слесем сжиного сурика марки 3 или 4 по ГОСТ 1787-50⁴ на натуральной льняной олифе по ГОСТ 7931-56 и покрываются одним слесем окраски.

Очистка элементов прелетного строения перед грунтовкой, грунтовкой элементов и окраска в северном исполнении, принимаются заводской инспекцией с соответствующим оформлением.

Для осмотра прелетного строения заготовительными органами при приемке, они должны из состава проезжей части на опоры у опора по нижним продольным связям.

Блок железобетонных плит для всех прелетных строений унифицированы, длина блока - 2.98 м.

Из условия размещения упоров и продольного якорения длина 5 типов блок-плит.

Изготовленные блок-плиты должны производиться в условиях, обеспечивающих высокое качество продукции, при обязательном выполнении требований СН и П III-8, 5-62³; ВСН 151-68 и СН 365-67.

Для изготовления блок-плит должны быть использованы типовой металлочеркума отливки, которые должны иметь отверстия для крепления анклядных деталей, расположенные по единому конструктору, что и отверстия в верхних поясах блок-плит.

IV. Установка гибких балок в прелет.

Установка гибких балок в прелет можно производить канальным краном ГЭК-80.

Прелетное строение с уложенной и отгруженной плитой можно устанавливать: ГЭК-130. Монтажный вес 1.3 т.

Укладка плиты по гибким балкам может производиться краном Э-1258 на гусеничном ходу и железнодорожным краном СН-90.

Монтажно сварку выпусков арматуры допускается выполнять при температуре окружающей среды не ниже $-20^\circ C$. Относительная влажность воздуха допускается при установке плит в зимних условиях бетонируемых плит должна производиться с соблюдением СН и П III-8, 2-62, СН и П III-8, 1-62³ и требований ВСН 151-68 (для северного исполнения).

Порядок производства работ по укладке плиты дан на чертеже инв. № 51072.

Сопрягающиеся поверхности анклядных деталей гибких

упоров и горизонтальных листов верхних поясов блок-плит перед сборкой должны быть подвергнуты пескоструйной очистке.

Расчетное сопротивление высокопрочного болта по расчетному рабочему контакту сопряжения принято равным 7т. При нормативном уровне напряжения 20 т.

Гидроизоляция на блок-плите с гибкими упорами должна быть уложена на заводе, изготовляющем плиты или на строительной площадке.

Стыки изоляции должны выполняться на монтаже после окончательной отливки плиты.

На блок-плите с окнами гидроизоляция укладывается на монтаже в течение время поды или в теплых. В обоих случаях в обязательном порядке в плите должны быть заложены при изготовлении плиты на заводе.

Изоляция балластного корыта для прелетных строений северного исполнения должна изготавливаться в соответствии с ВСН 151-68.

Профиль пути на прелетном строении должен иметь параболлическое очертание, которое обеспечивается расчетом строительного подвеса гибких балок и уменьшения высоты балластной призмы.

По прелетным строениям ставятся опорные части проектируемой Гипротрансмоста (ЗСТГ) - таблицы проекта № 53.


По прелетным строениям, при условии постоянства продольных связей по верхнему поясу, может предусматриваться железно-бетонная нагрузка по методу расчета плит на верхних частях балки.

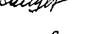
Класс прелетного строения по нормальным напряжениям определен по гибкости по определению расчетного момента $M_{расч}$ из условия 1955 г. получен следующий:

по верхнему поясу - 9,0; по нижнему поясу - 16,3.

Начальник Гипротрансмоста  / Крыльцов /

Гл. инженер Гипротрансмоста  / Попов /

Начальник отдела  / Валуев /

Гл. инженер проекта  / Сельская /

ОСНОВНЫЕ ДАННЫЕ:

1. Технические условия СН 200-62; СН и П-Д-7-62; ВСН 145-68; ВСН 92-63; ВСН 144-68; СН 355-67; ВСН 151-68.
2. Расчетные нагрузки:
 - а) Временная вертикальная с-14
 - б) Постоянная на прочность: I стадия - 2,82 т/м.м, II стадия - 2,25 т/м.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 и 3 ВСН 145-68.
 - б) Зажеленку из высоколегированной марганцевой споканной конструкционной стали марки 03Г2 по ГОСТ 5058-65 в соответствии с ВСН 145-68 § 2.5 пункт "б"
 - в) Монтажные соединения - на высокопрочных болтах d=22мм. Высокопрочные болты, гайки к ним - сталь 40Х по ГОСТ 4543-61 в соответствии с ВСН-193-65 с изменениями и дополнениями от 1968г с послед. термообработкой
 - г) Бетон плит по прочности:
 - а) для сборных блоков Вб - 300 кг/см²
 - б) для шпал асбестоцементная Вб - 300 кг/см²
 - в) по морозостойкости Мрз 300
 - д) Арматура плит: периодического профиля - Сталь класса АII марки 10ГГ или класса АIII марки 25Г2С. Крученая - сталь класса АI марки 8М Ст.3сп или ВК Ст.3сп. и для северного исполнения.
4. В зависимости от качества примененной стали и бетона пролетные строения могут изготовляться для установки из кнк 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	Всего	т/м	% от плановых	
		Шпала АI	Мбс, Ст.3сп			
1	Глябные фермы	26,3	—	26,3	0,98	100
2	Связи	3,0	—	3,0	0,11	11,2
3	Листовая сталь упоров	21	1,6	21	0,08	8,2
	Итого	31,4	30,9	31,4	1,17	1,15
4	Перила трапьяров	0,88	0,27	1,15	0,04	4,1
5	Смотровые приспособления	0,25	0,95	1,21	0,05	5,1
	Всего	32,5	32,0	32,3	1,25	1,24
6	Высокопрочные болты	Ст. 40Х	—	0,32	—	—
7	Опорные части	—	—	3,2	0,12	12,2
8	Царяные приспособления	2,3	—	2,3	0,08	8,2
9	Металл перекрытия шпал	—	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	Ед.изм.	Количество		
			плиты с гибкими упорами	плиты с жесткими упорами	
1	Бетон	Сборный	Бетонное карыто	28,3	27,6
		Проточные плиты	—	2,2	2,2
	Монолитный	—	1,0	4,6	
	Всего	М ³	31,5	34,4	
	Защитный слой арматурной сетки	М ³	4,5	4,5	
2	Арматура	Периодического профиля класса АII	—	5,4	
		или класса АIII	кг	4529	4443
		Крученая класса АI	кг	1021	1045
	Всего	кг	5550	5488	
3	Утеплитель	М ²	126	126	
4	Водопроводные трубки	шт/кг	18	18	

Строительные высоты

№ п.п.	Наименование	мм
1	От верха шпал до низа конструкции в пролете	2940
2	От верха шпал до опорной площадки	3450
3	От опорной площадки до центра шарнира	390

$$a = \frac{\delta_k}{2} - d(t - t_{cp}) \cdot l$$

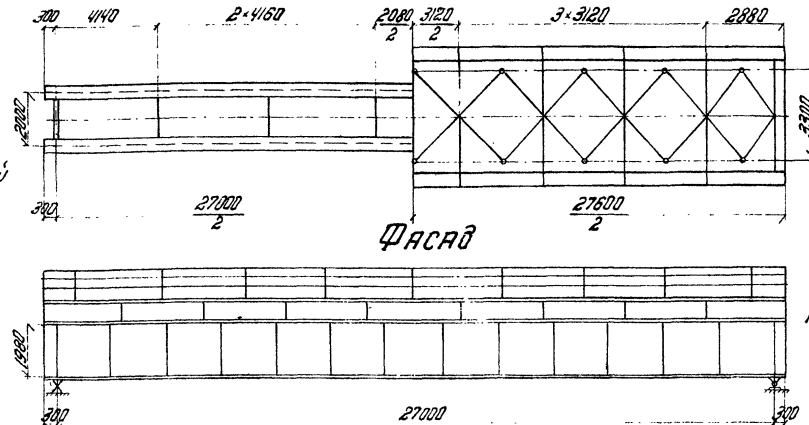
$$t_{cp} = \frac{t_{max} + t_{min}}{2}$$

$$\alpha = 0,00012$$

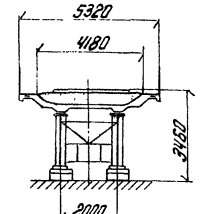
а - смещение оси нижней плиты относительно середины нижнего балансира в сторону пролета со знаком "-" в сторону опоры со знаком "+";
 t - температура местности в момент установки;
 t_{max} и t_{min} - абсолютные значения максимальной и минимальной температур воздуха местности принимаются по СН и П-А 6-62 или по данным метеорологической станции.

Верхние связи

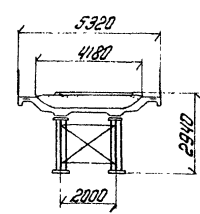
План плиты проезжей части



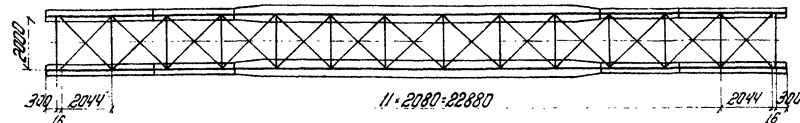
Поперечный разрез на опоре



Поперечный разрез в пролете



Нижние продольные связи



Расчетная опорная реакция (на прочность)

- От постоянной нагрузки I стадии - P_I = 38 т
- От постоянной нагрузки II стадии - P_{II} = 30,5 т
- От временной вертикальной нагрузки - P_в = 209,0 т
- Всего** 277,5 т

Прогибы и перемещения

Прогибы и перемещения от нагрузок	Прогиб в середине		Перемещение свободной опоры см
	б см	δ	
Постоянной	2,7	—	—
Временной вьгонной	2,2	1/1225	1,85
От изменения температуры на t = 40°С	—	—	1,08

Опорные части

Опорные части приняты по типовому проекту Гипротранспостя инб.н.583 тип II

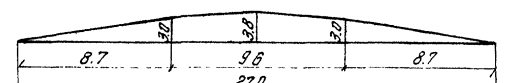
Наименование опорных частей	Кол. вo анкеровых болтов	Размеры опорной плиты мм		Расстояние между анкерными болт мм		Высота опорных частей мм
		Вдоль оси моста	Поперек оси моста	Вдоль оси моста	Поперек оси моста	
Подвижные	4	670	810	500	650	520
Неподвижные	4	720	810	500	650	520

Установка опорных частей

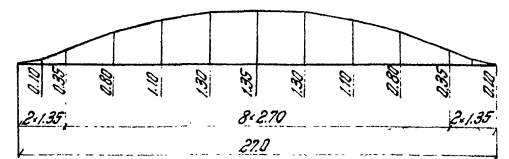
(t - t _{cp})°	-30	-25	-20	-15	-10	-5	0	+5	+10	+15	+20	+25	+30	+35	+40	+45	+50
a мм	19	17	16	14	12	11	9	8	6	4	3	1	0	-2	-4	-5	-7

Строительный подъем глябных балок

(ординаты в см.)



Проектная элора пути (ординаты в см.)

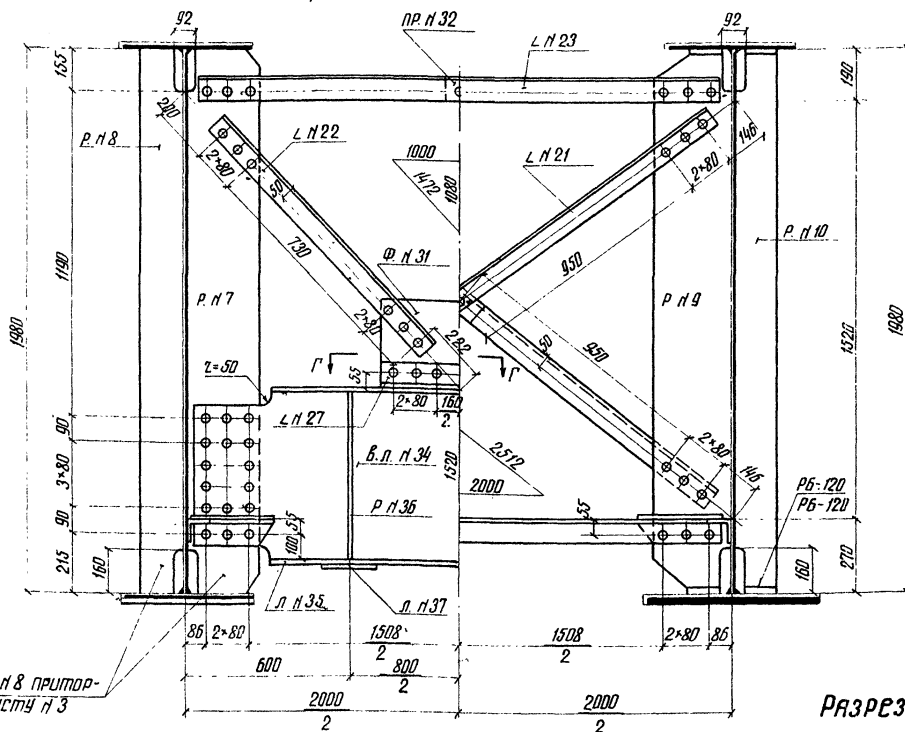


Министерство транспортного строительства СССР		Гипротранспостя		Паспорт
Рядовые чертежи металлических элементов пролетных строений с едой подъему на балансирах пролетными 18,2-65,0м в северном исполнении	Инж. К.Р.Т.М.	Инж. К.Р.Т.М.	Инж. П.П.П.	
1969г. М.Б	Инб.н.583/97	Исполнил	Формина	739/3
				5

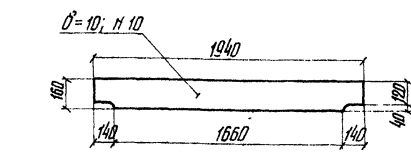
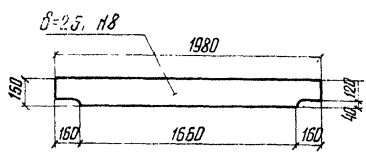
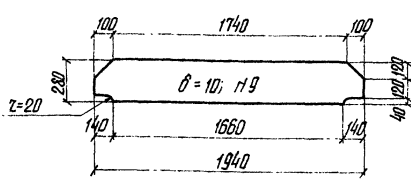
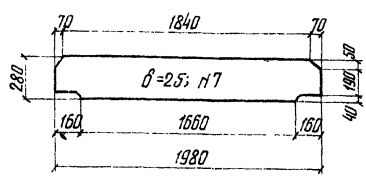
Копировала А.Тен - корректировала А.Фили

Разрез II-II

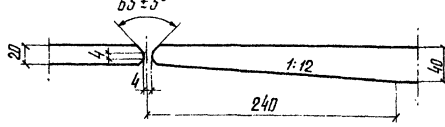
Разрез III-III



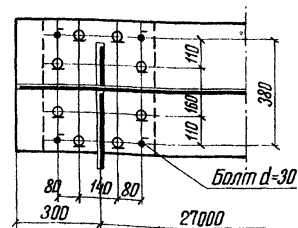
Ребра п.н. 7 и п.н. 8 приторцевать к листу п.н. 3



Деталь стыка горизонтальных листов

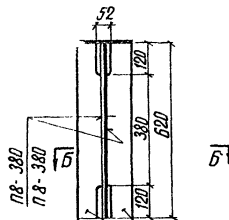


Деталь прикрепления опорного листа п.н. 5

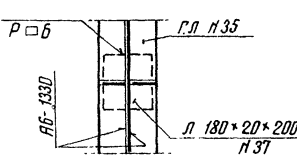


Для обычного исполнения опорный лист приваривается по контуру.

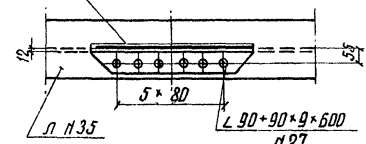
Разрез по А-А



Разрез по Б-Б



Разрез по Г-Г



менены на высокопрочные болты $d=22$ мм, при этом зачистку контактных поверхностей разрешается производить огнем.

6. В соответствии с распоряжением П.П. 322/п-4577 от 19/II-69г. разрешается (за исключением северного чертёжника) применение уголков из испорочно-конверсионной стали марки Ст. 3мн.г. со свойствами по ГОСТ 6713-53.

Спецификация
металла на пролетное строение $\ell_p = 270$ м

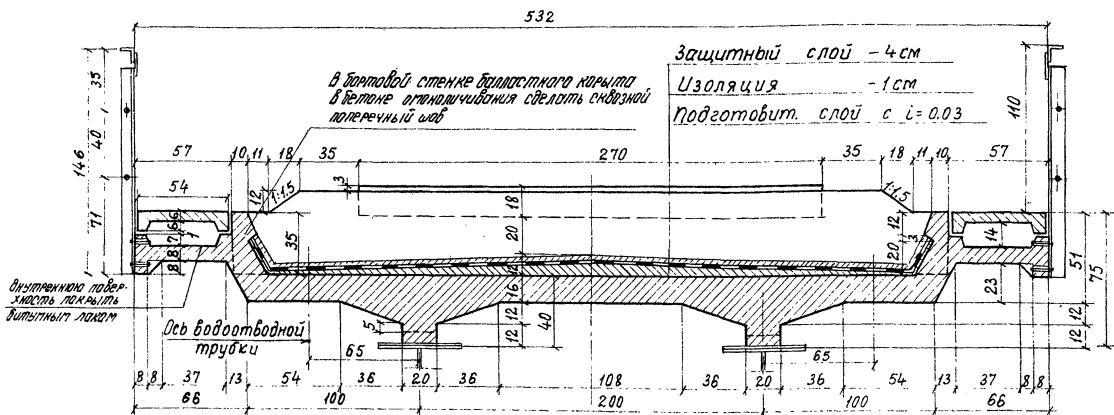
п/п	Наименование элементов	Материал	Размер элемента		Количество шт.	Общая длина м	Вес 1 п.м или 1 кв.м кг	Общий вес кг	
			Толщина мм	Ширина мм					
§1 Главные балки									
1	Нижн. горизонт. листы	10Г2С14	40	650	13500	2	27.0	204.10	
2	Т.о. же		40	480	3000	4	12.0	150.72	
3	Т.о. же		20	480	4050	2	16.2		
4	Верхн. горизонт. листы		20	480	27600	2	55.2		
5	Опорные листы		20	300	400	4	1.60		
6	Вертикальные листы						73.0	75.36	5501.3
7	Опорные ребра жесткости		25	280	1980	4	7.92	54.95	435.2
8	Т.о. же		25	160	1980	4	7.92	31.4	248.7
9	Вертик. ребра жесткости		10	220	1940	24	46.56	21.98	1023.4
10	Т.о. же		10	160	1940	34	55.96	12.56	828.5
11	Окляпывающие ребра		10	120	2000	4	8.0	9.42	76.4
12	Прокладки ребер		20	40	120	116	13.92	6.28	87.4
Итого								25315	
2% на сварные швы								516	
Всего по §1								26331	
§2 Продольные и поперечные связи									
20	Диагональ продольные	10Г2С14	9	90*90	2470	26	64.22		
21	Т.о. же поперечные		9	90*90	2320	12	27.84		
22	Т.о. же опорные		9	90*90	1150	4	4.60		
23	Распорки		9	90*90	1920	22	42.24		
24	Уголки фасонки		9	90*90	260	48	12.48		
25	Т.о. же		9	90*90	280	4	1.12		
26	Т.о. же		9	90*90	290	28	8.12		
27	Т.о. же на обкатан. балке		9	90*90	600	2	1.20		
28	Фасонки продольн. связи						161.80	12.20	1974.2
29	Т.о. же		10	F = 1102	44	4.85	78.5	380.7	
30	Т.о. же		10	F = 1054	8	0.84	78.5	66.0	
31	Фасонки опорных связей		10	320	600	2	1.2	23.12	30.1
32	Прокладки распорки		25	90	90	2	0.18	14.13	2.5
33	Т.о. же диагоналей		10	110	110	19	2.09	8.64	21.9
34	Листы обкатан. балки		12	620	1930	2	3.80	58.4	227.8
35	Горизонт. листы балки		10	200	1330	4	5.92	15.7	83.5
36	Ребра жесткости балки		20	95	620	8	4.95	14.92	74.0
37	Опорные листы балки		20	180	200	4	0.72	31.40	22.6
Итого								2883	
3% на заклёпочные головки								87	
Всего по §2								2970	
Всего на пролетное строение								29301	
Высокопрочные болты с гайками и шайбами			Ст. 40х	d = 22	70	552	—	0.582	322

ПРИМЕЧАНИЯ:

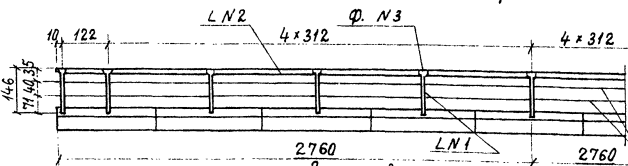
- Места заводских стыков вертикальных и горизонтальных листов назначаются заводом. При этом необходимо учесть следующие указания: а) Расстояние вертикального стыка стенки от ребра жесткости должно быть не менее 240 мм (всн 145-68), б) Стыки горизонтальных и вертикальных листов должны располагаться вразбежку.
- Стыки нижних горизонтальных листов и стыки вертикальных листов в зоне относящейся к I категории должны подвергаться механической обработке в соответствии с требованиями действующих нормативных документов.
- Изготовление главных балок должно производиться в кондукторах кантователях с обеспечением им всех требований и указаний СН и ПЖ-85-62.
- Разбивка отверстий в верхних горизонтальных листах двена для варианта соединения с железобетонными плитами на гибких упорах. В случае применения плит с жесткими упорами, расположение жестких упоров дано на чертеже инв. П. 51068 (II вариант).
- Заводские заклёпки д=23 прикреплении горизонтальных и поперечных связей могут быть заменены на высокопрочные болты $d=22$ мм, при этом зачистку контактных поверхностей разрешается производить огнем.

Министерство транспортного строительства СССР			
Рабочие чертежи металлических ж/д стр. пролетных строений с ездой поверху на балласте простыми 18.2-66.0 м в северном исполнении.		ГЛАВТРАНСПРОЕКТ ГИПРОТРАНСМОСТ	
Инж. Г.М. Шайба	Инж. В.И. Сильва	Инж. В.И. Сильва	Инж. В.И. Сильва
Инж. П.В. Рук	Инж. В.И. Шайба	Инж. В.И. Шайба	Инж. В.И. Шайба
1969г. М.Б. 1:30	Инв. 150999	Исполнил	Фотина
Пролетное строение $\ell_p = 270$ м			Конструкция главных балок Детали Спецификация
739/3			7

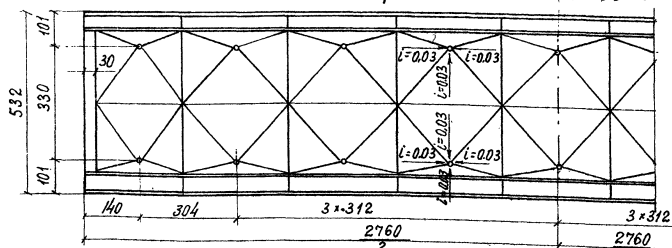
Поперечный разрез



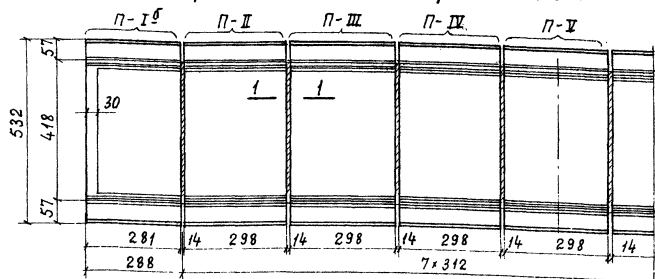
Фасад перил



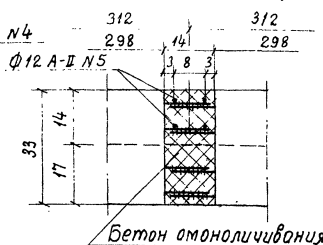
План балластного корыта по подготовке



План расположения сборных плит



Сечение 1-1 (по ребру)



Деталь стыка арматуры

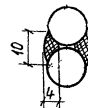


Таблица объемов работ на пролетное строение

№ п/п	Наименование	Измеритель	Количество
1	Железобетон	Сборный $R_{28} = 300 \text{ кг/см}^2$	Плит проезда шт/м ² 9/29,3
			Тротуарных плит шт/м ² 16/2,2
			Монолитный $R_{28} = 300 \text{ кг/см}^2$ МЗ-200 м ³ 1,0
	Всего	м ³	31,5
2	Арматура	Периодического профиля класса А-II или А-III	кг 4529
		Круглая класса А-I	кг 1021
		Всего	кг 5550
3	Листовая сталь упоров	кг	2122
4	Металл перекрытия деформационного шва	кг	291
5	Защитный слой - бетон МЗ 200 армированный металлическими сетками	м ³	4,5
6	Изоляция балластного корыта	м ²	126
7	Подготовка	м ³	5,4
8	Водоотводные трубки	шт	18
9	Балласт	м ³	43

Спецификация монтажной арматуры в стыках плит на пролетное строение

№ п/п	Диаметр мм	Длина стержня см	Колич. шт	Общая длина м	Вес пог. м кг	Общий вес кг
5	Ф12 A-II	402	32	128,6	0,89	114

Спецификация металла перил

№ п/п	Наименование	Сечение	Длина м	Общая площадь кв. см	Количество шт	Общая длина м	Вес пог. м кг	Общий вес кг	
1	Стойка	80x80x8	1,36	22	22	29,9	—	—	
2	Поручень	80x80x8	27,6	2	2	55,2	—	—	
							85,1	9,65	
3	Фасонка	Ф=10	22,4	22	22	0,77	78,5	60	
4	Заполнение Ф20 A-I		27,6	4	4	110,4	2,47	273	
	Всего на пролетное строение							115,4	

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

Примечания:

1. Установка сборных жел.бет. 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 подвергнуться пескоструйной очистке. Сборка соединений и натяжение всех высокопрочных болтов на расчетное усилие должны производиться не позднее 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°C.

Министерство транспортного строительства СССР			
Рабочие чертежи	Глаб. транспорт проект	Пролетное строение	
металлический жел.бет. пролетное строение с разой поверху на высоте пролетами 18,2-66,0 м в северном исполнении	Гипроавтостроит	Инженер: Попов В.А. Балуев В.В. Плытов В.И. Глене В.И. Сажневский	Жел.бет.плита с шпильками упоров. Сборочный чертеж.
1969 г. № 1-87	Инж.проект: Шереметьев С.И.	Проверил: Шереметьев С.И.	739/3
	Исполнил: Шереметьев С.И.	Составил: Шереметьев С.И.	8

Поперечный разрез

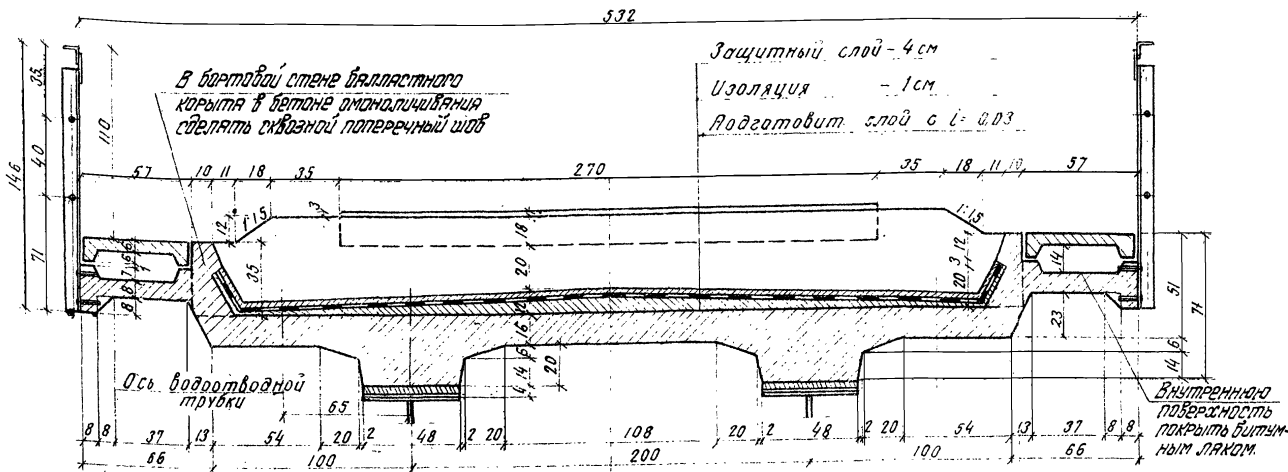
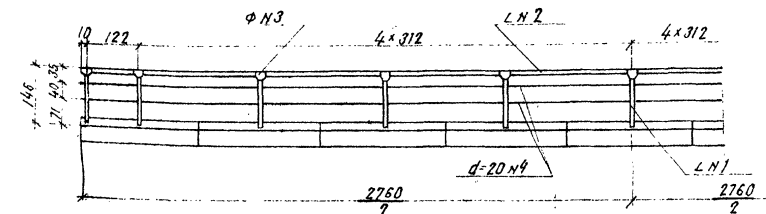


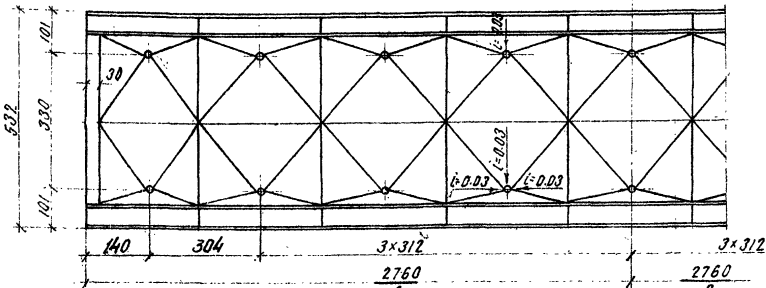
Таблица объемов работ на пролетное строение

н/п	Наименование	Измеритель	Количество
1	Железобетон	Сборный $R_{28} = 300 \frac{кг}{см^2}$	Плиты проезда шт/м ³ 9 / 27.6
		Монолитный $R_{28} = 350 \frac{кг}{см^2}$ Мрз 300	Проточарные плиты шт/м ³ 18 / 2.2
			Всего м ³ 34.4
2	Арматура	Периодического профиля класса А-II или А-III	кг 4443
		Круглая класса А-I	кг 1045
		Всего	кг 5488
3	Металл перекрытия деформационного шва	кг	291
4	Защитный слой - бетон Мрз 200 армированный металлическими сетками	м ³	4.5
5	Утепление балластного корыта	м ²	126
6	Подготовка	м ³	5.4
7	Водостводные трубки	шт	18
8	Балласт	м ³	43

Фасад перил

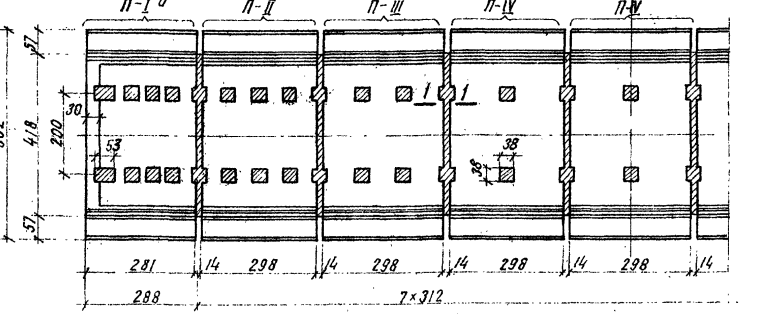


План балластного корыта по подготовке

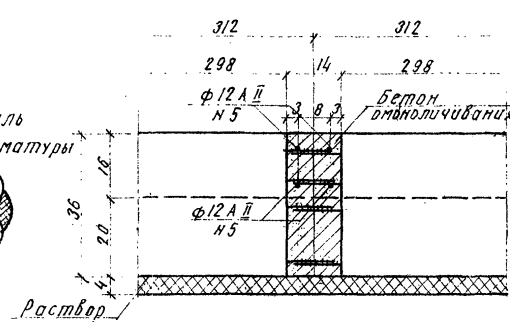


План расположения сборных плит

Середина пролетного строения



Сечение 1-1 (по ребру)



Спецификация монтажной арматуры в стыках плит на пролетное строение

н/п	Диаметр мм	Длина стержня см	Кол-во шт	Общая длина м	Вес 1 пог м кг	Общий вес кг
5	ф12 А-II	402	32	128.6	0.89	114

Спецификация металла перил

н/п	Наименование	Сечение мм	Длина м	Кол-во шт	Общая длина м	Вес 1 пог м или кв м кг	Общий вес кг
1	Стойка	∠80x80x8	135	22	29.9		
2	Поручень	∠80x80x8	27.6	2	55.2	85.1	9.65 821
3	Распорка	б-10	F-294	22	0.77	78.5	60
4	Заполнение	ф 20 А-I	27.6	4	110.4	2.47	273
						Всего	1154

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 - 4 см. Марка раствора должна быть не ниже $R_{28} = 400 \frac{кг}{см^2}$ Мрз 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-350 на мелком заполнителе
- 5 Сварка выпусков производится для железобетонных вертикальных пластины пярными фланговыми швами. Сварку допускается выполнять при температуре окружающей среды не ниже $20^\circ C$.

Министерство транспортного строительства СССР

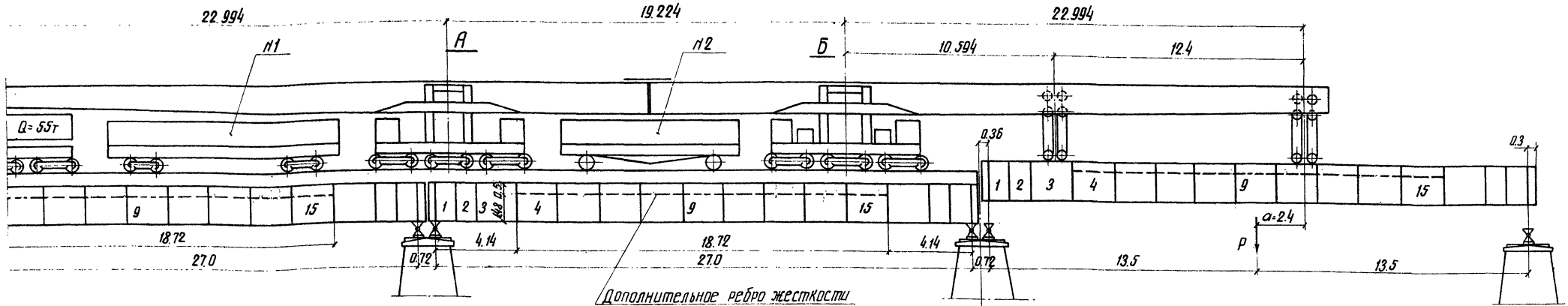
Гл.вн.проект Гипротрансост

Пролетное строение В-210 м

жесткий упором, сборный чертёж

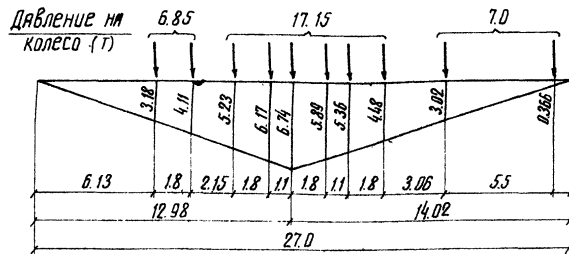
739/3 9

Схема установки балок консольным краном ГЭК-80



Дополнительное ребро жесткости сечением $L 160 \times 100 \times 10$ крепится с внутренней стороны высокопрочными болтами с шагом 200 мм.

Схема грузов крана ГЭК-80



Постоянная нормативная нагрузка на балку:

- От веса металла пролетных строений - 0.58 т/м
 - От веса мостового полотна - 0.40 т/м
 - От веса строповки - 2.0 т
- Вес 4-х осей платформы n1 - $P_1 = 45.4$ т

Расчетное давление на колесо:

$$\frac{45.4}{8} \times 1.1 \times 1.1 = 6.85 \text{ т}$$

Вес 2-х осей платформы n2 - $P_2 = 23.1$ т

Расчетное давление на колесо:

$$\frac{23.1}{4} \times 1.1 \times 1.1 = 7.0 \text{ т}$$

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

Коэффициент смещения пути $K = 1.1$

Определение давлений на колесо платформы „А“ и „Б“

Вес платформы	Вес противовеса	Расстояние до ц.т. блока от оси	Давление на колесо платформы от подвижного блока		Суммарное давление на колесо платформы от веса крана	Динам. коэф. (1+μ)	Коэф. смещения пути К	Расчетное давление на колесо платформы	
			А	Б				А	Б
Т	Т	М	Т	Т	Т	—	—	Т	Т
59	55	2.4	4.77	4.75	9.4	1.1	1.1	17.15	17.12

Проверка напряжений в балке при проходе крана с грузом

Расстояние от левого опоры X	Расчетные моменты		Моменты сопр.		Напряжения	
	M _p	M _k	Σ M	W _в	W _н	σ _в , σ _н
М	ТМ		10 ⁵ см ³		кг/см ²	
12.98	98	654	753	0.29	0.50	2595, 1505

M_p - момент от собственного веса балки и веса мостового полотна
M_p = (P_{св} + P_{м.п}) l c_п, n = 1.1
M_k - момент от веса крана с грузом.

Проверка местной устойчивости балки (СН 200-62)

№ отсека	Вид отсека	№ пластин	Расчетные усилия		Напряжения в кг/см ²					Коэф. условий работы, "м"	
			M	Q	Расчетные						
					σ	ρ	τ	σ _с	ρ _с		τ
1			62	120	226	158	383	2630	1752	1690	0.289
2			174	111	640	158	354	2520	1710	1640	0.408
3			323	95	1185	158	303	2540	586	782	0.832
4	I	II	485	75	1569	158	252	7840	1565	9050	0.308
					953	1184	291	3840	490	924	0.577
9	I	II	753	7	2440	158	21	7675	2400	10120	0.386
					1480	1184	25	2385	1415	1865	0.704

Примечания:

- Пропуск консольного крана ГЭК-80 с грузом по балкам с уложенной, но не двоящейся плитой не допускается.
- Временное мостовое полотно по стальным балкам укладывается до установки балок в пролет.
- При пропуске консольного крана ГЭК-80 по стальным балкам с временным мостовым полотном вертикальный лист пролетного строения усиливается дополнительным горизонтальным ребром жесткости сечением $L 160 \times 100 \times 10$, установленным с внутренней стороны. Продольное ребро жесткости ставится в 4-15 отсеках на расстоянии 500 мм от верхнего пояса.

Общая длина уголка на пролетное строение = 37 м

Проверка общей устойчивости балки (ВСН 92-63)

Калибр	Нормативное значение	Свободная длина сжатого пояса	J _y верхнего пояса	J _y верхнего пояса	Р	Глубина λ _y	Коэф. запаса K _c	φ _σ	φ _ρ	φ _τ	φ _с = M / (φ _σ W)
кг/см ²	кг/см ²	см	см ⁴	см ⁴	см ²	—	—	—	—	—	кг/см ²
15700	3600	416	18488	96	30	114	3.84	1.002	2595		

φ_σ принимается равным φ

Министерство транспортного строительства СССР		ГЛАВТРАНСПРОЕКТ ГИПРОТРАНСМОСТ		Пролетное строение E _p = 27.0 м	
Рабочие чертежи металлических жер. доп. пролетных строений сездой поверху на балласте пролетами 18.2-66.0 м в северном исполнении	Инж. Г.М. [подпись]	Инж. [подпись]	Инж. [подпись]	Инж. [подпись]	Инж. [подпись]
1969 г. № 6	Инж. [подпись]	Инж. [подпись]	Инж. [подпись]	Инж. [подпись]	Инж. [подпись]
				739/3	10

Усилия в главных балках при расчете на прочность

№ сечений	Расстояние от опоры X м	Площадь л.в. ω _м ω _а м ² м		Вертикальные нагрузки				Моменты				Поперечные силы				
				постоянная		временная		I стадия		II стадия		I стадия		II стадия		
				P _I	P _{II}	Π	1+μ	Q _{вр}	M _{рI}	M _{рII}	ε(1+μ)ω _а Q _{вр}	Σ M _{II}	Q _{рI}	Q _{рII}	ε(1+μ)ω _а Q _{вр}	Σ Q _{II}
				т/м	—	—	т/м	тм				т				
0	0	0	13.5					9660	0	0	0	0	38.0	30.5	209.0	239.5
1	4.5	50.6	9.0	2.82	2.26	1.219	1.316	9255	1427	114.2	751.0	865.2	25.4	20.3	133.5	153.8
2	7.8	74.9	5.7					8960	211.0	169.0	1075.0	1244.0	16.1	12.9	81.9	94.8
3	13.5	91.0	0					8450	256.0	205.5	1232.0	1437.5	0	0	0	0

Усилия подсчитаны при загрузке временной нагрузкой на M_{максимум} и Q_{соответственно}.

Усилия в главных балках при расчете на выносливость

№ сечений	Расстояние от опоры X м	Площадь л.в. ω _м ω _а м ² м		Вертикальные нагрузки				Моменты				Поперечные силы				
				постоянная		временная		I стадия		II стадия		I стадия		II стадия		
				P _I	P _{II}	ε	1+μ	Q _{вр}	M _{рI}	M _{рII}	ε(1+μ)ω _а Q _{вр}	Σ M _{II}	Q _{рI}	Q _{рII}	ε(1+μ)ω _а Q _{вр}	Σ Q _{II}
				т/м	—	—	т/м	тм				т				
0	0	0	13.5					9660	0	0	0	0	32.6	23.9	147.5	171.4
1	4.5	50.6	9.0	2.41	1.77	0.862	1.316	9255	122.0	89.6	530.0	619.6	21.7	15.9	94.4	110.3
2	7.8	74.9	5.7					8960	180.5	132.5	760.0	892.5	13.7	10.1	57.8	67.9
3	13.5	91.0	0					8450	219.0	161.0	872.0	1033.0	0	0	0	0

Постоянная нагрузка на пог.м балки

Стадия работы	Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка	Коэффициент перегрузки для прочности	Расчетная нагрузка
		т/м	—	т/м
I стадия	Вес металла подетных строений	0.58	1.1	0.64
	Вес жел.бет. плиты М-300	1.42	1.1	1.56
	Вес изоляции, защитного слоя, подготовки	0.41	1.5	0.62
	Итого по I стадии P _I	2.41	—	2.82
II стадия	Вес балласта и рельс	1.57	1.3	2.04
	Вес перил и 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}	1.77	—	2.26

Определение постоянной нагрузки на 1п.м балки

1. Вес железобетонной плиты с упорамми: вес горизонтальных листов упоров - 15т, площадь сечения F=1.131м²

$$P_1 = \frac{1.131 \cdot 2.5}{2} + \frac{15}{2 \times 27.0} = 1.41 + 0.01 = 1.42 \text{ т/м}$$

2. Вес изоляции, защитного слоя, подготовки:

$$h_{cp} = \frac{7+12}{2} = 9.5 \text{ см}, \quad v_{cp} = \frac{376+382}{2} = 379; \quad \gamma = 2.2 \text{ т/м}^3$$

$$P_2 = \frac{379 \cdot 0.095 \cdot 2.2 \cdot 27.6}{2 \times 27.0} = 0.41 \text{ т/м}$$

3. Вес балласта и рельс: площадь балластной призмы

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

$$P_3 = \frac{1.54 \cdot 2.0 \cdot 27.6}{27.0 \cdot 2} = 1.57 \text{ т/м}$$

Временная вертикальная нагрузка: С-14, динамический коэффициент

$$1+\mu = 1 + \frac{18}{30+2} = 1 + \frac{18}{30+27} = 1.316$$

Министерство транспортного строительства СССР			
Рабочие чертежи		Гипротрансмост	
металлических жпс для пролетных строений с ездой поверху на балласте		Пролетное строение С _р = 27.0 м	
Т/м шжж Г/м	Попов	Валчев	Нагрузки и усилия в главных балках.
Нач. отдела	Синица	Сильва	
Т/м шжж пр-т	Рык. бригады	Огнев	739/3 11
проектанта 18.2-66.0 м в северном исполнении	Проверил	Корнилов	
1969 г. М-6	Ильин	Козлова	

Сечения и напряжения главных балок при расчете на прочность

№ сечения	Тип сечения и марка бетона	Состав сечения	Площади			Моменты инерции							$\frac{y_{доп}}{y_0}$	$\frac{W_{доп}}{W_0}$	$\frac{\sigma_{доп}}{\sigma_0}$	Расчетный случай	Ординаты фибр			Моменты сопротивления нетто			Расчетные моменты	Напряжения							
			$F_{доп}$	$F_{осл}$	$F_{ит}$	Y_x	S_x	Z_x	J_x	F_z^2	J_0	ΔJ_0					$J_{нетто}$	Y_c	$Y_{ст}$	$Y_{стб}$	W_c	$W_{ст}$		$W_{стб}$	$Y_{бет}$	$S_{бет}$	σ_x	σ_y	$\frac{F_y}{F_x}$	$\frac{R_y}{R_x}$	$\Sigma \sigma$
			мм	см ²	см	10 ³ см ³	см	10 ⁵ см ⁴									см	10 ⁴ см ³	кг/см ²	см				10 ⁵ см ³			см	10 ⁵ см ³	тм	кг/см ²	
3	13.5 м		Б.г.л 480x20	96.0	112.0	84.8	100.0	9.60								$\frac{\sigma_{доп}}{\sigma_0} = 1.14$ т.к. $1.2 > K > 1.1$ т.д. $R_{доп} = 0.9 R_{н.б} = 0.9 \cdot 0.9 \cdot 150 = 121.5 \text{ кг/см}^2$ $\sigma_{доп} = 144 \text{ кг/см}^2 > R_{доп} = 121.5 \text{ кг/см}^2$ - расчетный случай "Б"	129.1	121.6	48.0	0.29	0.368	2.400			$M_x = 2560$	88.5	3900	2770	2015		
			Б.л 1980x12	237.6		237.6			7.76														$M_y = 1437.5$	510	2660	560	2610				
			Н.г.л 650x40	260.0		260.0	-101.0	-26.30	26.60																						
				593.6		582.4		-16.70	-28.1	43.96	4.68	39.28	1.83	37.45																	
			Армат 26Ф12	29.4		29.4	130.3	3.83	5.00																						
			Бетон п=Б.7	592.8		592.8	130.3	77.25	100.50								88.0	1.31	164					150.9	6.0						
2	7.8 м		Б.г.л 480x20	96.0	112.0	84.8	100.0	9.60							$\frac{\sigma_{доп}}{\sigma_0} = 1.16$ т.к. $1.2 > K > 1.1$ т.д. $R_{доп} = 0.9 R_{н.б} = 0.9 \cdot 0.9 \cdot 150 = 121.5 \text{ кг/см}^2$ $\sigma_{доп} = 129 \text{ кг/см}^2 > R_{доп} = 121.5 \text{ кг/см}^2$ - расчетный случай "Б"	119.6	111.8	39.0	0.280	0.357	2.520			$M_x = 2110$	755	3500	2795	1460			
			Б.л 1980x12	237.6		237.6			7.76														$M_y = 1244.0$	530	2860	680	2710				
			Н.г.л 480x40	192.0		192.0	-101.0	-19.40	19.60																						
				525.6		514.4		-9.80	-18.6	30.96	1.82	35.14	1.56	33.58																	
			Армат. 26Ф12	29.4		29.4	130.3	3.83	5.00																						
			Бетон п=Б.7	592.8		592.8	130.3	77.25	100.50								79.0	1.24	150					141.1	5.6						
1	4.5 м	Марка бетона плиты М-300	Б.г.л 480x20	96.0	112.0	84.8	100.0	9.60							$\frac{\sigma_{доп}}{\sigma_0} = 1.203$ т.к. $K > 1.2$, т.д. $R_{доп} = R_{н.б} = 0.9 \cdot 150 = 135 \text{ кг/см}^2$ $\sigma_{доп} = 128.5 \text{ кг/см}^2 < R_{доп} = 135 \text{ кг/см}^2$ - расчетный случай "А"	101.0		23.8	0.255		2.930			$M_x = 1427$	560	295		865			
			Б.л 1980x12	237.6		237.6			7.76														$M_y = 865.2$								
			Н.г.л 480x20	96.0		96.0	-100.0	-9.60	9.60																						
				429.6		418.4		0	0	26.96	0	26.96	1.12	25.84																	
			Армат 26Ф12	29.4		29.4	130.3	3.83	5.00																						
			Бетон п=Б.7	592.8		592.8	130.3	77.25	100.50								63.8	1.09	118.5												
	1051.8		1040.6		81.08	77.2	132.46	62.80	69.66	0.06	69.60																				

Коэффициент 0.9 введен в расчетные сопротивления бетона согласно ТУ ВСН 151-68

Министерство транспортного строительства СССР		ГЛАВТРАНСПРОЕКТ		ГИПРОТРАНСПРОЕКТ		Пролетные строения	
Рабочие чертежи металлических ж.д. дор.		Гл. инж. Г.Т.И. М.И.И.И.И.		Полов		С ₂ 27.0 м	
пролетных строений		Нач. отдела М.И.И.И.И.		Валчев		Расчет главных балок	
сездой поверху на балласте		Гл. инж. пр.т. С.И.И.И.И.		Слыкова		на прочность	
проезтами 18 2-ББ.0 м		Рук. бригады П.И.И.И.И.		Огнев			
в северном исполнении		Проектир К.И.И.И.И.		Корнюков			
1969 г. М-б		И.И.И.И.И.		Козлова		739/3 12	

Сечения и напряжения главных балок при расчете на выносливость

№ сечения	Тип сечения	Состав сечения	F _{бр}	y _x	S _x	Z _x	Моменты инерции			y _{бф}	W _{бф}	σ _{бф}	Выносливость бетона	Ординаты фибр		Моменты сопротивления		Напряжения				Определение γ			Расчетные моменты							
							J _x	F _{z2}	J _o					W _c	W _{сб}	m'	σ _{рз}	σ _{рл}	σ _{рп}	Σσ	σ _{млн}	β	γ	γ _{рл}								
							10 ⁵ см ⁴	10 ⁵ см ⁴	10 ⁵ см ⁴					10 ⁵ см ³	10 ⁵ см ³	10 ⁵ см ³	кг/см ²	кг/см ²	кг/см ²	кг/см ²	кг/см ²	кг/см ²	кг/см ²	кг/см ²		кг/см ²	кг/см ²	кг/см ²	кг/см ²	кг/см ²		
3		В.г.л. 480×20	96.0	100.0	9.60	9.60						ρ = $\frac{M_{рл}}{M_{л}} = \frac{161.0}{1033.0} = 0.156$ K _p = 1.028 K _p R _{и,б} = 1.028 · 0.9 · 115 = 106.2 кг/см ² 80 кг/см ² < 106.2 кг/см ²	По нижнему поясу														M _{рл} = 219.0 M _{рл} = 161.0 M _{рп} = 872.0 M _л = 1033.0					
		В.л. 1980×12	237.6			7.70																										
		Н.г.л. 650×40	260.0	-101.0	-26.30	26.60																										
			593.6		-16.70	-28.1	43.96	4.68	39.28																							
		Армат. и бетон	228.0	130.3	29.70	38.70																										
		n = 20	821.6		13.00	15.8	82.66	2.05	80.61	125.2	0.645			80.0																		
2		В.г.л. 480×20	96.0	100.0	9.60	9.60						ρ = $\frac{M_{рл}}{M_{л}} = \frac{132.5}{892.5} = 0.148$ K _p = 1.024 K _p R _{и,б} = 1.024 · 0.9 · 115 = 105.9 кг/см ² 73 кг/см ² < 105.9 кг/см ²	По нижнему поясу																M _{рл} = 180.5 M _{рл} = 132.5 M _{рп} = 760.0 M _л = 892.5			
		В.л. 1980×12	237.6			7.76																										
		Н.г.л. 480×40	192.0	-101.0	-19.40	19.60																										
			525.6		-9.80	-18.6	36.95	1.82	35.14																							
		Армат. и бетон	228.0	130.3	29.70	38.70																										
		n = 20	753.6		19.90	26.4	75.66	5.25	70.41	114.6	0.613			73.0																		
4.5 м		В.г.л. 480×20	96.0	100.0	9.60	9.60						ρ = $\frac{M_{рл}}{M_{л}} = \frac{89.5}{619.5} = 0.145$ K _p = 1.0225 K _p R _{и,б} = 1.0225 · 0.9 · 115 = 105.7 кг/см ² 57 кг/см ² < 105.7 кг/см ²	По нижнему поясу															M _{рл} = 122.0 M _{рл} = 89.5 M _{рп} = 530.0 M _л = 619.5				
		В.л. 1980×12	237.6			7.76																										
		Н.г.л. 480×20	96.0	-100.0	-9.60	9.60																										
			429.6		0	0	26.96	0	26.96																							
		Армат. и бетон	228.0	130.3	29.7	38.70																										
		n = 20	657.6		29.7	45.2	65.66	13.40	52.26	95.8	0.545			57.0																		

Проверка напряжения по формуле для нижнего пояса: $\sigma_n = \frac{M_x}{W_{нч}} + \frac{M_x}{m_n W_{нчс}} \leq \gamma_{рл} R_{нч}$

Определение коэффициента m' (по ВСН 92-63): $m'_i = 1 + (1 - 0.75) \frac{\sigma_{бф}}{R_p R_{и,б}} \left(\frac{W_{лсб}}{W_{лсб}} - 1 \right)$ при $\sigma_{бф} < 0.8 K_p R'_{и,б}$

Определение коэффициента γ (по СН 200-62): $\gamma = \frac{1}{(\alpha \beta + \delta) - (\alpha \beta - \delta) \rho} \leq 1$ $\alpha = 0.65$, $\delta = 0.30$

Сечение 3
 $\chi = 13.5 \text{ м}$ $\sigma_{бф} = 80 \text{ кг/см}^2 < 0.8 K_p R'_{и,б} = 85 \text{ кг/см}^2$
 $m'_{сб} = 1 + (1 - 0.75) \frac{80.0}{106.2} \left(\frac{0.885}{0.868} - 1 \right) = 1.009$
 $m'_n = 1 + (1 - 0.75) \frac{80.0}{106.2} \left(\frac{0.740}{0.680} - 1 \right) = 1.039$
 $\gamma_{сб} = \frac{1}{(0.65 \cdot 1.9 + 0.30) - (0.65 \cdot 1.9 - 0.30) \cdot 0.314} = 0.805$
 $\gamma_n = \frac{1}{(0.65 \cdot 1 + 0.30) - (0.65 \cdot 1 - 0.30) \cdot 0.341} > 1$ принимаем $\gamma = 1.0$

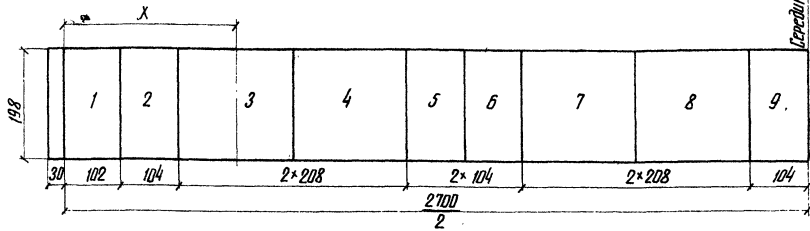
Сечение 2
 $\chi = 7.8 \text{ м}$ $\sigma_{бф} = 73 \text{ кг/см}^2 < 0.8 K_p R'_{и,б} = 84.8 \text{ кг/см}^2$
 $m'_{сб} = 1 + (1 - 0.75) \frac{73.0}{105.9} \left(\frac{0.706}{0.680} - 1 \right) = 1.019$
 $m'_n = 1 + (1 - 0.75) \frac{73.0}{105.9} \left(\frac{0.597}{0.544} - 1 \right) = 1.048$
 $\gamma_{сб} = \frac{1}{(0.65 \cdot 1.9 + 0.30) - (0.65 \cdot 1.9 - 0.30) \cdot 0.309} = 0.802$
 $\gamma_n = \frac{1}{(0.65 \cdot 1.4 + 0.30) - (0.65 \cdot 1.4 - 0.30) \cdot 0.333} = 0.993$

Сечение 1
 $\chi = 4.5 \text{ м}$ $\sigma_{бф} = 57 \text{ кг/см}^2 < 0.8 K_p R'_{и,б} = 84.6 \text{ кг/см}^2$
 $m'_{сб} = 1 + (1 - 0.75) \frac{57.0}{105.7} \left(\frac{0.452}{0.428} - 1 \right) = 1.036$
 $m'_n = 1 + (1 - 0.75) \frac{57.0}{105.7} \left(\frac{0.390}{0.359} - 1 \right) = 1.054$
 $\gamma_{сб} = \frac{1}{(0.65 \cdot 1.9 + 0.30) - (0.65 \cdot 1.9 - 0.30) \cdot 0.314} = 0.805$
 $\gamma_n = \frac{1}{(0.65 \cdot 1.6 + 0.30) - (0.65 \cdot 1.6 - 0.30) \cdot 0.330} = 0.910$

- Примечания:**
- Проверка на выносливость произведена по нижнему поясу в середине пролета и в местах изменения сечений листа нижнего пояса, а также на уровне прикрепления нижнего пояса.
 - Кэф. концентрации при проверке на выносливость приняты при отсутствии изменения сечения β=1.0, при изменении ширины нижнего листа β=1.4, при изменении толщины нижнего листа β=1.6, при изменении ширины и толщины листа β=1.4×1.6=2.24; в местах прикрепления пояса β=1.9

Министерство транспортного строительства СССР			
Рабочие чертежи металлических ж/б опор		Главтранспроект	
препятных створов		ГИПРОТРАНСМОСТ	
сезонной паводки на балках		Пролетное строение	
пролетами 18.2-66.0 м		L _р = 27.0 м	
в северном исполнении		Расчет главных балок	
в северном исполнении		на выносливость	
Сл. инж. Г.М. Нач. отдела	Инж. В.И. Нач. отдела	Инж. В.И. Нач. отдела	Инж. В.И. Нач. отдела
Сл. инж. пр. П.К. Ордынский	Инж. В.И. Нач. отдела	Инж. В.И. Нач. отдела	Инж. В.И. Нач. отдела
Проверил	Инж. В.И. Нач. отдела	Инж. В.И. Нач. отдела	Инж. В.И. Нач. отдела
Исполнил	Инж. В.И. Нач. отдела	Инж. В.И. Нач. отдела	Инж. В.И. Нач. отдела
1969 г. VI-6	Инд. 157005	739/3	13

СХЕМА РАСПОЛОЖЕНИЯ РЕБЕР ЖЕСТКОСТИ



Примечание:
Расчет местной устойчивости стенки произведен по СН 200-62. (приложение 18).

УСИЛИЯ И НАПРЯЖЕНИЯ В ОТСЕКАХ

№ ОТСЕКА	УСИЛИЯ ОТ ПОСТОЯННОЙ НАГРУЗКИ										ЗАГРУЖЕНИЕ НА M _{max}				ЗАГРУЖЕНИЕ НА Q _{max}				НАПРЯЖЕНИЯ КГ/СМ ²											
	x	l-x	Q _M	Q _Q	M _{px}	M _{px}	Q _{px}	Q _{px}	L	φ	π	M _φ	Q _φ	M _{II}	ΣQ _{I+II}	Q _α	Q _α	L	φ	π	M _φ	Q _φ	ΣM _I	ΣQ _{I+II}	НОРМАЛЬНЫЕ		КАСАТ. МЕСТНОЕ			
																									σ _н	σ _к	σ _н	σ _к		
1	0.51	26.49	6.76	12.99	19.1	15.3	36.6	29.4	—	—	—	—	—	—	13.00	6.64	0	9.713	1.221	103.0	202.0	118.3	263.0	—	—	107	370	762	429	
2	1.54	25.46	19.60	11.96	55.3	44.4	33.7	27.1	—	—	—	—	—	12.00	18.48	0	9.825	1.224	287.0	186.0	331.4	246.8	—	—	307	1043	704	429		
3	3.10	23.90	37.10	10.40	104.2	83.6	29.3	23.5	—	—	—	—	—	10.60	32.90	0.5	8.765	1.228	466.0	150.0	549.6	202.8	—	—	560	1822	530	270		
4	5.18	21.82	56.50	8.32	159.0	127.5	23.4	18.8	—	—	—	—	—	8.84	45.80	0.5	8.995	1.235	665.0	127.5	792.5	169.7	—	—	830	1664	449	270		
5	6.74	20.26	68.40	6.76	192.5	154.0	19.1	15.3	—	—	—	—	—	7.60	51.20	0.5	9.185	1.239	765.0	113.8	919.0	148.2	—	—	989	1940	393	270		
6	7.78	19.22	74.80	5.72	211.0	169.0	15.6	12.9	0.288	8.970	1.219	1074.0	82.1	1243.0	110.6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1305	2539	—	—	273	270
7	9.34	17.66	82.30	4.16	232.5	186.5	11.7	9.4	0.346	8.825	1.219	1168.0	58.9	1334.5	80.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1580	2248	—	—	208	270
8	11.42	15.58	89.10	2.08	251.0	201.0	5.9	4.7	0.425	8.630	1.219	1230	28.8	1431.0	39.4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1850	2423	—	—	103	270
9	12.98	14.02	91.00	0.52	256.0	205.5	1.5	1.2	0.480	8.500	1.219	1238	7.1	1443.5	9.8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1870	2447	—	—	27	270

Критические напряжения в кг/см² и коэффициент условий работы при расчете на местную устойчивость стенки

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_0}{\sigma_0} + \frac{p}{p_0}\right)^2 + \left(\frac{\tau_0}{\tau_0}\right)^2} \leq \pi; (\pi=0.9)$$

№ ОТСЕКА	x	РАЗМЕРЫ ОТСЕКА		НОРМАЛЬНЫЕ				КАСАТЕЛЬНЫЕ				МЕСТНЫЕ				m					
		a	h	σ ₀ = 190 x K (100δ/h) ²				τ ₀ = x(1020 + 760/μz) (100δ/δ) ²				p ₀ = 190 x z (100δ/a) ²									
				σ _н	σ _к	μ	μ ²	μ	z	μ	z	μ	z	μ	z						
1	51	102	198	0.515	4.50	1.65	9.5.7	0.366	10980	102	1.94	3.764	1.00	1.380	1690	0.515	5.09	1.404	1.392	1880	0.514
2	154	104	198	0.525	4.40	1.65	9.5.7	0.366	10980	104	1.90	3.610	1.00	1.334	1640	0.525	5.19	1.43	1.334	1880	0.501
3	310	208	198	1.050	4.26	1.65	9.5.7	0.366	10980	198	1.05	1.103	1.32	0.366	825	1.050	6.45	1.94	0.331	786	0.809
4	518	208	198	1.050	3.00	1.65	5.3.8	0.366	6180	198	1.05	1.103	1.32	0.366	825	1.050	6.45	1.94	0.331	786	0.725
5	674	104	198	0.525	2.95	1.65	5.3.7	0.366	6150	104	1.90	3.610	1.00	1.334	1640	0.525	5.19	1.43	1.334	1880	0.388
6	778	104	198	0.525	2.96	1.65	5.4.0	0.366	6200	104	1.90	3.610	1.00	1.334	1640	0.525	5.19	1.43	1.334	1880	0.391
7	934	208	198	1.050	2.42	1.65	3.7.4	0.366	4300	198	1.05	1.103	1.32	0.366	825	1.050	6.45	1.94	0.331	786	0.756
8	1142	208	198	1.050	2.30	1.65	3.4.0	0.366	3900	198	1.05	1.103	1.32	0.366	825	1.050	6.45	1.94	0.331	786	0.830
9	1298	104	198	0.525	2.30	1.65	3.4.2	0.366	3920	104	1.90	3.610	1.00	1.334	1640	0.525	5.19	1.43	1.334	1880	0.622

ОСНОВНЫЕ ДАННЫЕ:

- Постоянная нагрузка:
P_с = 2.82 т/м
P_н = 2.26 т/м
P_м = 4.44 т/м (без веса балки)
- Динамический коэффициент (1+μ) = 1.316
- Местное напряжение в вертикальной стенке:
а) для отсеков, в которых нагрузка расположена над вертикальным ребром и для отсеков с равномерно-распределенной нагрузкой (при жестких шпрах), определяется:
 $p = \frac{2K(1+\mu)\pi + P_m}{100\delta}$; λ = 3.0 м; 1+μ = 1.545; π = 1.291
 $p = \frac{(2 \times 1.545 \times 1.291 + 4.44) 10^3}{100 \times 1.2} = 270 \text{ кг/см}^2$
б) для отсеков, в которых нагрузка расположена между вертикальными ребрами, определяется:
 $p = \frac{[2K(1+\mu)\pi + P_m] \epsilon_m}{(L_0 + 2\delta_{ср}) 0.7}$, где L₀ - длина шпра
 $p = \frac{(4.429 \times 1.545 \times 1.291 + 4.44) 10^3 \times 2.28}{182 \times 0.7} = 429 \text{ кг/см}^2$

Министерство транспортного строительства СССР
Рабочие чертежи ГИПРОТРАНСПРОЕКТ
металлических жёб для ГИПРОТРАНСПРОЕКТ
проектные стропы для ГИПРОТРАНСПРОЕКТ
сезонной публичности на выезде прелетаму 18-26-0м
в северном исполнении
1969г. М-6

Полков Валерий Стычков ДГМБ
Инженер Козлова Козлова

Пролетное строение
L₀ = 27.0 м
Расчет на местную устойчивость
739/3 14

Проверка приведенных напряжений в стенке балки

$$\sigma_{пр} = \sqrt{0.8\sigma^2 + 2.4\tau^2} \leq R_0$$

№ сечений	Расстояние от опоры х м	Наименование фибры стенки	Расчетная площадь см ²	Расчетные усилия				Статические моменты					Моменты инерции		Моменты сопротивления		Напряжения			
				M _г	M _н	Q _г	Q _н	Ординаты			J _с	J _{сгб}	J _{снб}	W _{снт}	W _{сгб нт}	σ	τ	σ _{пр}		
								У _с	У _{сгб}	У _{снб}									S _с	S _{сгб}
—	—	—	—	ГМ	Т	СМ			10 ³ СМ ³			10 ⁶ СМ ⁴		КГ/СМ ²						
0	0	—	96*99*12	0	0	38.0	239.5	100.0	—	—	15.48	—	2.70	—	—	—	0	1332 ^{х)}	—	
1	4.5	верхняя	96*592.8	142.7	865.2	25.4	153.8	100.0	22.8	53.1	9.60	33.66	2.70	6.97	0.261	3.192	818	695	1300	
		нижняя	96					100.0	177.2	—	9.60	17.01			0.261	0.395	2737	388	2524	
2	7.8	верхняя	96*592.8	211.0	1244.0	16.1	94.8	118.6	38.0	68.3	11.39	44.13	3.51	9.84	0.286	2.654	1406	397	1404	
		нижняя	192					82.4	163.0	—	15.82	31.30			0.417	0.609	2650	294	2415	
3	13.5	верхняя	96*592.8	256.0	1437.5	0	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.294	2.500	1980	—
		нижняя	260					—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

х) Сжимающее напряжение в опорном сечении определено для стального сечения.
 Приведенные напряжения проверяются по середине пролета балки и в местах изменения сечения нижнего пояса.

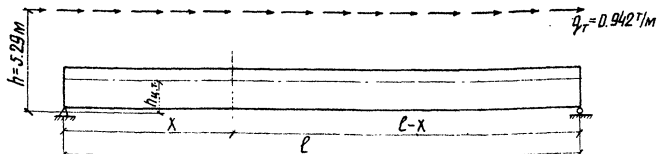
Расчет балки на прочность от дополнительного сочетания нагрузок

№ сечений	Расстояние от опоры х м	Наименование фибры	Расчетные усилия						Моменты сопротивления		Расчетная площадь F _{сгб} см ²	F _{снб} = F _{нб} + 25δснб	Напряжения КГ/СМ ²											
			от вертикальной нагрузки			от торможения			от ветра				от вертикальной нагрузки		от торможения		от ветра		от усадки		от температуры		Суммарное	
			M _{гз}	M _{гн}	0.8M _г	0.8M _т	0.8N _т	M _в	S _в = (R ²)	W _с			W _{сгб}	σ _{гз}	σ _{гн}	σ _з	σ _т	σ _в	σ _т	σ _в	σ _т	σ _в	σ _т	σ _с
—	—	—	ГМ	Т	Т	Т	—	—	10 ³ СМ ³	СМ ²	—	—	1	2	3	4	5	6	7	8	1-6	1-2-3+7-8		
1	4.5	верхняя	142.7	114.2	600.8	40.8	21.2	9.9	5.0	0.255	2.930	1040.6	192.0	-560	-39	-205	-14	+20	—	-118	-45	-198	-967	
		0.265								0.390	+560			+293	+154.1	+105	+38		+36	+263	+2557	+2693		
2	7.8	верхняя	211.0	169.0	860.0	32.2	18.1	14.7	7.4	0.280	2.520	1136.6	228.0	-754	-66	-342	-13	+16	—	-118	-42	-1159	-1322	
		0.398								0.595	+530			+284	+144.5	+53	+33		+26	+172	+2361	+2457		
3	13.5	верхняя	256.0	205.5	983.6	21.5	12.7	17.8	8.9	0.290	2.400	1204.6	296	-883	-86	-411	-9	+11	—	-119	-42	-1378	-1541	
		0.500								0.735	+512			+280	+1340	+29	+31		+21	+140	+2203	+2293		

х) Расстояние между главными балками b=2.0м.

- Усилия от вертикальных нагрузок взяты из расчетного листа (Инд. 151003)
- Приняты такие сочетания нагрузок, входящие в дополнительное сочетание, как:
 I 1.1S_г + 0.8S_з + 0.8S_т + 1.2S_в
 II 1.1S_г + 0.8S_з + силовые факторы от усадки бетона и колебания температуры
- Ветровая нагрузка учитывается только для нижнего пояса.
 Погонная нагрузка: q_в = [0.4h_б + 0.2(h_{пнн} + h_н)] * q * π =
 = [0.4 * 2.04 + 0.2(1.10 + 3.00)] * 0.1 * 1.2 = 0.196 т/м
- Погонная нагрузка от торможения или силы тяги: q_т = 0.1 * q * 0.8 * λ² / 2 * 0.6 ≈ 0.1 * 966 * 0.8 * 1.2 / 2 * 0.6 = 0.942 т/м

- Напряжение от усадки бетона и колебания температуры определяются по формулам, приведенным в ту ВСН 92-83. Величина относительной деформации усадки бетона при сборной плите принята ε_у = 1 * 10⁻⁴. Модуль упругости бетона E_у = 0.5E_с.
- Воздействие разности температуры между сталью и бетоном:
 при растяжении t = +30° (для нижнего пояса)
 при сжатии t = -15° (для верхнего пояса).



$$N_x = q_t \cdot (l - x) \quad \text{--- Т}$$

$$M_x = N \cdot h_{хт} \quad \text{--- ТМ}$$

Министерство транспортного строительства СССР			
Рабочие чертежи металлических жел.дор.		Главтранспроект ГИПРОТРАНСДОСТ	
проектный строитель	Инж. отдела	Инж. отдела	Инж. отдела
проектирует	Инж. пр-кт	Инж. пр-кт	Инж. пр-кт
в северном исполнении	Рук. бригады	Рук. бригады	Рук. бригады
1969 г. 11-6	Инд. 151003	Исполнил	Корнилов
		Проверил	
		Корнилов	
		Козлов	
Пролетное строение E _б 270 м			Проверка приведенных напряжений. Расчет на дополнительные нагрузки
739/3			15

