СССР
Министерство транспортного строительства
Главтранспроект
Гипротрансмост

Типовой проект №3.501-49.

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

Рабочие чертежи.

Пролетное строение $\ell_р$ = 55,0м.

Раздел I.

Пояснительная записка и чертежи.

Начальник Гипротрансмоста /Крыльцов/

Главный инженер проекта /Слыхова/

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

Инв. №739/7

gost.e-ecolog.ru

КБА
1959г.

Пролетное строение $L_р$ = 55.0 м

Раздел I. Пояснительная записка и чертежи

Содержание раздела I.

№ п	Наименование	№ № листов	Инвентарные № №
1	Титульный лист	1	—
2	Состав проекта и условные обозначения	2	50947
3	Пояснительная записка	3	50948
4	Пояснительная записка /продолжение/	4	50949
5	Паспорт пролетного строения $l_р$ = 55.0 м	5	50950
6	Пролетное строение $l_р$ = 55.0 м Конструкция главных балок	6	50951
7	Пролетное строение $l_р$ = 55.0 м Конструкция главных балок /продолжение/	7	50952
8	Пролетное строение $l_р$ = 55.0 м Конструкция главных балок Детали и спецификация	8	50953
9	Пролетное строение $l_р$ = 55.0 м Железобетонная плита с гибкими упорами Сборочный чертеж	9	50954
10	Пролетное строение $l_р$ = 55.0 м Железобетонная плита с жесткими упорами Сборочный чертеж	10	50955
11	Пролетное строение $l_р$ = 55.0 м Установка главных балок в пролет краном ГЭПК-130	11	50956
12	Пролетное строение $l_р$ = 55.0 м Установка главных балок в пролет краном ГЭК-80	12	50957
13	Пролетное строение $l_р$ = 55.0 м Установка главных балок в пролет продольной надвижкой	13	50958
14	Пролетное строение $l_р$ = 55.0 м Продольная надвижка Конструкция аванбека	14	50959
15	Пролетное строение $l_р$ = 55.0 м Продольная надвижка Конструкция аванбека /продолжение/ Детали и спецификация	15	50960
16	Пролетное строение $l_р$ = 55.0 м Нагрузки и усилия в главных балках	16	50961
17	Пролетное строение $l_р$ = 55.0 м Расчет главных балок на прочность	17	50962
18	Пролетное строение $l_р$ = 55.0 м Расчет главных балок на выносливость	18	50963
19	Пролетное строение $l_р$ = 55.0 м Расчет на местную устойчивость	19	50964
20	Пролетное строение $l_р$ = 55.0 м Расчет приведенных напряжений Расчет на дополнительные нагрузки	20	50965
21	Пролетное строение $l_р$ = 55.0 м Расчет связей. Расчет домкратной балки	21	51047
22	Пролетное строение $l_р$ = 55.0 м Смотровые приспособления Пути катания смотровой тележки	22	51979
23	Пролетное строение $l_р$ = 55.0 м Смотровые приспособления Сход на опору	23	54344

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 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:

Х — Стыковые Х-образные швы

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

К — Размер катета шва в мм
е — Длина шва в мм

Пояснительная записка к пролетному строению $l_p = 55{,}0$ м

Типовой проект металлических железнодорожных пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18,2-66,0 м в северном исполнении разработан Гипротрансмостом 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 / Указания по проектированию, изготовлению, монтажу и приемке стальных конструкций железнодорожных, автодорожных и городских мостов, предназначенных для эксплуатации в условиях низких температур „северное исполнение", ВСН 92 63 / Технические указания по проектированию сталежелезобетонных пролетных строений /, ВСН 144 68 / Указания по применению высокопрочных болтов в стальных конструкциях мостов /, СН 365-67 и ВСН 151-68 / Указания по проектированию и строительству железобетонных и бетонных конструкций железнодорожных мостов и труб, предназначенных для эксплуатации в условиях низких температур „северное исполнение" /.

§2. Нормативная временная вертикальная нагрузка С14

§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 / обычное исполнение / и в районах с низкими температурами / северное исполнение / - 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 / §§ 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, заклепок должны отвечать требованиям указанным в СН 200-62 / § 382 пункты 1А, 2А, Б, 3, 4, 7, 10, 11. /

Марки сталей элементов пролетных строений в северном и обычном исполнениях должны быть приняты согласно спецификациям металла элементов.

Все 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" / ВСН 133-66 / и изменениями и дополнениями № I 1968 г.

При изготовлении пролетных строений северного исполнения к вспомогательным деталям относятся прокладки под уголки 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 основным деталям.

Б. Бетон.

При изготовлении сборных железобетонных плит балластного корыта применяется гидротехнический бетон по ГОСТ 4795-59 марки $R_{28} = 400$ кг/см² для омоноличивания плит марки $R_{28} = 300$ кг/см².

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

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

Плиты балластного корыта для обычного исполнения должны быть изготовлены в соответствии с требованиями СН 365-67 / §§ 1,4, 1,6, 1,7 /.

В. Арматура.

В качестве рабочей арматуры плит для северного исполнения принята арматура 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 3сп или ВКСт 3сп по ГОСТ 5781-61 и ГОСТ 380-60*).

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

По согласованию со строительными организациями арматура класса А-II марки Ст 5 может быть заменена на сталь класса А-II марки 10ГТ по ЧМТУ 1-89-67.

Для хомутов и распределительной арматуры применяется арматура гладкого профиля из стали класса А I по ГОСТ 5781-61 в соответствии с СН-365-67 § 1,8 - примечание 3.

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 принятым для конструкций, предназначенных к эксплуатации в районах с расчетной температурой ниже -40°с / ВСН 151-68 § 3 /

§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 / I стадия /.

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

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

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, принятой с $n = 0{,}8$, 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 - $\varepsilon_у = 1 \cdot 10^{-4}$.

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 колебании температуры нормативная наибольшая разность температур стали и железобетона принята +30°с в случае, когда температура стали выше чем железобетона и -15°с, 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 4/7 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 n', снижались введением коэффициента m', учитывающим недоиспользованность выносливости бетона / ВСН 92-63 п 126 / 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 / приложение № 16 / 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 - $\beta = 1{,}6$

При стыковании листов разной толщины и ширины $\beta = 1{,}4 \times 1{,}6 = 2{,}24$

г) по первому ряду заклепок или болтов, 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 / когда плита уложена на балки и не закреплена / - 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 $q_к = 1$ 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 таб 8 СН 200-62. Временная нагрузка подсчитана по приложению 9 СН 200-62 с коэффициентом перегрузки и динамики при $\lambda = 0$

б) Расчет на выносливость

При проверке выносливости бетона сталежелезобетонного пролетного строения фибровые напряжения в бетоне сравнивают с величиной $K_р \cdot R_a'$, $K_р$ - принимается по п 157 СН 200-62. Подсчитанные напряжения в арматуре сравнивались с $\gamma_a \cdot R_a'$, γ_a принято по п. 160 СН 200-62.

При расчете плиты в поперечном направлении рабочая арматура плит принималась из стали класса А II марки Ст 5 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 удалось, т к расчетные сопротивления на выносливость арматуры

Класса А II - $R_a = 1700$ кг/см² и

Класса А III - $R_a = 1800$ 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 между стальными балками и ж б плитой 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 $\varepsilon_у = 1 \cdot 10^{-4}$

Ползучесть бетона в расчете на усадку учтена введением эффективного модуля упругости бетона, равного $E_у = 0{,}5 E_б$.

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

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 поставлена продольная арматура в плите и ребре.

§3. Объединение железобетонной плиты с металлическими балками.

Сдвигающие усилия в соединении 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 пп 152, 159 и даны на расчетных листах.

III Конструкция пролетного строения.

Металлическая часть пролетного строения состоит из двух главных балок со сплошной стенкой, объединенных между собой продольными и поперечными связями. Вертикальная стенка высотой 3600×14 мм составляется из двух листов 1800×14 мм, сваренных продольным заводским стыком.

По условиям местной устойчивости стенка усиляется непрерывными вертикальными ребрами жесткости и горизонтальным продольным ребром, расположенным на 900 мм от верхней кромки. Верхний пояс балки принят постоянного сечения, по всей длине, из листа 480×20.

Нижний пояс принят из двух листов переменного сечения.

Главные балки объединяются между собой продольными и поперечными связями. Продольные связи крестового типа с панелью 2 64 м даны по нижнему поясу. По верхнему поясу даны только распорки в местах расположения поперечных связей через 5,28 м.

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

Прикрепление диагоналей и распорок продольных связей к фасонкам, уголков поперечных связей к ребрам жесткости осуществляется на высокопрочных болтах. Прикрепление фасонок продольных связей к вертикальной стенке — на заводских заклепках d = 23 мм.

Из условия заводского изготовления и перевозки главные балки разбиты на три монтажных блока длиной 1740+2200+1740 см.

Монтажные стыки запроектированы совмещенными на высокопрочных болтах. Объединение плиты с металлическими балками разработано в двух вариантах: на гибких и жестких упорах.

В первом варианте блоки плиты снабжены закладными деталями, заанкеренными в железобетоне гибкими петлевыми анкерами. Блоки плиты присоединяют к стальным балкам насухо, натяжением высокопрочных болтов, пропускаемых через отверстия в закладных деталях и верхних поясах балок.

Во втором варианте объединение плит со стальными балками производится омоноличиванием швов и окон, в которые входят жесткие упоры, заранее приболченные высокопрочными болтами к верхнему поясу балок. Расположение отверстий в верхнем поясе балок для обоих вариантов объединения принято одинаковым.

Гибкие и жесткие упоры изготавливаются на заводе металлических конструкций из той же стали, что и пролетные строения.

Отверстия d = 28 мм для болтов диаметром 22 мм в верхних поясах балок и листах закладных деталей сверлятся по единому кондуктору.

Проектом предусматривается, что все отверстия в поясах балок, элементах продольных и поперечных связей рассверливаются на заводе на полный диаметр.

Грибовидность и перенос верхних поясов металлических балок в местах сопряжения с гибкими упорами, в районе монтажных стыков и в зоне опирания балок на опорные части должны быть не более 1 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, с изменениями и дополнениями № 1 1968 г.

Пролетные строения в обязательном порядке подлежат приемке заводской инспекцией.

Все элементы пролетного строения (исключая соприкасающиеся плоскости закладных деталей, 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 строения обычного исполнения грунтуются одним слоем свинцового сурика по ГОСТ 1787-50*) на натуральной льняной олифе — ГОСТ 7931-56.

По соглашению с заказчиком допускается грунтовку производить 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 (северного исполнения) принимаются заводской инспекцией с соответствующим оформлением.

Железобетонная плита балластного корыта запроектирована сборной. Длина блока плиты — 2,5 м.

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 должна быть использована инвентарная металлическая опалубка, в которой поддон имеет отверстия для крепления закладных деталей, рассверленные по единому кондуктору, что и отверстия в верхних поясах балок.

IV. Установка главных балок в пролет.

Проект предусматривает установку главных балок в пролет двумя способами: 1. Консольным краном ГЭК 80 или ГЭПК-130 с постановкой временной опоры в трети пролета.

Перед установкой балок на строительной площадке должна быть произведена укрупнительная сборка. Балки объединяются в два пространственных блока с постановкой всех высокопрочных болтов в соединениях продольных и поперечных связей. Первый блок длиной 17 м. Монтажный вес равен 32,3 т.

Второй блок, сдвоенный, длиной 38 м. Монтажный вес равен 79,5 т.

Для пропуска крана по верхним поясам балок необходимо уложить временное мостовое полотно.

2. Продольной надвижкой при установке на мосту нескольких пролетных строений.

Надвижка, предварительно прошедшей полную сборку стальной конструкции пролетных строений, производится с авансбеком и постановкой дополнительных связей по верхнему поясу.

Монтажные соединения приняты на высокопрочных болтах диаметром 22 мм. Монтаж пролетного строения должен производиться в соответствии с требованиями СН и П III-В 5-62*), СН и П II-Д 2 62, ВСН 145-68 и ВСН 144-68.

Все соприкасающиеся поверхности стыков и прикреплений перед сборкой должны быть подвергнуты пескоструйной очистке. Расчетное сопротивление высокопрочного болта по каждому рабочему контакту соприкасания принято равным 70 т при нормативном усилии натяжения 20 т.

Укладка блоков 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 стыков плит в зимних условиях бетонные работы должны производиться с соблюдением требований СН и П III-Д 2-62, СН и П III-В. 1-62*) и ВСН 151-68 (для северного исполнения).

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

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 обоих вариантах водоотводные трубки в блоках плит 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 тип IV проектировки Гипротрансмоста 1967 г. (типовой проект № 583).

Для осмотра пролетного строения запроектированы смотровые приспособления. Они состоят из смотровой тележки и схода с проезжей части на опору.

Пропуск коммуникаций предусмотрен под тротуарными плитками.

При привязке типового проекта, в зависимости от общей длины моста, местоположение убежищ должно назначаться в соответствии с ВСН 145-68 или СН 200-62.

Гипротрансмостом разработана конструкция стале-железобетонного пролетного строения с железобетонными сборными блоками плиты, с креплением на высокопрочных болтах и объединяемых с помощью клеевых стыков.

Конструкция согласована МПС для опытного строительства и после отработки технологии будет являться основным вариантом конструкции пролетного строения.

Начальник Гипротрансмоста [подпись] / Крыльцов /

Гл. инженер Гипротрансмоста [подпись] / Попов /

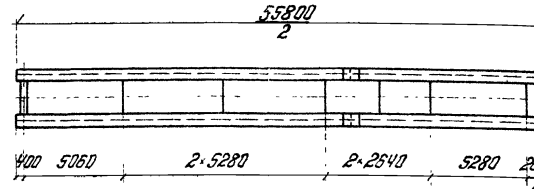
Начальник отдела [подпись] / Валуев /

Гл. инженер проекта [подпись] / Слыхова /

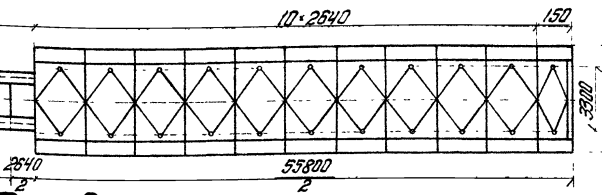
Основные данные:

1. Технические условия СН-200-62, СН и П II-Д 7-62 ч; 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 – 3.87 т/п м балки
   II стадия – 2.28 т/п м балки
3. 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
4. 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, для обычного исполнения в соответствии с СН 200-62 § 382.
   б/ Монтажные соединения – на высокопрочных болтах d = 22 мм
   Высокопрочные болты, гайки к ним – сталь 40х по ГОСТ 4543-61 с последующей термообработкой в соответствии с ВСН 133-66 с изменениями и дополнениями: N 1 1968 г.
   в/ 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 Мрз 300
   г/ Арматура плит. периодического профиля – Сталь класса А II, для северного исполнения – марки 10 ГТ или класса А III марки 25 Г2С, для обычного исполнения – марки Ст. 5 сп.
   Круглая – Сталь класса А I марки ВМ Ст. 3 сп. или ВК Ст 3 сп.

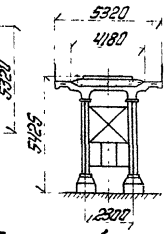
Верхние связи



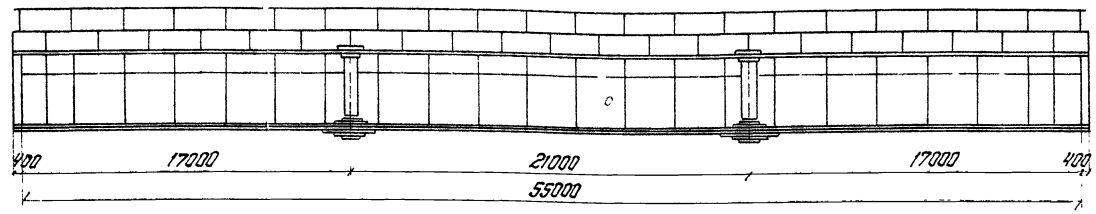
План плиты проезжей части



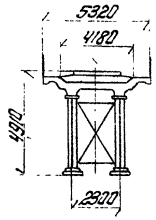
Поперечный разрез на опоре



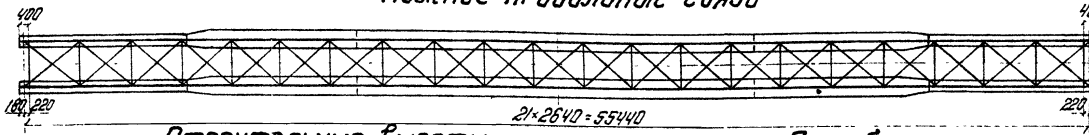
Фасад



Поперечный разрез в пролете



Нижние продольные связи



Вес металла

/марки сталей указаны для северного исполнения/

NN пп	Наименование	Вес в тоннах: Материал 10Г2С1Д	Материал М16С, Ст.3 мост.	Всего	т/м	% от главных ферм
1	Главные фермы	106.5	—	106.5	1.94	100
2	Связи	6.5	—	6.5	0.12	6.2
3	Листовая сталь упоров	6.1 / 4.4	—	6.1 / 4.4	0.11 / 0.08	5.7 / 4.1
	Итого	119.1 / 117.4	—	119.1 / 117.4	2.17 / 2.14	
4	Перила тротуаров	1.8	0.5	2.3	0.04	2.1
5	Смотровые приспособления	3.[illegible]	1.6	4.6	0.08	4.1
	Всего	123.9 / 122.2	2.1	126 / 124.3	2.29 / 2.26	—
6	Высокопрочные болты	Ст 40х		2.5	0.04	—
7	Опорные части	—	—	6.0	0.11	5.4
8	Охранные приспособления	4.7	—	4.7	0.08	4.2
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

NN пп	Наименование			Изм	Количество: Плита с гибкими упорами	Количество: Плита с жесткими упорами
1	Бетон	Сборный	Балластное корыто	м³	74.5	73.1
			Тротуарные плитки	-"-	4.5	4.5
		Монолитный		-"-	3.9	16.4
		Всего		м³	82.9	94.0
		Защитный слой, армированный сеткой		м³	9.5	9.5
		Подготовка		м³	11.0	11.0
2	Арматура	Периодического профиля класса А II или класса А III		кг	8410	8786
		Круглая А I		-"-	2703	2704
		Всего		кг	11113	11490
3	Изоляция			м²	265	265
4	Водоотводные трубки			шт/кг	44 / 1400	44 / 1400

Строительные высоты

NN пп	Наименование	Н мм
1	От верха шпал до низа конструкции в пролете	4910
2	От верха шпал до опорной площадки	5425
3	От опорной площадки до центра шарнира	495

Прогибы и перемещения

Прогибы и перемещения от нагрузок	Прогиб в середине: δ см	Прогиб в середине: δ/l	Перемещение свободного конца см.
Постоянной	11.3	—	—
Временной вагонной	6.2	1/880	3.24
От изменения температуры на t = 40°С			2.20

Расчетная опорная реакция /на прочность/

От постоянной нагрузки I стадии — 107 т
От постоянной нагрузки II стадии — 63 т
От временной вертикальной нагрузки — 301 т
Всего 471 т

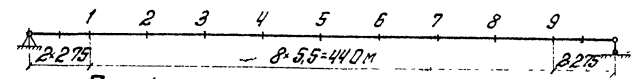
Опорные части

Опорные части приняты по типовому проекту Гипротрансмоста инв N 583 тип IV

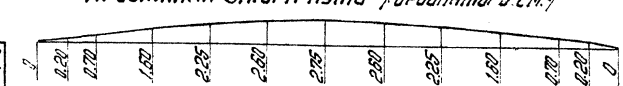
Наименование опорных частей	Кол-во анкерных болтов	Размеры опорной плиты мм: Вдоль оси моста	Размеры опорной плиты мм: Поперек оси моста	Расстояние между анкерными болтами: Вдоль оси моста	Расстояние между анкерными болтами: Поперек оси моста	Высота опорных частей мм
Подвижные	4	800	1000	680	480	605
Неподвижные	4	800	1000	680	480	605

Строительный подъем пролетного строения

Схема пролетного строения

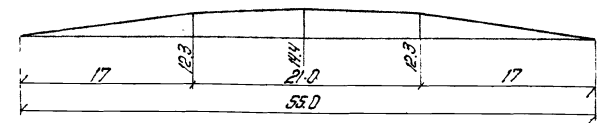


Проектная эпюра пути /ординаты в см./



Строительный подъем главных балок

/ординаты в см./



Установка опорных частей

$(t - t_{ср})^0$	-30	-25	-20	-15	-10	-5	0	+5	+10	+15	+20	+25	+30	+35	+40	+45	+50
d мм	35	33	29	26	23	20	16	13	10	6	3	0	-4	-7	-10	-14	-17

c – смещение оси нижней плиты относительно середины нижнего баллансира в сторону пролета со знаком „–", в сторону опоры со знаком „+".

$$c = \frac{\delta_к}{2} - \alpha (t - t_{ср}) l$$

$$t_{ср} = \frac{t_{max} - t_{min}}{2}$$

$\alpha = 0.000012$

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 метеорологической станции.

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

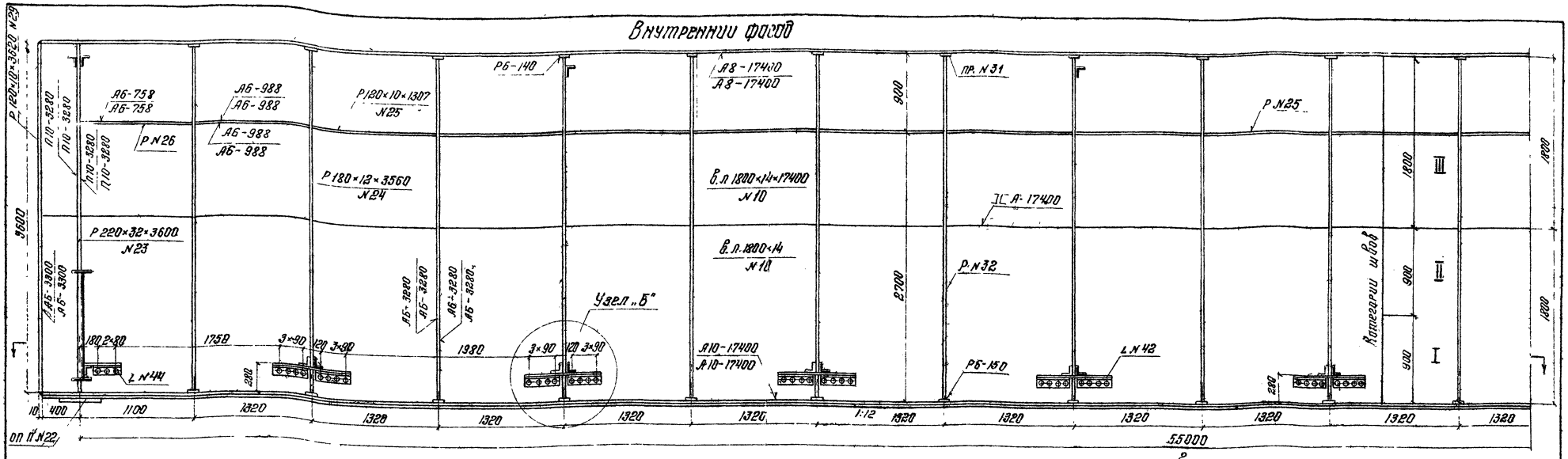
Начальник ГТМ		Крыльцов
Гл инж. ГТМ		Попов
Нач. отдела		Валуев
Гл инж. пр. ТА		Слыхова
Проверил		Корноухов
Исполнил		Фомина

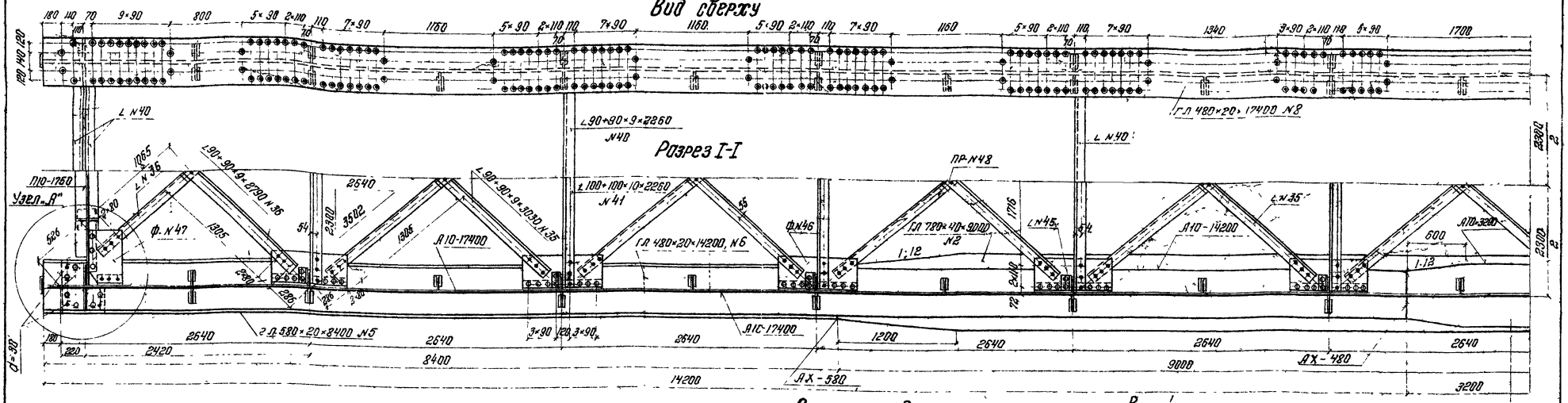
Паспорт пролетного строения $l_р$ = 55.0 м.

1969 г. М-б Инв N 50950

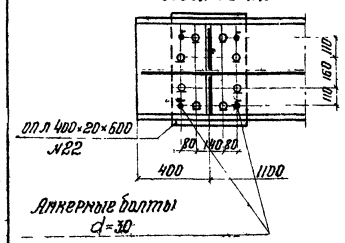
739/7 5

Копировала Н. Пр. Корректировал Фомин





Деталь прикрепления опорного листа N22

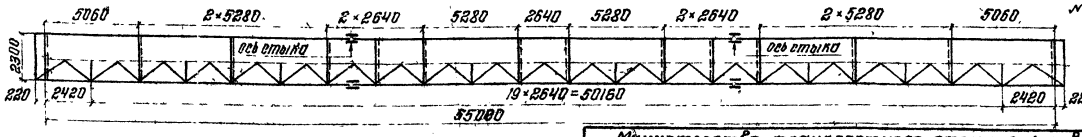


Для северного исполнения опорный лист N22 приклепывается на заводе заклепками d=23мм. впотай.

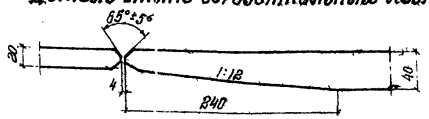
Для обычного исполнения — приваривается по контуру.

В случае накатки опорный лист крепится на монтаже. Для северного исполнения впотай болтами d=22мм с уменьшенной головкой по ГОСТ 7796-62. Шайбы ГОСТ 6959-54, гайки по ГОСТ 5915-62 по 2шт на болт.

Схема продольных и поперечных связей пролетного строения



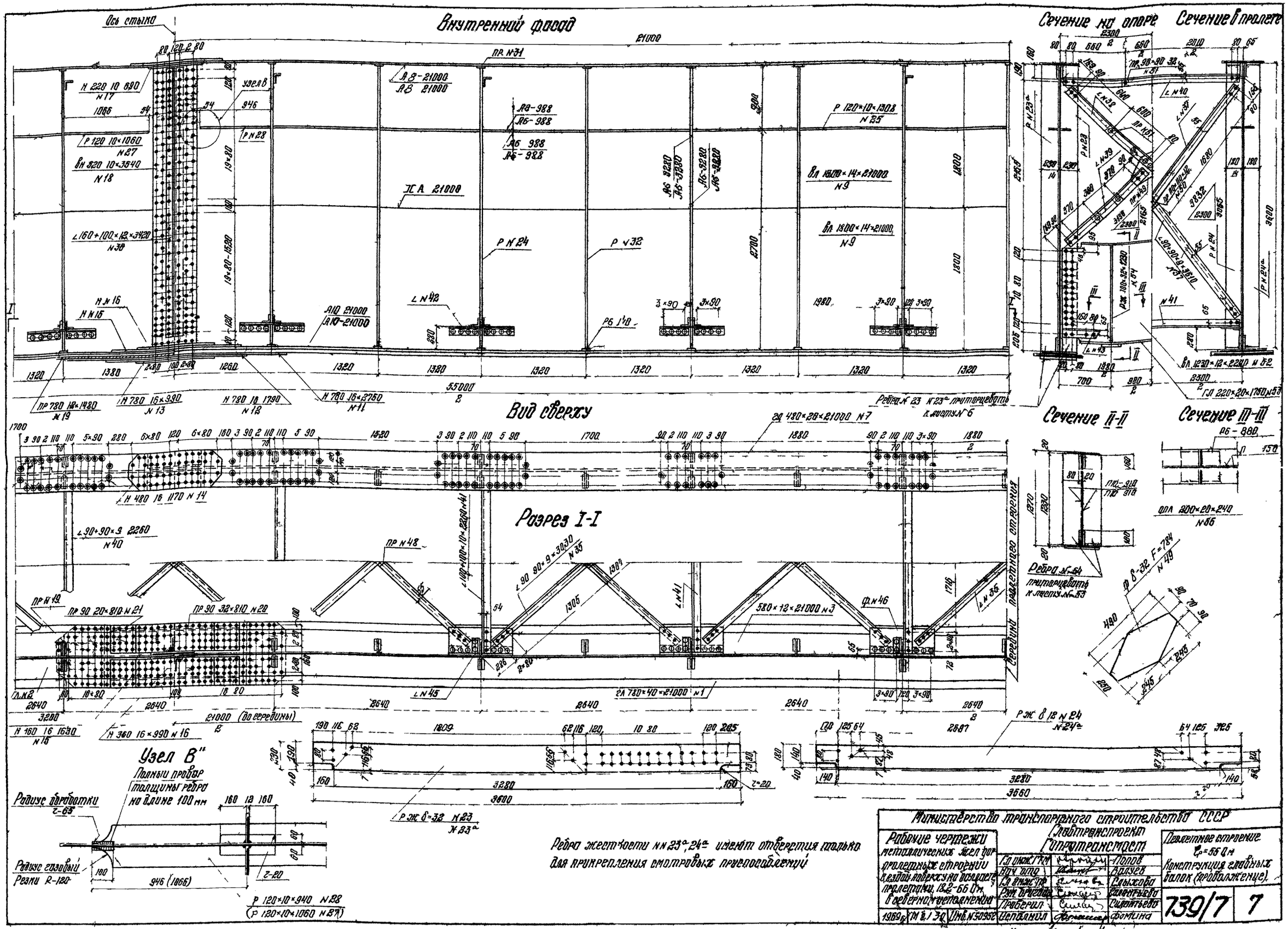
Деталь стыка горизонтальных листов

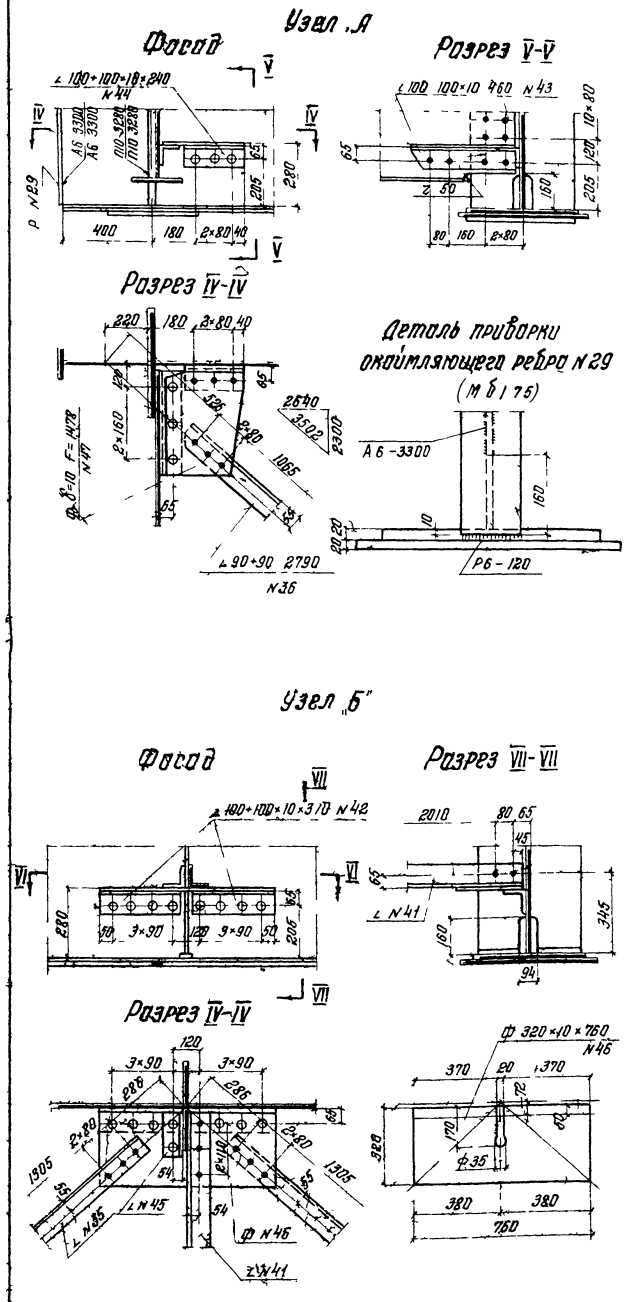


Условные обозначения:
Отверстия d=28 для болтов d=22
Болты d=22.
Анкерные болты d=30
Заводские заклепки d=23
Тоже впотай снизу

Министерство транспортного строительства СССР. Главтранспроект Гипротрансмост				Пролетное строение l_p=55м Конструкция главных балок
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		Салантьева	
	Проверил		Салантьева	
1969 г. М-б 1 30 Инв N 50951	Исполнил		Фомина	739/7 6

Копир Корректор


Внутренний фасад
Сечение на опоре
Сечение в пролете
Вид сверху
Сечение II-II
Сечение III-III
Разрез I-I
Узел В"
Ось стыка
Середина пролетного строения
Ребра № 23 № 23а приторцевать к листу № 6
Ребра № 54 приторцевать к листу № 53
Полный провар толщины ребра на длине 100 мм
Радиус обработки
Радиус газовой резки R-120
Ребра жесткости №№ 23а, 24а имеют отверстия только для прикрепления смотровых приспособлений
Министерство транспортного строительства СССР
Рабочие чертежи металлических жел. дор. пролетных строений в ездой поверху на балласте пролетами 18,2-66 Ом в северном исполнении
Главтранспроект
Гипротрансмост
Пролетное строение
Конструкция главных балок (продолжение)
739/7
7
Копир
Коррект



Спецификация металла на пролетное строение

№№ п/п	Наименование элементов	Материал	Толщина мм	Ширина мм	Длина мм	Количество	Общая длина м	Вес 1п.м 1кв.м	Общий вес
				Площадь кв см			площадь кв м	кг	кг
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	§1 Главные балки								
1	Горизонтальные листы	10 Г2С1Д	40	780	21000	2	42.0		
2	То же		40	780	9000	4	36.0		
							78.0	244.92	19103.8
3	То же		32	580	21000	2	42.0	145.70	6119.4
4	То же		20	580	3200	4	12.8		
5	То же		20	580	8400	4	33.6		
							46.4	91.06	4225.2
6	То же		20	480	14200	4	58.6		
7	То же		20	480	21000	2	42.0		
8	То же		20	480	17400	4	69.6		
							170.2	75.36	12826.3
9	Вертикальные листы		14	1800	21000	4	84.0		
10	То же		14	1800	17400	8	139.2		
							223.2	197.82	44153.4
11	Стыковые накладки		16	780	2750	4	11.0		
12	То же		16	780	1790	4	7.16		
13	То же		16	780	990	4	3.96		
							22.12	97.97	2167.1
14	То же		16	480	1170	4	4.68	60.29	282.2
15	То же		16	360	1630	8	13.04		
16	То же		16	360	990	8	7.92		
							20.96	45.22	947.8
17	То же		10	220	650	8	5.52	17.27	95.3
18	То же		10	520	3540	8	28.32	40.82	1156.0
19	Прокладки		12	780	1480	4	5.92	73.48	435.0
20	То же		32	90	810	8	6.48	22.61	146.5
21	То же		20	90	810	8	6.48	14.13	91.6
22	Опорный лист		20	400	600	4	2.32	62.80	145.7
23	Опорные ребра жесткости		32	230	3600	8	28.80	57.8	1664.6
24	Вертик ребра		12	180	3560	88	313.39	16.96	5320.2
25	Горизонт ребра		10	120	1307	76	94.1	9.42	886.4
26	То же		10	120	1088	8	4.35	9.42	41.0
27	То же		10	120	1060	8	8.48	9.42	79.9
28	То же		10	120	940	8	7.52	9.42	70.8
29	Окаймляющее ребро		10	120	3620	4	14.48	9.42	136.4
33	Горизонт ребра жесткости		10	120	2628	34	98.60	9.42	928.8
30	Уголки в стыке		12	160+100	3420	8	27.36	23.60	646.7
31	Прокладки ребер		20	40	140	244	34.28	6.28	202.7
32	Вертикальн ребра		14	190	3560	34	121.04	20.88	2530.7
	Итого:								104404
	2% на сварные швы								2088
	Всего по §1								106492
	§2 Продольные и поперечные связи								
35	Диагонали продольные	10 Г2С1Д	9	90+90	3030	38	115.14		
36	То же		9	90+90	2790	4	11.16		
37	Диагонали поперечные		9	90+90	3610	24	86.64		
38	То же опорные		9	90+90	2910	4	11.64		
39	Полудиагонали		9	90+90	1390	8	11.12		
40	Распорки верхние		9	90+90	2260	16	33.64		
							267.34	12.20	3267.5
41	Распорки нижние	10 Г2С1Д	10	100+100	2260	20	45.20		
42	Уголки фасонок		10	100+100	370	80	29.60		
43	То же		10	100+100	460	4	1.84		
44	То же		10	100+100	240	4	0.96		
45	То же		10	100+100	180	40	7.20		
							84.8	15.10	1280.6
46	Фасонки прод связей		10	320	760	40	30.40	25.12	763.6
47	То же		10	F = 1478		4	0.59	78.5	46.3
48	Прокладки		10	110	110	21	2.31	8.64	20.0
49	Фасонки попер связей		32	F = 784		2	0.157	251.20	39.4
50	Прокладки		12	110	110	12	1.10	10.36	11.4
51	То же		32	90	90	16	1.44	22.61	32.6
52	Вертик листы домкр. балок		12	1230	2240	2	4.48	115.87	519.0
53	То же горизонтальные		20	220	1750	4	7.0	34.54	241.8
54	Ребра жесткости		32	100	1230	8	9.84	25.12	247.2
55	Опорные листы		20	200	240	4	0.96	31.4	30.1
	Итого по §2								6493
	3% на заклепочные головки (№№ 42-46)								41
	Всего по §2								6534
	Всего на пролетное строение								113330

Ведомость высокопрочных болтов

Наименование	Длина мм	Количество шт	Вес 1000 шт. кг	Общий вес кг	Материал
Болты d=22 с гайками и 2 мм шайбами	60	580	553	321	Болты и гайки к ним сталь 40х по ГОСТ-4543-61 с термообработкой
	75	1660	598	993	
	95	500	657	328	
	130	290	762	221	
	160	320	851	272	
	190	355	936	332	
		3705		2467	

Примечания:

1. 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.
2. Стыки нижних горизонтальных листов, стыки вертикальных листов в зоне относящейся к I категории, места пересечений горизонтальных и вертикальных стыков стенки и концы ребер жесткости обрываемых в пролете должны подвергаться механической обработке в соответствии с требованиями действующих нормативных документов.
3. Изготовление главных балок должно производиться в кондукторах-контрактах с обеспечением всех требований и указаний СН и П III-В 5-62 x)

Министерство транспортного строительства СССР

Рабочие чертежи металлические жел-дор пролетных строений с ездой поверху на балках пролетами 18 2 66.0 м в северном исполнении

Главтранспроект Гипротрансмост

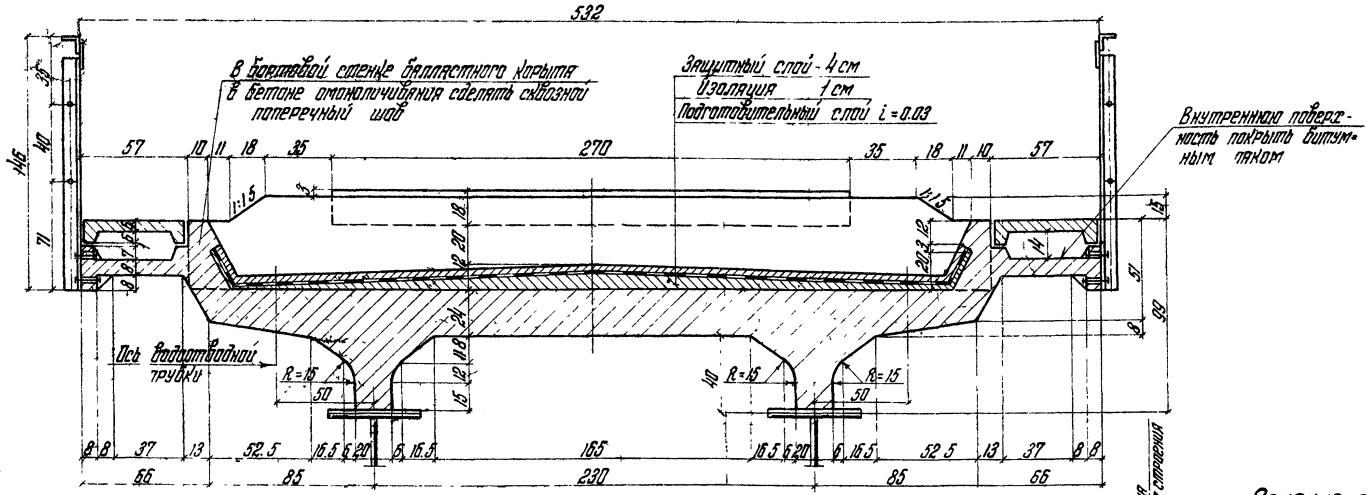
Гл инж. ГТМ	[illegible]	Попов
Нач отдела	[illegible]	Вильев
Гл инж. акта	[illegible]	Стыхова
Рук бригады	[illegible]	Полантьева
Проверил	[illegible]	Полантьева
Исполнил	[illegible]	Фомина

Пролетное строение 2-55 а конструкция главных балок Детали Спецификация

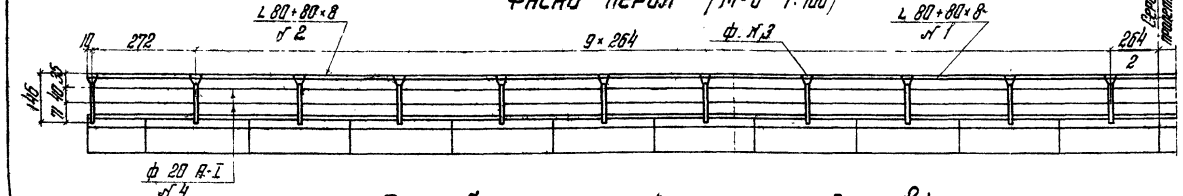
1969 г. М-б 1:15 Инв N

739/7 8

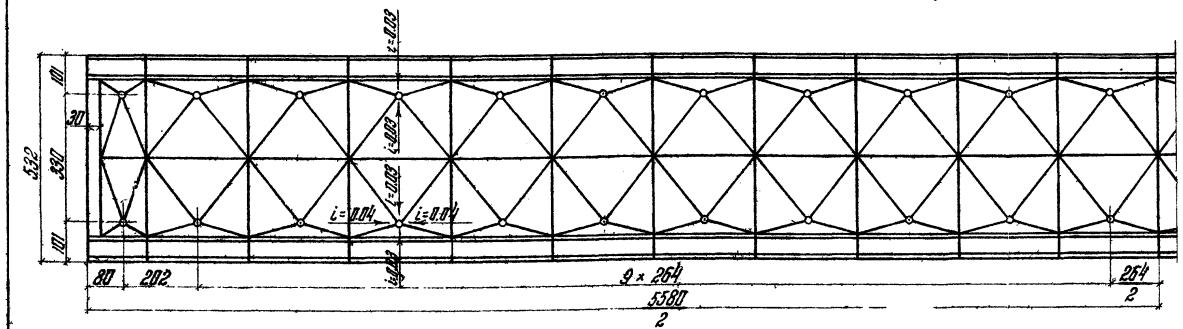
Поперечный разрез



Фасад перил /м-б 1:100/



План балластного корыта по подготовке



План расположения плит на пролетном строении /м-б 1:100/

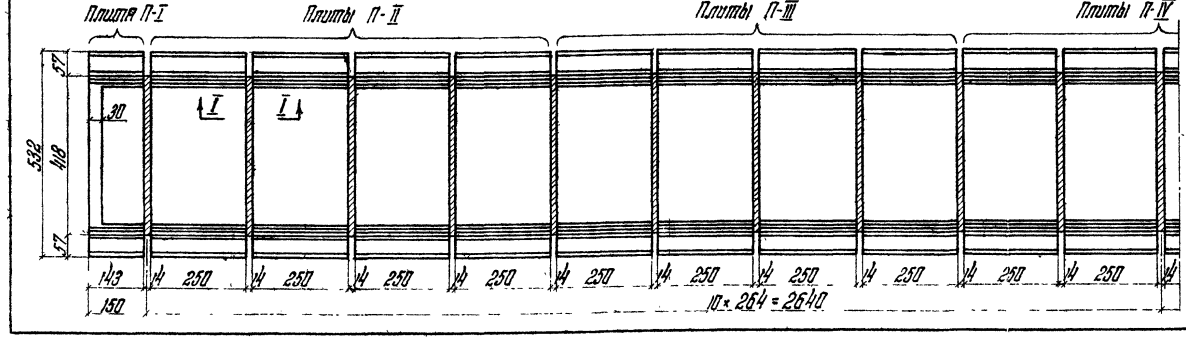
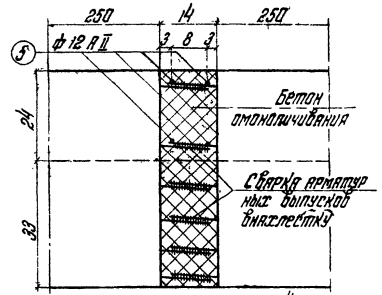


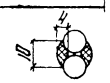
Таблица объемов работ

№№ п/п	Наименование				Измеритель	Кол-во
1	Железобетон	Сборный R_{28}	400 кг/см²	плит проезда	шт/м³	22/74.5
			300 кг/см²	тротуар. плит	шт/м³	42/4.5
		Монолитный R_{28} = 400 кг/см²			м³	3.9
		Всего			м³	82.9
2	Арматура	периодического профиля класса А II или А III			кг	8410
		круглая класса А I			кг	2703
		Всего			кг	11113
3	Листовая сталь упоров				кг	6064
4	Металл перекрытия деформационного шва				кг	291
5	Защитный слой-бетон армированный металлич. сетками				м³	9.5
6	Изоляция балластного корыта				м²	265
7	Подготовка				м³	11
8	Водоотводные трубки				шт	44
9	Балласт				м³	86

Сечение по стыку омоноличивания блоков плит



Деталь сварки арматурных выпусков



Спецификация арматуры стыков плит

№№ п/п	ф мм	Длина стержней см	Кол-во шт	Общая длина м	Вес 1 пог. м кг	Общий вес кг
5	12 ф А II	402	84	337.8	0.888	300

Спецификация металла перил

№№ п/п	Наименование	Сечение мм	Длина м / площадь см²	Кол-во шт	Общая длина м	Вес 1 пог. м или Г м²	Общий вес кг
1	Стойка	L 80+80 8	1.36	44	59.8		
2	Поручень	L 80+80+8	55.8	2	111.6		
					171.4	9.65	165.4
3	Фасонка	S 10	F 294	44	1.51	78.5	118.5
4	Заполнение	ф 20 А I	55.8	4	223.2	2.47	551.5
Всего на пролетное строение							2324

Элементы перил №№ 1 3 для северного исполнения из стали 10Г2С1Д, для обычного исполнения в Ст 3 для сварных конструкций

Примечания:

1. Установку блоков плит на металлическое пролетное строение производить согласно маркировке указанной на данном чертеже. Все отверстия в закраиных деталях плиты должны совпадать с отверстиями в поясах главных балок.
2. Контактные поверхности соединений плиты с поясом балки перед сборкой должны быть подвергнуты пескоструйной очистке. Сборка соединений и натяжение всех высокопрочных болтов на расчетное усилие должны производиться не более чем через 3 е суток после очистки контактных поверхностей.
3. После того как плиты установлены и закреплены болтами производится сварка выпусков блоков плит внахлестку в вертикальной плоскости парными фланговыми швами. Сварку выпусков допускается выполнять при температуре окружающего воздуха не ниже -20°С
4. При омоноличивании швов бетоном в зимних условиях должны быть соблюдены требования СН и П III Д 2 62 СН и П III - В 1 62 *).

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

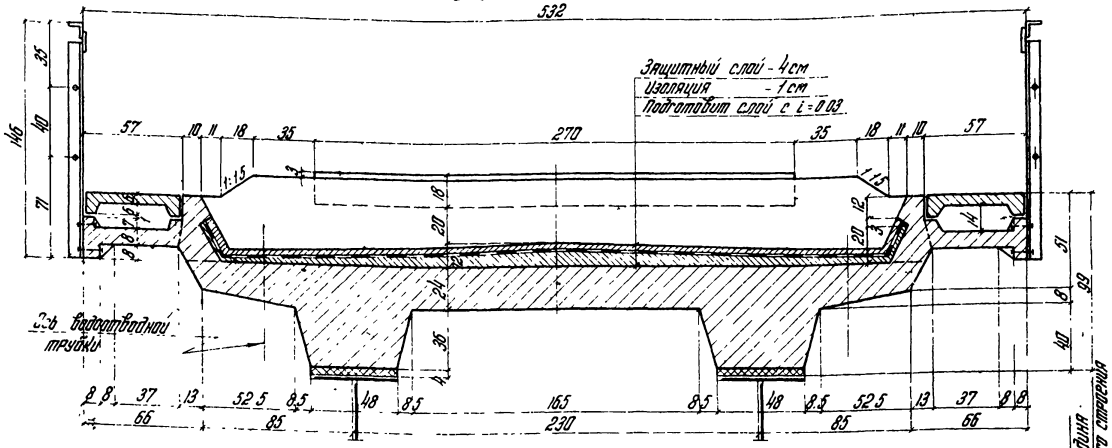
Пролетное строение l_p = 55 0 м
Железобетонная плита с гибкими упорами
Сборочный чертеж

739/7 9

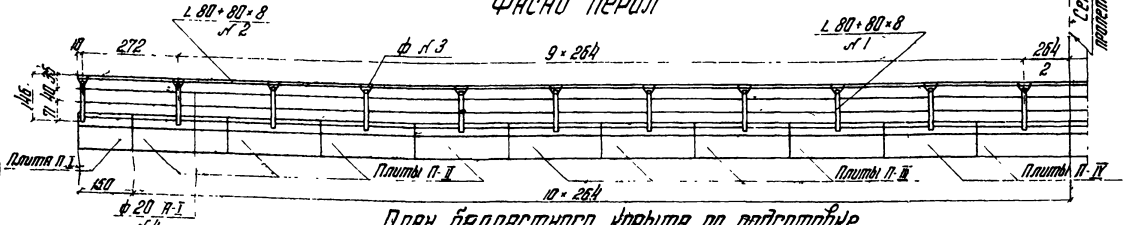
1969 г. м б 1:20 1:100 Инв № 50954

Копировал Корректировал

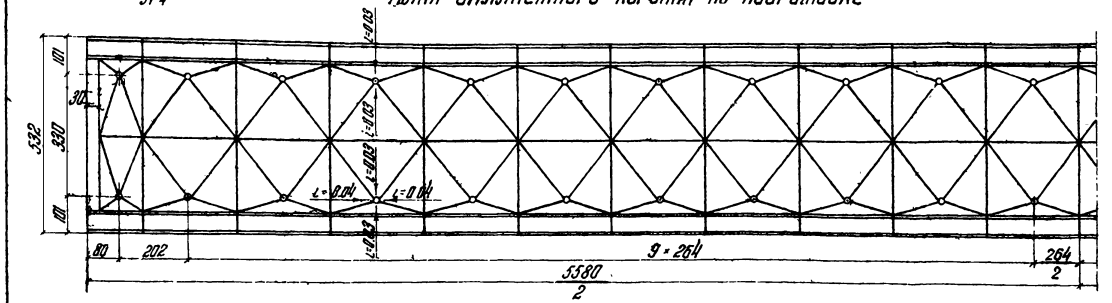
Поперечный разрез



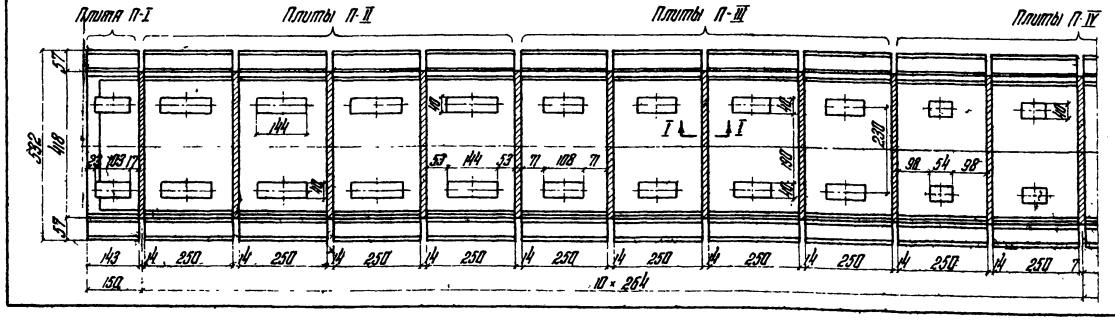
Фасад перил



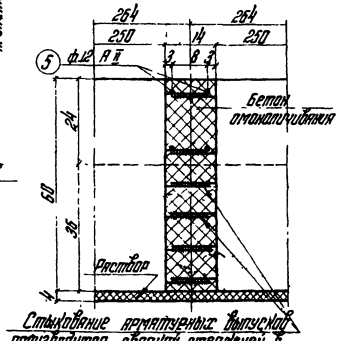
План балластного корыта по подготовке



План расположения плит на пролетном строении /м-б 1:100/



Продольный разрез I-I



Стыкование арматурных выпусков производится сваркой стержней в нахлестку, в вертикальной плоскости парными фланговыми швами.

Таблица объемов работ

№№ п/п	Наименование			Измеритель	Количество
1	Железобетон	Сборный R_{28}	400 кг/см² плит проезда	шт/м³	22/73.1
			300 кг/см² тротуарных плит	шт/м³	42/4.5
		монолитный R_{28} = 450 кг/см		м³	16.4
		Всего		м³	94
2	Арматура	периодического профиля класса A II или A III		кг	8786
		круглая класса A I		кг	2704
		Всего		кг	11490
3	Металл перекрытия деформационного шва.			кг	291
4	Защитный слой - бетон армированный металлическими сетками			м³	9.5
5	Изоляция балластного корыта			м²	265
6	Подготовка			м³	11
7	Водоотводные трубки			шт	44
8	Балласт			м³	86

Спецификация арматуры укладываемой в стыках плит

№№ п/п	ф мм	Длина стержня см	Кол-во шт	Общая длина м	Вес 1 п.м кг	Общий вес кг
5	12 ф A II	402	84	337.4	0.888	300

Спецификация металла перил

№№ п/п	Наименование	Сечение мм	Длина м	№№ шт	Общая длина м	Вес 1 п.м кг/шт / кг/м²	Общий вес кг
1	Стойка	∟80×80×8	1.36	44	59.8		
2	Поручень	∟80×80×8	55.8	2	111.5		
	Итого				171.4	9.65	1654
3	Фасонка	δ = 10	F = 294	44	F = 1.51	78.5	118.5
4	Заполнен	ф 20 A I	55.8	4	223.2	2.47	551.5
Всего на пролетное строение							2324
Элементы перил №№ 1 3 из стали марки ВСт3сп4 - для северного исполнения							

Примечание:

1. Установка сборных железобетонных плит на металлическое пролетное строение производится согласно маркировки указанной на данном чертеже
2. Плиты устанавливаются на раствор, толщиной - 4 см. Марка раствора должна быть не ниже R_{28} = 400 кг/см²
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 марки 450 на мелком заполнителе.
5. Конструкция тротуарных плит дана на чертеже инв. № 51036
6. Для образования сквозного поперечного разреза бортовых стенок плит, в шов омоноличивания, на высоту 35 см, закладывается 2 слоя толя
7. Для обычного исполнения для перил применяется сталь марки ВСт3 для сборных конструкций.

Министерство транспортного строительства СССР
Главтранспроект
Гипротрансмост

Рабочие чертежи металлических железнодорожных пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 33.2 - 66.0 м в северном исполнении

Пролетное строение $l_р$ = 33.0 м
Железобетонная плита с железобетонными упорами
Сборный чертеж

Гл. инж. Л.ТМ		Попов	
Нач. отдела		Шевцов	
Гл. инж. пр-та		Стрелецкий	
Рук. группы		Лучко	
Проверил		Бабицкий	
Исполнил		Константинов	

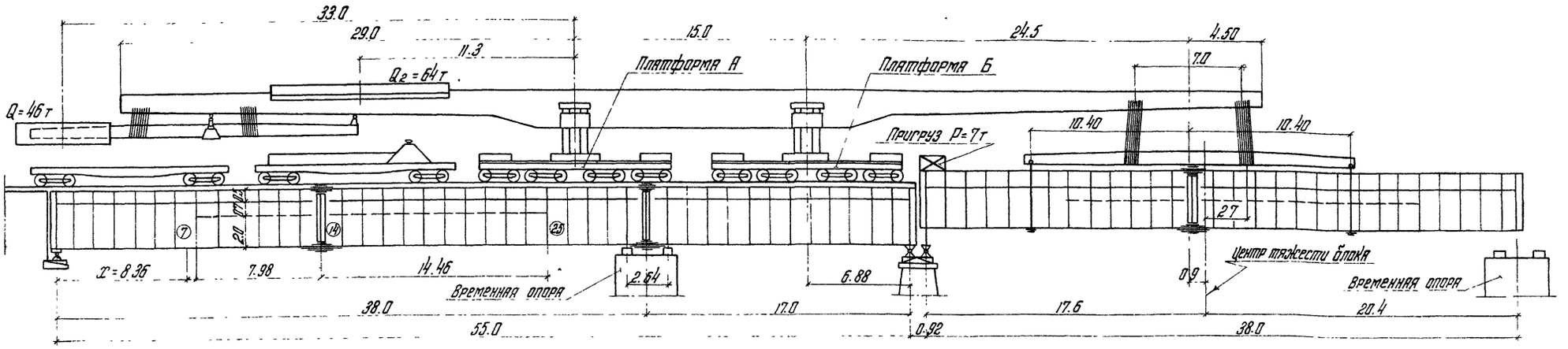
1963 г. № 1 тип Инв. № 51035

739/7 | 10

Копировал

Корректировал

Схема установки главных балок консольным краном ГЭПК-130



Расчетная постоянная нагрузка

1. Для подвешенного блока ℓ=38.4 м

Вес балки	79 × 1.1 = 87 т
Вес траверсы	3 т
	90 т

2. Для уложенного блока ℓ=38.4 м

Вес блока 87 т

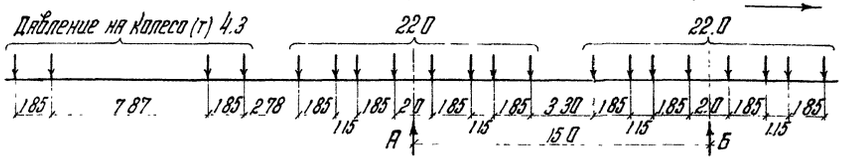
Мостовое полотно 0.4 × 1.1 = 0.44 т/м на балку

Коэффициенты при монтаже:

Динамический коэффициент (1+μ) = 1.1

Коэффициент смещения пути K = 1.1

Схема крана ГЭПК-130 /в рабочем положении/



Определение давления на колеса крана /в тоннах/

Нагрузки на 8-ми осные платформы А и Б x)							4-х осная платформа	
Вес блока ℓ=38.4 на крюке	Вес пригруза	Вес крана	Вес противовесов и стропов балки	Суммарный вес на 2 платформы	Давление на ось S_1	Давление на колесо $\frac{K(1+\mu)S}{2}$	Вес платформы S_2	Давление на колесо $\frac{K(1+\mu)S_2}{2\times4}$
90	7	344	142	583	36.4	22	28	4.3

x) При положении откатного противовеса на расстоянии x = 11.3 м от оси платформы А - давления на оси платформ А и Б равны.

Проверка общей устойчивости блока /ВСН 92-63 § 137/

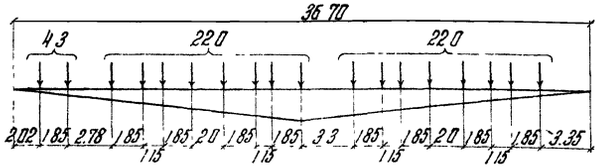
Расстояние от опоры x	Момент M	Напряжение нормативное R	Напряжение критич. $\sigma_{кр}$	Свободная длина ℓ	Момент инерции $J_{y\,вп}$	Площадь верх. пояса $F_п$	Гибкость λ_y	Коэф. запаса K_c	$\varphi_в$	$\varphi'_в$	$W_{z\,бр}$	$\sigma = \frac{M}{\varphi_в W_z}$
м	тм	кг/см²		м	10^3 см⁴	см²	—	—	—	—	10^3 см³	кг/см²
18.35	2196	3600	37500	5.28	2.28	96	38	1.164	8.95	1.04	0.82	2670

$\varphi'_в$ - принят = 1

Примечания:

1. Установка главных балок в пролет производится консольным краном ГЭПК-130 с устройством временной монтажной опоры в трети пролета.
2. Сборочный блок ℓ=38.4 м должен устанавливаться в пролет без временного мостового полотна с пригрузом (уложенной крайней плитой); одиночный блок ℓ=17.4 м может устанавливаться с временным мостовым полотном.
3. Для пропуска крана ГЭПК-130 с грузом на крюке стенки балок должны быть усилены дополнительным горизонтальным ребром жесткости сечением L 160×100×10. Ребро жесткости ставится на расстоянии 700 мм от верхнего горизонтального ребра. В 8-24 отсеках с внутренней стороны на высокопрочных болтах с шагом 200 мм.
4. При уложенной на балки, но не омоноличенной плите пропуск крана ГЭПК-130 с грузом на крюке не допускается и при наличии временной опоры.

Схема загружения блока ℓ=38.4 м краном (x=18.35 м)



Напряжение в балке при проходе крана с грузом

Расстояние от опоры x	Пролет ℓ	Постоянная нагрузка q	Моменты: от постоянной нагрузки $M_p = q\omega$	Моменты: от веса крана $M_k = \Sigma S y_i$	Моменты: Σ M	Моменты сопротивления: $W_{бр\,в}$	Моменты сопротивления: $W_{бр\,н}$	Напряжения: верхн. $\sigma_в$	Напряжения: нижн. $\sigma_н$
м	м	т/м	тм			$10^3 \times$ см³		кг/см²	
18.35	16.9	1.62	274	1922	2196	0.79	1.65	2780	1330

Проверка местной устойчивости стенки балки (СН 200-62; приложение 18)

№ отсека	Расстояние от опоры ℓ, м	Тип отсека	№ пластины	Усилия: M, тм	Усилия: Q, т	Сечение отсека	Напряжения кг/см²: расчетные σ	расчетные t	расчетные p x)	критические σ_0	критические t_0	критические P_0	Коэф. условия работы m
7	8.36	в а I II н	I	1540	136	в	2110	190	170	3950	4670	1430	0.656
			II			а	1290						
						н	1570	232	132	1550	1330	1080	0.975
14	17.63	в а I II III б н	I	2190	14	в	2650	18	170	3840	4670	1430	0.809
			II			а	1790	24	132	3270	3980	1080	0.661
			III			б	940	27	56	3010	1570	1175	0.40
						н	1200						
25	32.12	в а I II н	I	990	188	в	1200	219	170	3840	4670	1430	0.433
			II			а	810						
			III			н	545	330	132	1025	1330	1080	0.945

x) $p = \frac{22000}{2 \times 16 \times 1.4} = 170$ кг/см²

Министерство транспортного строительства СССР Главтранспроект Гипротрансмост			Пролетное строение ℓ = 55.0 м
Рабочие чертежи металлических элементов пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18.2 55.0 м в северном исполнении	Гл. инж. ГТМ	Попов	Установка главных балок в пролет ГЭПК-130
	Нач. отдела	В. Клубов	
	Гл. инж. пр. тр	Слизкова	
	Рук. бригады	Огнев	
	Проверил	Силлиманова	739/7 11
1959 г. № б- УНО № 508856	Исполнил	Калмыкова	

Копировал Бакк Чертежник Клубов

Схема установки главных балок консольным краном ГЭК-80

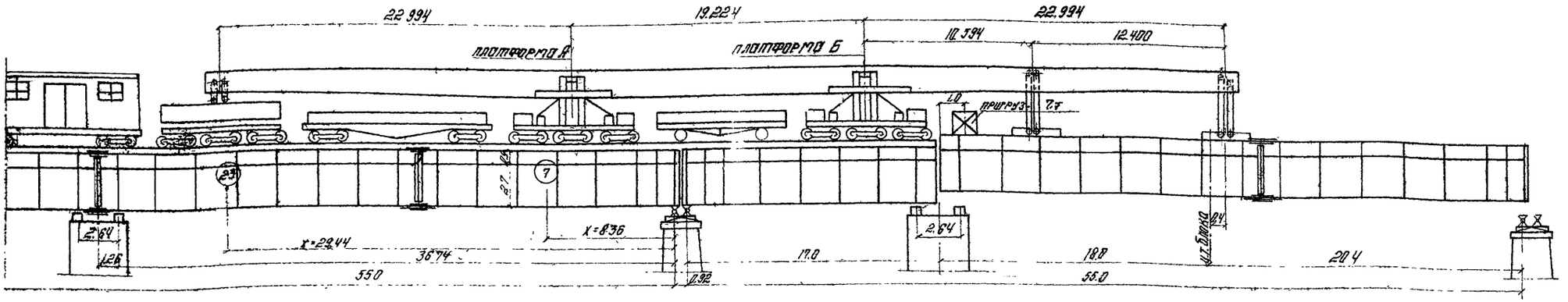
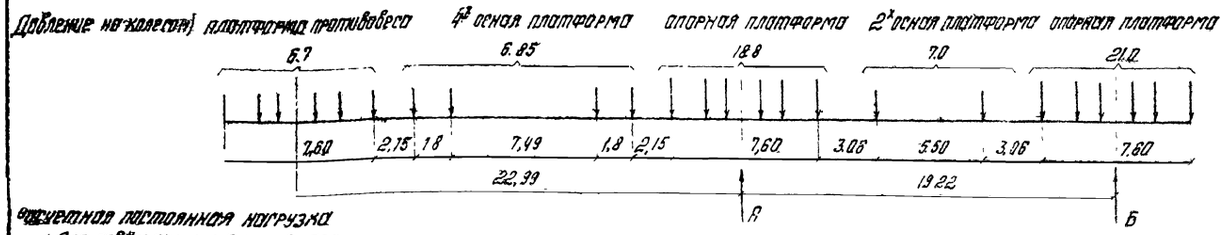


Схема крана ГЭК-80 (в рабочем положении)



Расчетная постоянная нагрузка

1. Для подвешенного блока $l = 38.4$ м

Вес блока $7.9 \times 1.1 = 87$ т

Вес строповки 3 т.

90 т

2. Для уложенного блока

Вес блока ..... 87 т.

Настильное полотно $2.4 \times 1.1 = 0.44$ т/м балки

Коэффициенты при монтаже

Динамический коэффициент $1+\mu = 1.1$

Коэффициент смещения пути $K = 1.1$

Определение давления на колеса крана (в тоннах)

Вес блока $l = 38.4$ м на крюке	Вес пригруза	Вес противовеса	Расстояние ц.т. блока от оси главного полиспаста	Опорные платформы А/Б: Опорные реакции на платформы А/Б	Давление на ось: от блока и противовеса	от веса крана	Суммарное ΣS_I	Давление на колесо $\frac{K(1+\mu)S_I}{2}$	Платформа 2х осная: Вес платформы S_{II}	Давление на колесо $\frac{K(1+\mu)S_{II}}{2\times2}$	Платформа 4х осная: Вес платформы S_{III}	Давление на колесо $\frac{K(1+\mu)S_{III}}{4\times2}$
P	P_1	Q	a									
90	7	80	0.4	91	15.2	18.8	34	20.6	23.15	7.0	45.4	6.85
				86	14.2		33	26				

Проверка общей устойчивости блока (ВСН 92-63; §137)

Расстояние от опоры X	Момент M	Напряжение нормативн. R	Напряж. критич. $\sigma_{кр}$	Свободная длина l	Момент инерции $J_{уп}$	Площадь верхн. пояса $F_п$	Гибкость λ_y	Коэфф. запаса K_c	φ_σ	φ'_σ	$W_{хбр}$	$\sigma = \frac{M}{\varphi'_\sigma W}$
м	тм	кг/см²		м	10^5 см⁴	см²	—	—	—	—	10^5 см³	кг/см²
14.2	1455	3600	7680	5.28	0.37	96	38	1.164	1.84	0.955	0.79	1930

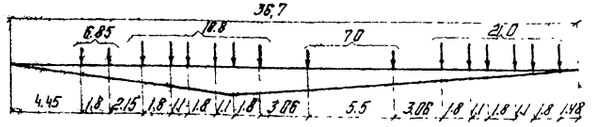
Примечания:

1. Установка главных балок в пролет производится консольным краном ГЭК-80 с устройством временной опоры в третьем пролете. При установке блоков балок в пролет вторым обязательно должен устанавливаться сдвоенный блок $l = 38.4$ м с пригрузом 7т. (уложенной крайней плитой) без временного мостового полотна.

Одиночный блок $l = 17.4$ м может устанавливаться с уложенным на него временным мостовым полотном.

2. При уложенной на балки, но не омоноличенной плите кран ГЭК-80 с грузом на крюке можно пропускать только при наличии временной монтажной опоры.

Схема загружения блока краном



Напряжения в балке при проходе крана с грузом

Расстояние от опоры X	Площадь л.в. Ω	Моменты: от постоян. нагрузки $M_p = p\Omega$	от веса крана $M_s = \Sigma S_{yl}$	ΣM	Моменты сопротивления $W_{брв}$	$W_{брн}$	Напряжения: верхн $\sigma_в$	нижн $\sigma_н$
м	м²	тм			$10^5 \times$ см³		кг/см²	
14.2	960	260	1195	1455	0.77	1.43	1890	1020

Проверка местной устойчивости стенки балки (СН200-62 прилож. №18)

№№ отсека	Расстояние от опоры X	Тип отсека	№№ пластины	Усилия M	Q	Сечение отсека	Напряжения (кг/см²): расчетные σ	τ	p *)	критические σ_0	t_0	p_0	Коэффиц. условия работы m
	м			тм	т								
7	8.36	в, а, н	I	1175	100	в	1610	140	163	3920	4650	1430	0.526
			II			а	985	171	127	1555	1340	1080	0.765
						н	1200						
23	29.44		I	1055	103	в	1280	125	163	3830	4650	1430	0.449
			II			а	865	186	127	1030	1340	1080	0.968
						н	580						

*) $p = \frac{21000}{2 \times 46 \times 1.4} = 163$ кг/см²

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		Попов
Нач. отдела		Валуев
Гл. инж. пр-та		Слыхова
Рук. бригады		Оснев
Проверил		Силантьева
Исполнил		Корноухов

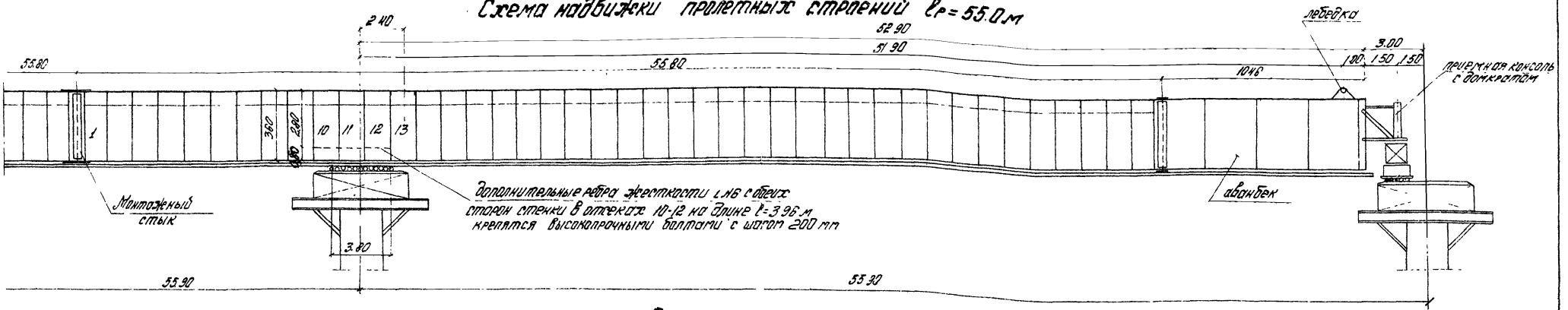
1969 г. М-б Инв. № 50957

Пролетное строение $l_p = 55.0$ м. Установка главных балок в пролет краном ГЭК-80

739/7 12

Копир. Золотцев Корректор

Схема надвижки пролетных строений $l_p = 55.0$ м

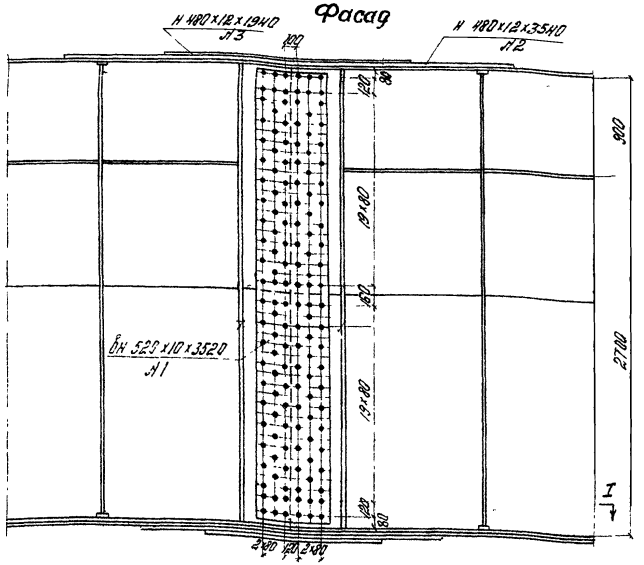


Монтажный стык 2х пролетных строений при надвижке

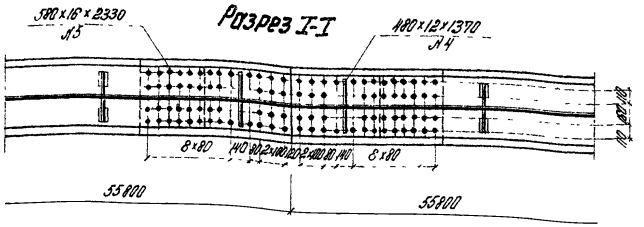
План



Фасад



Разрез I-I



Расчетные нагрузки на балку

1. Собственный вес балки 1.1×1,07=1.18 т/м
2. Накаточные пути 0.25 т/м
3. Аванбек 0,80 т/м
4. Приемная консоль с домкратом $P_1 = 15$ т
5. Тяговая лебедка $P_2 = 10$ т
6. Ветровая нагрузка.

$q_w = 0.05$ т/м² $H = 40$ м $W = 0.20$ т/м

Проверка балки на прочность при надвижке пролетного строения

Сечение	Усилия: M_p	от ветра: M_w	от ветра: N_w	Фибра сечения	Привед. площадь $F_п = 12 \delta_{ст}$	Момент сопрот. $W_{нт}$	Напряжения: $\sigma_p = \frac{M_p}{W_{нт}}$	$\sigma_w = \frac{N_w}{F_{пр}}$	$\Sigma\sigma$
	тм		т		см²	10³ см³	кг/см²		
над опорой	1941	280	—	верх.	—	0.77	2520	—	2520
			122	нижн.	425	1.43	1360	287	1647

Проверка местной устойчивости стенки балки при надвижке пролетного строения

Расстояние от опоры x м	№№ отсека	Вид отсека	Наименование пластин	Расчетные усилия: M	Опорная реакция A	Q	N_w	Проверяемое сечение отсека	Напряжения (кг/см²): Расчетные σ	Расчетные p x)	Расчетные τ	Критические σ_0	Критические p_0	Критические τ_0	Коэффициент условий работы m xx)
				тм	т	т	т								
0	11	в, II, а, I, н	II	1941	146	74	—	в	2520	—	117	4750	1080	1340	0.353
			I					а	-452	267					
							122	н	-1647	343	157	5130	1520	4900	0,548
24	13	в, I, н	I	1772	139	71	—	в	2300	329	110	2010	1400	2120	0.983
							111	н	-1502						

Проверка устойчивости диагоналей связей при надвижке

Расстояние от опоры	Сечение	$F_{бр}$	Усилие от деформации поясов S_g	Усилие от ветра S_w	ΣS	Коэф. продольного изгиба φ	$\sigma = \frac{\Sigma S}{\varphi F_{бр}}$
м	мм	см²	т	т	т	—	кг/см²
0	L 90+90×9	15.6	6.2	4,02	10.22	0.223	2930

Спецификация металла на монтажный стык и элементы усиления прол. строения

№№ п/п	Наименование элементов	Материал	Размер элемента: Толщина	Ширина	Длина	Количество	Общая длина	Вес 1 п.м.	Общий вес
			мм			шт	м	кг	кг
1	Вертик. накладки стыка	10Г2С1Д	10	520	3520	4	14.08	40.9	575
2	То же-горизонтальные		12	480	3540	2	7.08		
3	То же		12	480	1940	2	3.88		
4	То же		12	480	1370	2	2,74		
							13.70	45.2	619
5	То же		16	580	2330	2	4.66	72,9	340
6	Усиление: Горизонт. ребра		8	L125×80	1280	12	15,36	12,5	192
7	Усиление: Диагонали верхн. связей		9	L90×90	3100	21	65.1	12.2	794
	Всего металла на пролетное строение								2520

Примечание:

При надвижке пролетного строения в плоскости верхнего пояса ставить дополнительные продольные связи

Ведомость высокопрочных болтов с гайками и 2мя шайбами

Диаметр	Материал	Длина	Количество	Вес 1 шт	Общий вес
мм		мм	шт	кг	кг
22	ст 40х	110	192	0.70	135
		85	432	0.63	272
		75	90	0.60	54
Всего на стык и усиление					461

x) Местное напряжение $p = \frac{1.25A}{\lambda \delta}$, $\lambda = 3.8$ м

xx) Коэффициент условия работы при монтаже принят $m = 1$

Министерство транспортного строительства СССР
Главтранспроект
Гипротрансмост

Рабочие чертежи металлических жел дор пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18.2-68.0 м в северном исполнении

Гл инж ГТМ	[подпись]	Попов
Нач отдела	[подпись]	Валуев
Гл инж пр-та	[подпись]	Слыхова
Рук бригады	[подпись]	Огнев
Проверил	[подпись]	Сипянтьева
Исполнил	[подпись]	Корноухов

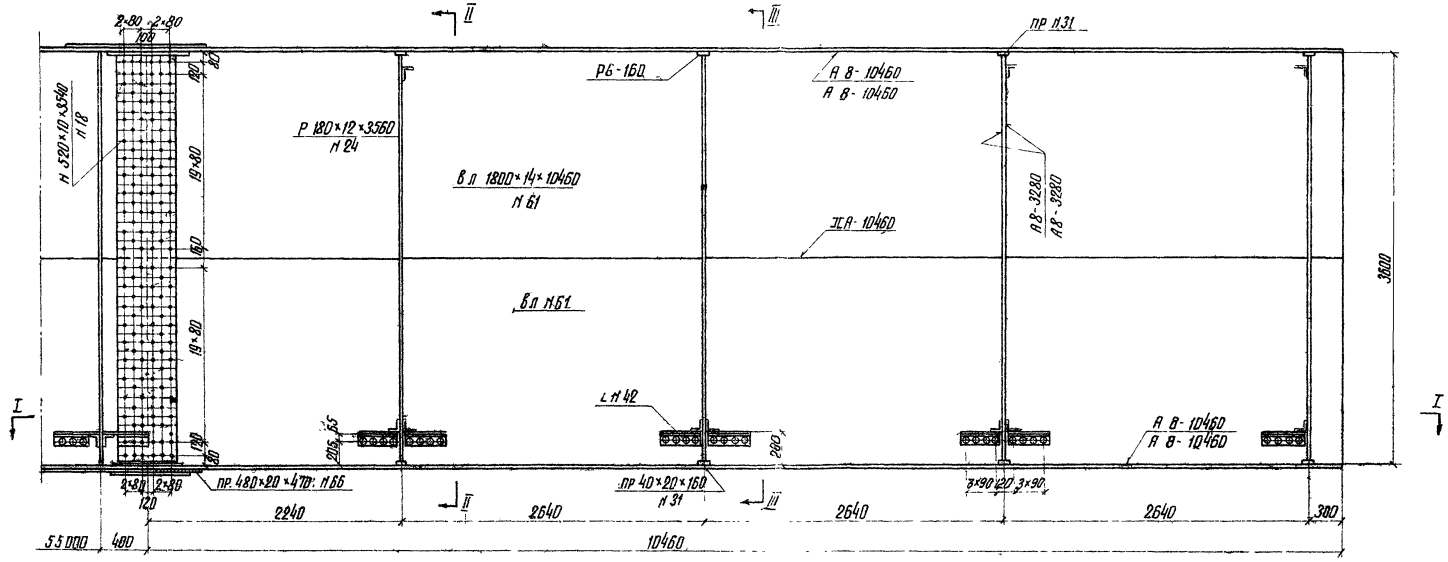
Пролетное строение $l_p = 55$ м
Установка главных балок в пролет продольной надвижкой

1969г М-5 — Инв. Л50958

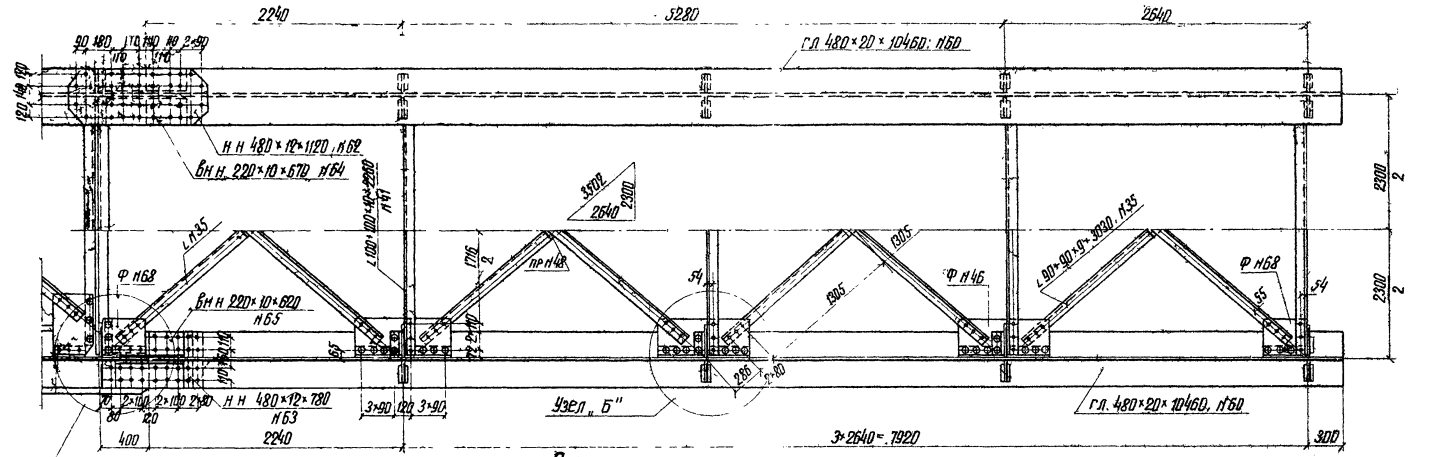
739/7 | 13

Копир. Золочу — Корректор Силаев

Внутренний фасад

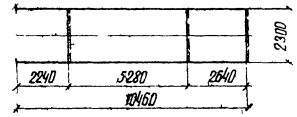


Вид сверху и разрез I-I



Узел „А"

Схема расположения поперечных связей

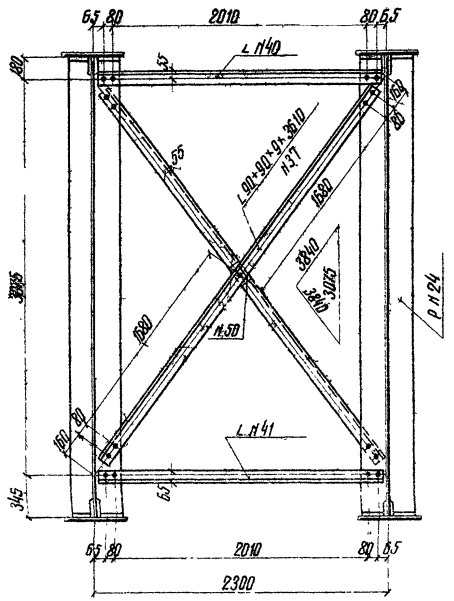


Министерство транспортного строительства СССР			
Рабочие чертежи металлических жел. дор. пролетных строений сезды поверху на балласте пролетами 18.2 66.0 м в северном исполнении	Главтранспроект Гипротрансмост		Пролетное строение l_p = 55.0 м Продольная надвижка Конструкция Аванбека
	Гл. инж. ГТМ	Попов	
	Нач. отдела	Валуев	
	Гл. инж. пр-та	Слыхова	
	Рук. бригады	Силантьева	739/7 14
	Проверил		
1969 г. М 6 1:30 Инв. № 56955	Исполнил	Силантьева	

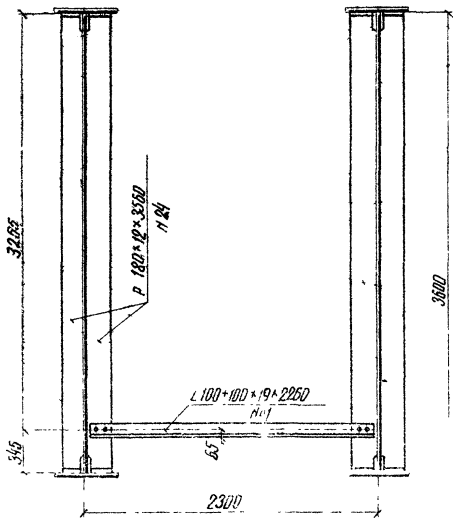
Копир Корректор

Поперечные разрезы

по II-II

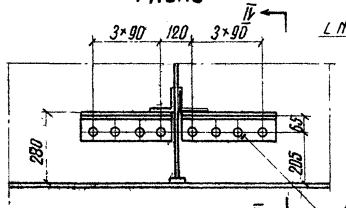


по III-III

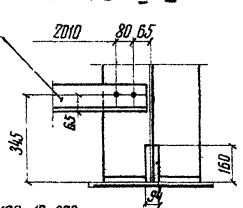


Узел „Б"

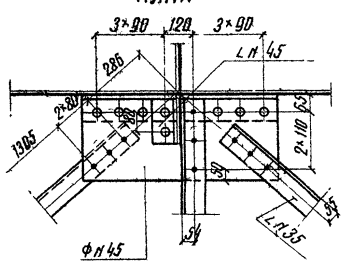
Фасад

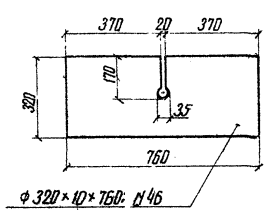


Разрез IV-IV



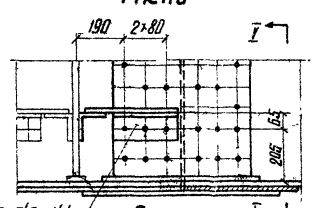
План



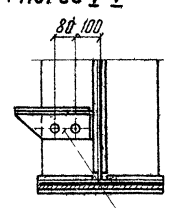


Узел „А"

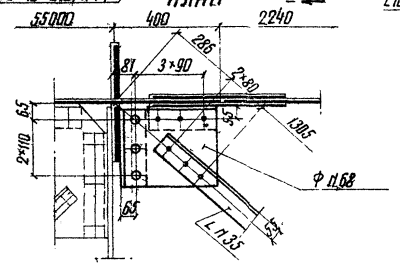
Фасад



Разрез V-V



План



Спецификация металла на аванбек

№№ п/п	Наименование элемента	Материал	Размер эл-та: Толщина	Ширина	Длина (мм)	Количество шт	Общая длина м	Вес 1 п.м кг	Общий вес кг
	§1 Аванбек								
60	Горизонтальные листы	ВСт3сп	20	480	10460	4	41,84	75,4	3154,7
61	Вертикальные листы	"	14	1800	10460	4	41,84	197,8	8276,0
24	Ребра жесткости	"	12	188	3560	16	56,96	17,0	968,3
31	Прокладки ребер	"	20	40	160	32	5,12	6,3	32,3
18	Стыковые накладки	"	10	520	3540	4	14,16	40,8	577,7
62	То же	"	12	480	1120	2	2,24		
63	То же	"	12	480	780	2	1,56		
							3,80	45,3	172,1
64	То же	"	10	220	670	4	2,68		
65	То же	"	10	220	620	4	2,48		
							5,16	17,3	89,3
66	Прокладки стыка	"	20	480	470	2	0,94	75,4	70,9
	Итого								13340
	2% на сварные швы								270
	Всего								13610
	§2 Продольные и поперечные связи								
35	Диагонали продольные	ВСт3сп	9	90+90	3030	8	24,24		
37	То же поперечные	"	9	90+90	3610	6	21,66		
40	Распорки верхние	"	9	90+90	2260	3	9,04		
							54,94	12,2	670,3
41	То же нижние	"	10	100+100	2260	4	9,04		
42	Уголки фасонок	"	10	100+100	310	12	4,44		
67	То же	"	10	100+100	320	4	1,28		
44	То же	"	10	100+100	240	4	0,96		
45	То же.	"	10	100+100	180	6	1,08		
							16,80	15,1	253,7
46	Фасонки прод связей	"	18	320	760	6	4,32		
68	То же	"	10	320	370	4	1,48		
							5,80	25,1	145,6
48	Прокладки связей	"	10	110	110	4	0,44	8,6	3,8
49	То же	"	12	110	110	3	0,33	10,4	3,4
	Итого								10,77
	3% на заклепочные головки (пп. „а")								253
									1340
	Всего на аванбек								14950

„а"

Примечание: Для обычного исполнения листовая сталь марки 10Г2СД заменяется на сталь марки М16С в соответствии с распоряжением Н-Л-322/II-4577 от 19/II-69г. для уголков разрешается применение кислородно-конверторной стали марки Ст.3 мост спокойной плавки, со свойствами по ГОСТ 6713-53 выплавляемой в конверторах емкостью 35 т Днепропетровского завода им. Петровского наравне с уголками из мартеновской стали тех же марок.

Министерство транспортного строительства СССР

Главтранспроект
Гипротрансмост

Рабочие чертежи металлических жел дор пролетных строений с ездой поверху на балластном корыте пролетами 18 и 66,0 м в северном исполнении

Проектное строение l_0=55,0м Продольная наводка
Пролетного строения. Конструкция аванбека (Аро-
Проверил Ценность спецификация

Гл. инж. ГТМ		Попов
Гл. инж. отдела		Балаев
Гл. инж. пр-та		Слызов
Рук. бригады		Силиванов
Проверил		
Исполнил		Гулянтьева

1969г. | М 6/38 | Инв. № 5098

739/7 | 15

Копир Коррект

Усилия в главных балках при расчете на прочность

№ сечений	Расстояние от опоры x, м	Площадь л в: $\omega_м$, м²	Площадь л в: ω_q, м	Вертикальные нагрузки: постоянная P_I, т/м	Вертикальные нагрузки: постоянная P_{II}, т/м	Вертикальные нагрузки: временная $n\varphi$	Вертикальные нагрузки: временная $1+\mu$	Вертикальные нагрузки: временная $q_{вр}$, т/м	Моменты: I стадия M_{P_I}, тм	Моменты: II стадия $M_{P_{II}}$, тм	Моменты: II стадия $n(1+\mu)\omega_м q_{вр}$, тм	Моменты: II стадия ΣM_{II}, тм	Поперечные силы: I стадия Q_{P_I}, т	Поперечные силы: II стадия $Q_{P_{II}}$, т	Поперечные силы: II стадия $n(1+\mu)\omega_q q_{вр}$, т	Поперечные силы: II стадия ΣQ_{II}, т
0	0	—	27.5	3.87	2.28	1.15	1.21	7.87	—	—	—	—	107	63	301	364
1	9.6	218	17.9					7.56	844	500	2300	2800	69	41	188	229
2	14.4	292	13.0					7.41	1130	665	3000	3665	50	30	134	164
3	15.8	310	11.7					7.37	1200	707	3180	3887	45	27	120	147
4	27.5	378	—					7.8	1465	860	3680	4540	—	—	—	—

Усилия подсчитаны при загружении временной нагрузкой НК по М максимум и Q соответствующую.

Усилия в главных балках при расчете на выносливость

№ сечений	Расстояние от опоры x, м	Площадь л в: $\omega_м$, м²	Площадь л в: ω_q, м	Вертикальные нагрузки: постоянная P_I, т/м	Вертикальные нагрузки: постоянная P_{II}, т/м	Вертикальные нагрузки: временная ε	Вертикальные нагрузки: временная $1+\mu$	Вертикальные нагрузки: временная $q_{вр}$, т/м	Моменты: I стадия M_{P_I}, тм	Моменты: II стадия $M_{P_{II}}$, тм	Моменты: II стадия $n(1+\mu)\omega_м q_{вр}$, тм	Моменты: II стадия ΣM_{II}, тм	Поперечные силы: I стадия Q_{P_I}, т	Поперечные силы: II стадия Q_P, т	Поперечные силы: II стадия $n(1+\mu)\omega_q q_{вр}$, т	Поперечные силы: II стадия ΣQ_{II}, т
1	8.0	198	19.5	3.36	1.77	1.0	1.21	7.61	633	332	1740	2072	55	35	179	214
2	14.4	292	13.8					7.41	980	515	2620	3135	44	23	117	140
3	15.8	310	11.7					7.37	1042	550	2770	3320	39	21	104	125
4	27.5	378	—					7.8	1270	670	3210	3880	—	—	—	—

Расстояние о.т. опоры $x = 8.0$ м принято по фактическому месту измерения сечения нижнего горизонтального листа.

Постоянная нагрузка на погонный метр балки

Стадия работы	Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка, т/м	Коэф. перегрузки при расчете на прочность	Расчетная нагрузка на прочность, т/м
I стадия	Вес металла тормозных ограждений	1.07	1.1	1.18
	Вес ж.б. плиты м. 407[5]	1.88	1.1	2.07
	Вес изоляции, защитного слоя, подготовки	0.41	1.5	0.62
	Итого P_I	3.36	—	3.87
II стадия	Вес балласта и рельс	1.57	1.3	2.09
	Вес перил, смотровых приспособлений	0.06	1.1	0.07
	Вес тротуаров, плит, коммуникаций	0.14	1.1	0.16
	Итого P_{II}	1.77	—	2.28

Определение постоянной нагрузки на 1 п.м балки

1. Вес ж.б. бет плиты с упорами

Вес упоров 4.8 т, Площадь сечения плиты $F = 1.43\ м^2$

$$P_1 = \frac{1.43 \times 2.5 \times 55.8 + 4.8}{2 \cdot 55} = 1.88\ т/м$$

2. Вес изоляции, защитного слоя, подготовки

$$h_{ср} = \frac{7+12}{2} = 9.5\ см \quad b_{ср} = \frac{375+382}{2} = 379\ см \quad \gamma = 2.2\ т/м^3$$

$$P_2 = \frac{3.79 \times 0.095 \times 2.2 \times 55.8}{2 \cdot 55} = 0.41\ т/м$$

3. Вес балласта и рельс

Площадь балластной призмы

$$F = \frac{3.70+3.95}{2} \times 0.25 \times 1.0 = \frac{3.40+3.76}{2} \times 0.15 \times 1.0 = 1.54\ м^2$$

$$P_3 = \frac{1.54 \times 2.0 \cdot 55.8}{2 \cdot 55} = 1.57\ т/м$$

Временная вертикальная нагрузка С-14

Динамический коэффициент

$$1+\mu = 1 + \frac{18}{30+L} = 1 + \frac{18}{30+55} = 1.21$$

Министерство транспортного строительства СССР
Главтранспроект
Ригипротранспорт

Рабочие чертежи металлических железнодорожных пролетных строений с ездой поверху на балластном корыте пролетами 18 2 55 0 м

Предельное строение $\varphi = 55$ т.

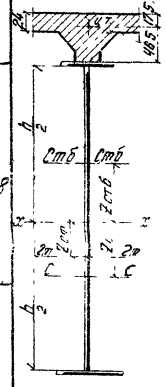
Сварные главные балки

1959 УП 5 | Инв. № 30261 | 73917 | 16

Копировал Ф. Та... Корректировал Корнеева

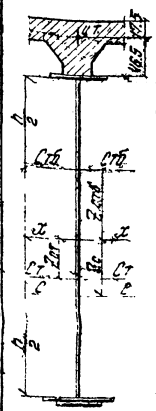
Сечения и напряжения главных балок при расчете на прочность

№ сечения	Тип сечения и марка бетона	Состав сечения	Площади $F_{бр}$	$F_{осл}$	$F_{нт}$	y_x	S_x	Z_x	Моменты инерции J_0	Fz^2	J_0	ΔJ_0	$J_{нт}$	$\frac{y_{бф}}{y_б}$	$\frac{W_{бф}}{W_б}$	$\frac{\sigma_{бф}}{\sigma_б}$	Расчетный случай	Предельные моменты сопротивления нетто W_c	$W_{ст}$	$W_{стб}$	$y_{бст}$	$S_{бст}$	Расчетные моменты	Напряжения σ_I	σ_{II}	$\frac{1,5Q_1}{F_{ст}}$	$\Sigma\sigma$
		мм	$см^2$			см	$10^4 см^3$	см	$10^5 см^4$					см	$10^4 см^3$	$кг/см^2$		$10^5 см^3$			см	$10^4 см^3$	тм	$кг/см^2$			
4		Б.г.л 480×20	96	11	85	181	17.4		31.5								$\frac{\sigma_{бф}}{\sigma_б}=1.11$	242.6	239.7	105.7	0.79	0.96	6.35			M_1=1435	1855	4730	-3850	27125
		Б.л 3600×14	504	—	504				54.5															M_2=4540				
		Н.г.л 580×32	186	—	186	182	-33.9		61.8								$1.2 > 1.11 > 1.1$											
		Н.г.л 780×40	312	—	312	185	-57.7		106.8																			
			1098		1087		-74.2	-57.5	254.4	50.2	204.2	6.9	197.3				$R_б = 0.9 R_{уб} =$	119.6	129.5	252.5	1.65	1.78	2.55				890	2550	-730	2710
		Арматура 35ф12	38			228.5	8.7		19.8								$= 0.9 \cdot 0.9 \cdot 205 = 166$											
			1136				-65.5	57.5	274.2	37.8	236.4	6.4	230				Расчетный случай											
		Бетон п-60	1000			228.5	228.5		522					169.7	3.95	191	„Б"				286.2	17.2						
			2136				163.0	76.3	796.2	124.4	671.8	1.2	670.6	152.2	4.41	171												
3		Б.г.л. 480×20	96	11	85	181	17.4		31.5								$\frac{\sigma_{бф}}{\sigma_б}=1.12$	241.3		96.7	0.74		6.0			M_1=1200	1625	645	—	2270
		Б.л. 3600×14	504	—	504				54.5															M_2=3887				
		Н.г.л 580×20	116	20	96	181	-21.0		38.0								$1.2 > 1.12 > 1.1$											
		Н.г.л 780×40	312	41	272	184	-57.4		105.6																			
			1028		957		-81.0	-59.3	229.6	36.2	193.4	15.6	177.8				$R_б = 166$ кг/см²	126.7		271.3	1.40		2.13				860	1820	—	2680
		Арматура 35ф12	38			228.5	8.7		19.8																			
			1066				-52.3	-49.1	249.4	25.7	223.7						Расчетный случай											
		Бетон П-60	1000			228.5	228.5		522						3.85	169	„В"											
			2066				175.2	85.3	771.4	150.3	621.1	44.3	576.8	132	4.34	150												
2		Б.г.л 480×20	96	11	85	181	17.4		31.5								$\frac{\sigma_{бф}}{\sigma_б}=1.14$	239.4		93.2	0.77		6.45			M_1=1190	1470	570	—	2340
		Б.л. 3600×14	504	—	504				54.5															M_2=3865				
		Н.г.л 480×20	96	—	96	181	-17.4		31.5								$1.2 > 1.14 > 1.1$											
		Н.г.л 780×40	312	—	312	184	-57.4		105.6																			
			1008		997		-57.4	-57.4	228.1	32.8	190.3	6.4	183.9				$R_б = 166$ кг/см²	128.5		274.8	1.43		2.19				790	1670	—	2460
		Арматура 35ф12	38			228.5	8.7		19.8																			
			1046				-48.7	-46.6	242.9	32.8	210.1						Расчетный случай											
		Бетон П-60	1000			228.5	228.5		522					157.2	3.83	151	„А"											
			2046				181.8	88.8	764.9	162.0	602.9	0.9	602.0	139.7	4.31	132												
1	Марка бетона плиты М-400	Б.г.л 480×20	96	11	85	181	17.4		31.5								$\frac{\sigma_{бф}}{\sigma_б}=1.15$	208.1		65.2	0.70		5.83			M_1=844	1200	410	—	1610
		Б.л 3600×14	504	—	504				54.5															M_2=3800				
		Н.г.л 480×20	96	—	96	181	-17.4		31.5																			
		Н.г.л 580×20	116	—	116	183	-21.2		38.8								$R_б = 166$ кг/см²	157.9		300.8	0.93		1.48				910	1890	—	2800
			812		801		-21.2	-26.1	156.3	5.5	150.8	4.8	146.0				Расчетный случай											
		Арматура 35ф12	38			228.5	8.7		19.8								„А"[1]											
			850				-12.5	-14.7	176.1	1.8	174.3																	
		Бетон П-60	1000			228.5	228.5		522					129.2	3.45	135												
			1850				216.0	116.8	698.1	252.3	445.8	0.5	445.3	111.7	3.99	117												


Стб
Стб
Z стб
Z
Z ст
Z ст
Z
Z
Z

Сечения и напряжения главных балок при расчете на выносливость

Сечение	Тип сечения	Состав сечения	$F_{бр}$	y_c	S_x	Z_x	Моменты инерции J_x	$F z^2$	J_0	$y_{бр}$	$\beta_{бр}$	$\sigma_{бр}$	Выносливость бетона	Ординаты y_c	Ординаты $y_{стб}$	Моменты сопр. W_c	Моменты сопр. $W_{стб}$	m'	Напряжения $\sigma_{рг}$	Напряжения $\sigma_{рд}$	Напряжения $\sigma_д$	Напряжения $\Sigma\sigma$	Напряжения $\sigma_{отш}-\sigma_{рд}$	Определение γ $\frac{\sigma_{отш}}{\Sigma\sigma}$	Определение γ β	Определение γ γ	$\gamma\beta\gamma$	Расчетные моменты
		мм	$см^2$	см	$10^3 см^3$	см	$10^3 см^4$			$см^4$	$10^3 см^3$	$кг/см^2$		см		$10^3 см^3$			$кг/см^2$								$кг/см^2$	тм
3		Б.г.л. 480×20	96	181	17.4		31.5						$P=\frac{M_{II}}{M_I}=\frac{670}{3880}=0.173$															
		Б.л. 3500×14	504				54.5																				
		Н.г.л. 580×32	186	182	-33.9		61.6						$K_p = 1.037$														
		Н.г.л. 780×40	312	185	-57.7		106.8																				
			1098		-70.2	-57.6	254.4	50.2	204.2				$K_p \cdot R_{ub} = 1.037 \cdot 0.9 \cdot 1600 = 149 кг/см^2$	119.6	204.0	1.71	2.35	1.027	740	280	1330	2350	1020	0.435	1.0	1.0	2700	$M_I = 1270$
	Бетон и бетон п.б.		438	228.5	100.0		228.5						$12.4 < 149 кг/см^2$						на уровне связей									$M_{рд} = 570$
			1536		25.8	16.8	482.9	41.3	478.6	229.2	2.09	124	$0.8 \cdot 149 = 119 кг/см^2$															$M_д = 3210$
																												$\Sigma M_{II} = 3880$
2		Б.г.л. 480×20	96	181	17.4		31.5																				
		Б.л. 3500×14	504				54.5																				
		Н.г.л. 580×20	116	181	-21.0		38.0																				
		Н.г.л. 780×40	312	184	-51.4		105.6																				
			1028		-61.0	-59.3	229.6	38.2	193.4					126.7	212.6	1.53	2.10	1.038	685	252	1270	2207	937	0.425	1.6	0.97	2620	$M_I = 1842$
	Бетон и бетон п.б.		438	228.5	100.0		228.5												на уровне связей									$M_{рд} = 550$
			1486		39.0	25.5	458.1	10.4	447.7	219.4	2.04	109	$109 < 119 кг/см^2$															$M_д = 2770$
																												$\Sigma M_{II} = 3920$
1		Б.г.л. 480×28	96	181	17.4		31.5																				
		Б.л. 3500×14	504				54.5																				
		Н.г.л. 480×28	96	181	-17.4		31.5																				
		Н.г.л. 580×20	116	183	-21.2		38.3																				
			812		-21.2	-26.1	156.3	5.5	150.8					157.9	247	0.95	1.35	1.05	685	245	1280	2190	910	0.415	1.6+1.4=	0.781	2190	$M_I = 533$
	Бетон и бетон п.б.		438	228.5	100.0		228.5																		=2.24			$M_{рд} = 332$
			1250		78.8	63.0	384.8	49.6	335.2	183	1.83	87	$87 < 119 кг/см^2$						на уровне связей									$M_д = 1740$
																												$\Sigma M_{II} = 2076$
														138.4	222.5	1.13	1.51	1.039	650	246	1270	2166	896	0.415	1.9	0.87	2440	



*) Расстояние от опоры $x=8.0$ м принято по фактическому месту изменения сечения нижнего горизонтального листа

Определение коэф. m' и γ

для нижнего пояса — на уровне связей

Сечение 3 $x=27.5$ м

$0.8 \cdot K_p \cdot R_{ub} = 0.8 \cdot 149 = 119 кг/см^2$; $\sigma_{бр} = 124 > 119 кг/см^2$

$m'_н = 1+2\left(1-\frac{\sigma_{бр}}{K_p \cdot R_{ub}}\right)\left(\frac{W_{нетб}}{W_{нстб}}-1\right) = 1+2\left(1-0.83\right)\left(\frac{2.55}{2.35}-1\right) = 1+2 \cdot 0.17 \cdot 0.08 = 1.027$

$\beta = 1$; $\gamma = 1$

$m'_{сб} = 1+2\left(1-0.83\right)\left(\frac{2.85}{2.70}-1\right) = 1+2 \cdot 0.17 \cdot 0.08 = 1.027$

$\beta = 1.9$; $\gamma_{сб} = \frac{1}{(0.65 \cdot 1.9 - 0.30) - (0.65 \cdot 1.9 - 0.30) \cdot 0.45} = 0.87$

Сечение 2 $x=15.8$ м

$0.8 \cdot K_p \cdot R_{ub} = 0.8 \cdot 149 = 119 кг/см^2$; $\sigma_{бр} = 109 < 119 кг/см^2$

$m'_н = 1+\left(1-0.75\frac{\sigma_{бр}}{K_p \cdot R_{ub}}\right)\left(\frac{W_{нстб}}{W_{нетб}}-1\right) = 1+\left(1-0.75\frac{109}{149}\right)\left(\frac{2.28}{2.1}-1\right) = 1+0.45 \cdot 0.085 = 1.038$

$\beta = 1.6$; $\gamma_н = \frac{1}{(0.65 \cdot 1.6 + 0.30) - (0.65 \cdot 1.6 - 0.30) \cdot 0.425} = 0.97$

$m'_{сб} = 1+\left(1-0.75\frac{109}{149}\right)\left(\frac{2.54}{2.27}-1\right) = 1+0.45 \cdot 0.05 = 1.027$

$\beta = 1.9$; $\gamma_{сб} = \frac{1}{1.54 - 0.935 \cdot 0.408} = 0.855$

Сечение 1 $x=8.0$ м

$0.8 \cdot K_p \cdot R_{ub} = 119 кг/см^2$; $\sigma_{бр} = 87 < 119 кг/см^2$

$m'_н = 1+\left(1-0.75\frac{87}{149}\right)\left(\frac{1.48}{1.35}-1\right) = 1+0.55 \cdot 0.09 = 1.05$

$\beta = 2.24$; $\gamma_н = \frac{1}{(0.65 \cdot 2.24 - 0.30) - (0.65 \cdot 2.24 - 0.30) \cdot 0.415} = 0.781$

$m'_{сб} = 1+0.55\left(\frac{1.62}{1.51}-1\right) = 1+0.55 \cdot 0.07 = 1.039$

$\beta = 1.9$; $\gamma_{сб} = \frac{1}{1.54 - 0.935 \cdot 0.415} = 0.87$

Примечания

1. Проверка на выносливость произведена по нижнему поясу в середине пролета и в местах изменения сечений листа нижнего пояса а также на уровне прикрепления нижних связей
2. Коэффициент концентрации при проверке на выносливость 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 $\beta = 1.4 \cdot 1.6 = 2.24$;
   в местах прикрепления связей $\beta = 1.9$.

Министерство транспортного строительства СССР
Гидротранспроект
Рипротрансмост

Рабочие чертежи металлических жел.дор. пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18.2-55.0 м в северном исполнении

ГИП ШЖМ ПТИ		Попов
Нач. отдела		Васильев
Инж.-пр. ТА		Сальстова
Рисовали		Орлова
Проверил		Чиликина
Исполнил		Кормилицев

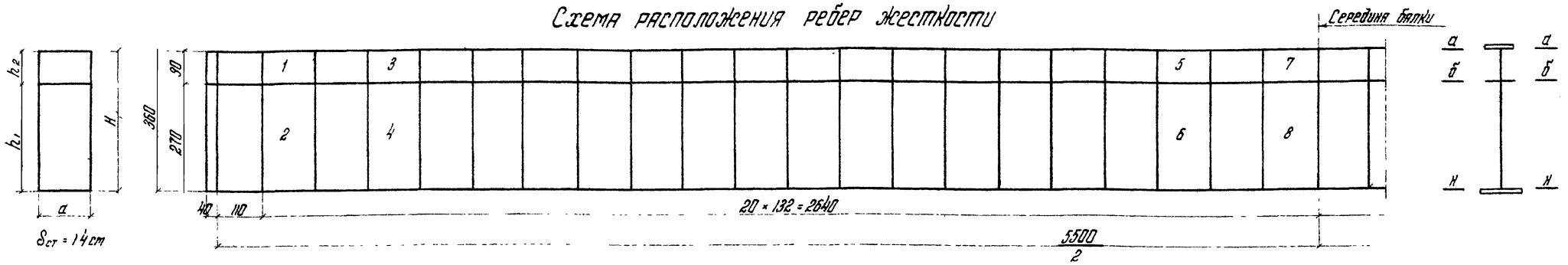
1969г. | Инв. № 5045 | Инв. № 5045

Пролетное строение $L_р = 55.0$ м
Расчет главных балок на выносливость

739/7 | 18

Копировал Ж.П. | Корректировал Ко

Схема расположения ребер жесткости



Усилия и напряжения в пластинках отсека.

№ № пластинки	Расстояние от опоры x (м)	Положение пластинки	Длина отсека a (см)	Загружение постоянной нагрузкой: ω_M (м²)	ω_Q (м)	M_{P_I} (тм)	$M_{P_{II}}$ (тм)	Q_{P_I} (т)	$Q_{P_{II}}$ (т)	Загружение временной нагрузкой: Ω_M (м²)	Ω_Q (м)	$q_{экв}$ (т/м)	n (—)	$Q_{q_{max}}$ (т)	$M_{q_{соотв}}$ (тм)	$\Sigma M_{II} = M_{P_{II}} + M_{q_c}$ (тм)	$\Sigma Q_{II} = Q_{P_{II}} + Q_{q_{max}}$ (т)	Напряжения (кг/см²): нормальные $\sigma = \frac{M_I y_c}{J_c} + \frac{M_{II} y_{стб}}{J_{стб}}$: $\sigma_а$	$\sigma_б$	$\sigma_н$	касательные $t = \frac{Q_I S_c}{J_c \delta} + \frac{Q_{II} S_{стб}}{J_{стб} \delta}$: $t_а$	$t_б$	$t_н$	$t_{ср}$	местные: $P_а$	$P_б = \frac{P_а h_2}{H}$
1	1.76	верхн	132	47.0	25.7	181	107	100	59	45.5	25.8	7.93	1.141	282	500	607	341	335	128	—	770	870	—	820	236	—
2		нижн.																—	128	590	—	870	510	690	—	183
3	4.4	верхн	132	111.0	23.1	430	254	89	55	102.5	23.3	8.03	1.148	259	1145	1399	314	790	307	—	700	790	—	745	236	—
4		нижн.																—	307	1370	—	790	460	625	—	183
5	24.2	верхн	132	372.0	3.3	1440	850	13	75	208	8.6	9.28	1.208	116.5	2820	3670	124	2305	1310	—	225	243	—	234	236	—
6		нижн																—	1310	2200	—	243	199	221	—	183
7	26.84	верхн	132	378	0.66	1460	860	25	15	194	7.3	9.53	1.216	101.5	2700	3560	103	2320	1326	—	179	189	—	184	236	—
8		нижн.																—	1326	2170	—	189	148	168	—	183
7	26.84 x)	верхн.	132	378	0.66	1460	860	25	15	—	—	7.02	1.15	6.5	3680	4540	8	2550	1430	—	16	18	—	17	236	—
8		нижн																—	1430	2545	—	18	16	17	—	183

x) Загружение на M_{max} (по случаю б)

Критические напряжения (кг/см²)

№ № пластинки	Расстояние от опоры x (м)	Положение пластинки	Размеры пластинки: длина a (см)	высота h (см)	Нормальные $\sigma_0 = 190 K K \left(\frac{100\delta}{h}\right)^2$: $\frac{a}{h}$	K	α	K	$\left(\frac{100\delta}{h}\right)^2$	σ_0	Касательные $t_0 = K\left(1020 + \frac{760}{м^2}\right)\left(\frac{100}{b}\right)^2$: b	M	M^2	K'	$\left(\frac{100\delta}{b}\right)^2$	t_0	Местные ($i = 10$) $P_{01} = 190 K \frac{(1+\mu)^2}{\mu^2}\frac{(100\delta)^2}{a}$; $P_{02} = 190 Z \left(\frac{100\delta}{a}\right)^2$: M	M^2	K	$\left(\frac{100\delta}{a}\right)^2$	Z	P_0
1	1.76	верхн	132	80	1.65	1.35	0.62	6.0	3.07	4710												
2		нижн		280	0.47	1	5.60	95.7	0.25	4550												
3	4.4	верхн	132	80	1.65	1.35	0.61	6.0	3.07	4710												
4		нижн		280	0.47	1	5.45	95.7	0.25	4550												
5	24.2	верхн	132	80	1.65	1.35	0.43	5.53	3.07	4340	80	1.65	2.72	1.23	3.07	4900	1.65	2.72	1.55	1.12	—	1670
6		нижн		280	0.47	1	2.67	45.6	0.25	2180	132	2.12	4.50	1	1.12	1330	0.47	—	1		5.05	1070
7	26.84	верхн	132	80	1.65	1.35	0.43	5.53	3.07	4340												
8		нижн		280	0.47	1	2.60	43.2	0.25	2050												
7	26.84 x)	верхн	132	80	1.65	1.35	0.44	5.55	3.07	4350												
8		нижн		280	0.47	1	2.78	48.3	0.25	2290												

x) Загружение на M_{max}

Проверка местной устойчивости.

$$m_1 = \frac{\sigma_1}{\sigma_{01}} + \frac{P_1}{P_{01}} + 1.1\left(\frac{t_1}{t_{01}}\right)^2$$

$$m_2 = \sqrt{\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_{02}} + \frac{P_2}{P_{02}}\right)^2 + \left(\frac{t_2}{t_{02}}\right)^2}$$

№ № пластин	m_1	m_2
1; 2	0.242	0.550
3; 4	0.332	0.527
5, 6	0.680	0.790
7; 8	0.680	0.826
7; 8 x)	0.727	0.796

x) Загружение на M_{max}

Основные данные:

Динамический коэф. $(н\mu) = 1.24$

Постоянная нагрузка $P_I = 3.87$ т/м

$P_{II} = 2.28$ т/м

$P_M = 5.0$ т/м (без веса балки)

Местное сжимающее напряжение кромки стенки

$$P_a = \frac{P_M + 2K(1+\mu)n}{100\delta_{ст}} = \frac{(5.0 + 2 \times 7.0 \times 1.545 \times 1.291)10^3}{100 \times 1.4} = 236 \text{ кг/см}^2 \text{ (при } \lambda = 3.0 \text{ м)}$$

Примечания:

1. Расчет местной устойчивости произведен по СН 200-62 (приложение № 18).
2. Коэф m подсчитаны при загружении временой нагрузкой на Q_{max} и $M_{соотв}$.

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

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

Пролетное строение $\ell_p = 55.0$ м

Расчет на местную устойчивость

1969 г | МБ – | Инв. № 50964

739/7 | 19

Копировала [signature] Корректировал [signature]

Проверка приведенных напряжений в стенке главной балки

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

Нисечений	Расстояние от опоры x	Наименование фибры стенки	Расчетная площадь	Усилия M_I	Усилия M_{II}	Усилия Q_I	Усилия Q_{II}	Статический момент, ординаты y_c	Статический момент, ординаты $y_{стб}$	Статический момент, ординаты $y_б$	Статический момент S_c	Статический момент $S_{стб}$	Моменты инерции J_c	Моменты инерции $J_{стб}$	Моменты сопротивления $W_{c\,нт}$	Моменты сопротивления $W_{стб\,нт}$	Напряжения $\Sigma\sigma$	Напряжения $\Sigma\tau$	Напряжения $\sigma_{пр}$
	м		см²	тм		т		см			$10^3 \times см^3$		$10^6 \times см^4$		$10^5 \times см^3$		кг/см²		
0	0 *)	—	96+206×14	0	0	107	364	207	—	—	49.6	—	15.08	—	—	—	0	1110	—
1	9.6	верхняя	96+1000	844	2800	69	229	207	64.2	111.7	19.9	117.9	15.08	44.58	0.71	7.05	1590	495	1620
		нижняя	212					155.8	298.7		33.1	63.6			0.95	1.51	2750	340	2520
2	14.4	верхняя	96+1000	1130	3665	50	164	238.4	92.2	139.7	22.8	148.6	19.03	60.29	0.78	6.60	2005	330	1850
		нижняя	408					125.9	272.3	—	51.4	111.0			1.50	2.24	2390	310	2200
3	15.8	верхняя	96+1000	1200	3887	45	147	240.3	95.7	143.2	23.1	152.4	19.34	62.11	0.75	6.10	2240	295	2050
		нижняя	428					123.9	268.5	—	53.0	115.0			1.47	2.18	2595	283	2360
4	27.5	верхняя	96+1000	1465	4540	0	0	—	—	—	—	—	—	—	0.80	6.50	2530	0	—
		нижняя	498												1.75	2.62	2565		

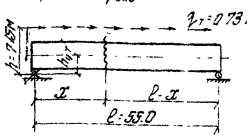
*) Скалывающие напряжения в стенке балки в опорном сечении подсчитаны для стального сечения /без учета плиты/

Расчет главных балок на прочность от дополнительного сочетания нагрузок

Нисечения	Расстояние от опоры x	Наименование фибры	Усилия от вертикальной нагрузки M_{pI}	Усилия от вертикальной нагрузки M_{pII}	Усилия от вертикальной нагрузки $0.8M_q$	Усилия от торможения $0.8M_T$	Усилия от торможения $0.8S_T$	Усилия от ветра M_W	Усилия от ветра $S_W = \frac{M_W}{b}$ *)	Момент сопротивления W_c	Момент сопротивления $W_{стб}$	Расчетная площадь $F_{стб}$	Расчетная площадь $F_W = F_{стб} + 25 б.с.$	Напряжения (кг/см²) от вертикальной нагрузки σ_{pI}	Напряжения от вертикальной нагрузки σ_{pII}	Напряжения от вертикальной нагрузки σ_q	Напряжения от торможения σ_{TW}	Напряжения от торможения σ_{TM}	Напряжения от ветра σ_W	Напряжения от усадки σ_y	Напряжения от температуры σ_T	Расчетные комбинации $\Sigma\sigma_A$	Расчетные комбинации $\Sigma\sigma_Б$
	м		тм			тм	т	тм	т	$10^6 \times см^3$		см²		1	2	3	4	5	6	7	8	1-2	1-2+3+4+5
1	9.6	верхняя	844	500	1840	104	33	61.1	26.6	0.70	6.83	1839	261	-1210	-75	-270	+18	-15	—	-126	-50	-1552	-1731
		нижняя								0.93	1.48			+910	+340	+1240		+71	+102	+37	+250	+2681	+2777
2	14.4	верхняя	1130	665	2400	86.5	29.7	82.0	35.6	0.77	6.45	2035	457	-1470	-105	-372	+15	-13	—	-126	-48	-1945	-2121
		нижняя								1.43	2.19			+790	+305	+1095		+40	+78	+22	+170	+2323	+2382
3	15.8	верхняя	1200	707	2540	82	28.5	87.0	37.8	0.74	6.0	1995	477	-1625	-120	-420	+14	-13	—	-129	-48	-2164	-2342
		нижняя								1.40	2.13			+860	+340	+1195		+39	+80	+24	+159	+2528	+2578
4	27.5	верхняя	1465	860	2950	56	20	106.0	46.0	0.79	6.35	2125	547	-1855	-135	-465	+10	-9	—	-126	-48	-2454	-2629
		нижняя								1.65	2.55			+890	+340	+1160		+22	+84	+22	143	+2506	+2555

*) Расстояние между главными балками $b = 2.30$ м

1. Усилия от вертикальных нагрузок взяты из расчетного листа
2. Расчетные комбинации нагрузок, входящих в дополнительное сочетание:
   А. $1.1S_p + 0.8S_q + 0.8S_T + 1.2S_W$
   Б. $1.1S_p + 0.8S_q$ + силовые факторы от усадки бетона и от колебания температуры
3. Ветровая нагрузка
   учитывается только для нижнего пояса
   $g_w = [0.4h_б + 0.2(h_{пер} + h_п)]\, q \times n = [0.4 \times 3.66 + 0.2(1.34 + 3.0)] \times 0.1 \times 1.2 = 0.28$ т/м
4. Напряжения от усадки бетона и колебания температуры определяются по формулам, приведенным в ТУ ВСН 92-63.
   Величина относительной деформации усадки бетона при сборной плите принята $\varepsilon_y = 1.10^{-4}$
   Модуль упругости бетона $E_y = 0.5\, E_б$.
5. Усилия от торможения.
   $q_T = 0.1 \times q_{экв} \times 0.8 \times n = 0.1 \times 7.87 \times 0.8 \times 1.15 = 0.73$ т/м



$S_{Tx} = q_T (l - x)$
$M_{Tx} = S_{Tx} \times h_{цт}$

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

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	[signature]	Попов
Нач. отдела	[signature]	Валуев
Гл. инж. пр. ТА	[signature]	Слыхова
Рук. бригады	[signature]	Огнев
Проверил	[signature]	Корноухов
Исполнил	[signature]	Силантьева

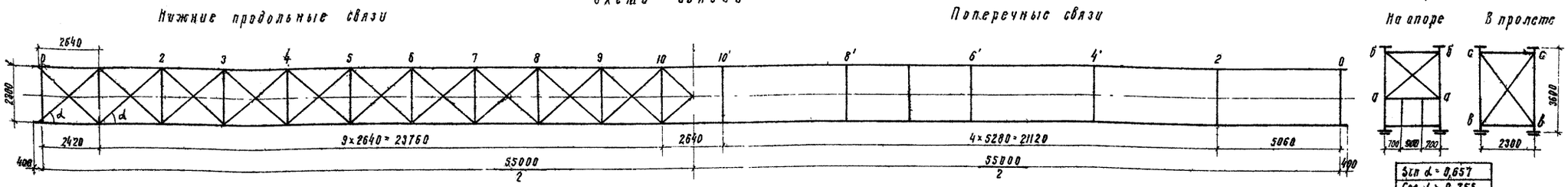
1969 г. М-б Инв. N 50965

Пролетное строение $e_p = 55.0$ м
Проверка приведенных напряжений. Расчет на дополнительные нагрузки

739/7 | 20

Копировала [signature] Корректировал [signature]

Схема связей



Sin α = 0,657
Cos α = 0,755

Погонная ветровая нагрузка

Расчетная ветровая поверхность $F = k \times h$ (м²/п.м)		Ветровая нагрузка W (т/м) при наличии поезда	при отсутствии поезда
		$q_w = 1,2 \times 0,10$	$q_w = 1,2 \times 0,18$
Гл балки и проезжая часть	0,4×3,66+0,2×1,34 = 1,73	0,208	0,375
Подвижной состав	0,2×3,0 = 0,60	0,072	—

Усилия в диагоналях связей от ветра

№№ панелей	Расст. X	Площади л в $\Omega_{пр}$	$\Omega_{лев}$	$\Sigma\Omega$	Усилия S_w при наличии поезда	при отсутствии поезда
0-1	1,42	—	—	20,10	5,64	7,55
3-4	9,02	-0,43	+14,53	14,10	3,98	5,30
5-6	14,30	-1,23	+11,33	10,10	2,83	3,80

Горизонтальные удары подвижного состава

$S_{г.т} = 0,06 K n \times 0,2 - 0,06 \times 14 \times 1,15 \times 0,2 = 0,193$ т/м $< S_w$

Смятие торцов опорных ребер

Опорная реакция	Площадь торцов $F_{см}$	Напряжение $\sigma_{см}$
т	см²	кг/см²
471,0	2×3,2×20 = 128,0	3680 < 1,5 R_0

Примечание:

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

1. Усилия и напряжения в элементах связей (т)

Наименование элементов	№№ панелей	Расстояние от опоры X	От деформации главных балок x) Моменты $\frac{1,1 M_{pI}}{1,1 M_{pII}}$	M_q	Напряжения σ_p	σ_q	Усилия $1,1 S_p$	$0,9 S_p$	S_q	$0,8 S_q$	От ветра $1,2 S_{w100}$	$1,2 S_{w180}$	Расчетные усилия $1,1 S_p + S_q$	$1,1 S_p + 0,8 S_q + 1,2 S_{w100}$	$1,1 S_p + 1,2 S_{w180}$	$1,2 S_{w180} - 0,9 S_p$	S_{max}	Моменты $\frac{M_{св}}{M_{эксц}}$	Геометрические характеристики сечения: Сечение	$F_{бр}$	$F_{нт}$	$\frac{W_{бр}}{W_{нт}}$	$\frac{l_x}{l_y}$	$\frac{r_x, r_y}{r_0}$	$\frac{Л_x}{Л_y}$ / $Л_0$	l_0	P_x	i	φ_0	Напряжения (кг/см²) на прочность $\frac{+S}{0,75 F_{нт}}$	$\frac{M_{св}}{0,75 W_{нт}}$	$\sigma_{пр}$	на устойчивость $\frac{-S}{\varphi F_{бр}}$	Кол-во болтов прикрепления дано
		м	т м		кг/см²		1	2	3	4	5	6	1+3	1+4+5	1+6	6 2	т	т/м		см²	см²	см³	см	см		см	см							
Диагонали	0-1	1,41	147/87	410	174	247	+1,06	+0,87	+1,51	+1,21	±5,64	±7,55	+2,57	+7,91	+8,61	-6.18	+8,61	0,016/0,222	x, y, x, y			46,3	329/139	2,75/1,77	120/50/79	3.57	2,96	1,21	0,223			640	1980	
	3-4	9,02	802/472	2180	955	1310	+5,83	+4,78	+8,0	+6,40	±3,98	±3,30	+13,83	+16,21	+11,13	-	+16,21													1590	125	1715	-	3
	5-6	14,30	1130/665	3020	830	1210	+5,05	+4,15	+7,40	+5,90	±2,82	±3,80	+12,45	+13,87	+8,85	-	13,87	0,016	L90+90×9	15.6	13,53	18,3/17,0								1350	125	1475		
	10-10'	27,5	1465/860	3680	900	1260	+5,50	—	+7,70	—	—	—	+13,20	—	—	—	+13,20													1295	125	1420	—	
Распорки	10-10'	27,5	—	—	—	—	-7,30	—	10.0	—	—	—	-17,30	—	—	—	—	0,009/0 xx)	L100+100×10	19,2	—	63,4	216/194	3,05/1,96	71/71/100	0.05	—	—	0,39	—	—	—	2230	3
Диагонали поперечные	а-б																		2L90+90×9				124/222	2,75/4,60	45/48									
	в-с																		L90+90×9				172/384	2,75/1,77	63/140/97									

x) усилия от деформации поясов подсчитаны на уровне расположения горизонтальных связей.

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

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

Расчетная схема	P	D_1	D_2	R_1	R_2
R_1, P, R_2; 70, 80, 70; D_1, D_2; 230	340	192	148	179	161

Напряжения в домкратной балке

Расстояние от оси гл. балки X (м)	Тип сечения	Состав сечения	$F_{бр}$	S_{x-x}	$\frac{J_{x\,бр}}{J_{x\,нт}}$	$\frac{W_{x\,бр}}{W_{x\,нт}}$	Усилия M	Q	Напряжения σ	τ	$\sigma_{пр}$	Примечание
			см²	10^3 см³	10^5 см	см³	т м	т	кг/см²			
0,65	x, x	2 гл 220×20	88,0	5,02	5,30/4,94	8350/7750	128,0	192,0	1620	1510	2750	
		вл 1230×12	148,0									
		Итого	236									
0,25		$h_{ст}$ = 1130	—	—	—	—	—	179,0	—	1980	—	$t = \frac{Q}{2h\delta}$

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

Гл инж ГТМ	[signature]	Попов
Нач отдела	[signature]	Валуев
Гл инж пр та	[signature]	Слыхова
Рук бригады	[signature]	Огнев
Проверил	[signature]	Карноухов
Исполнил	[signature]	Сапантьева

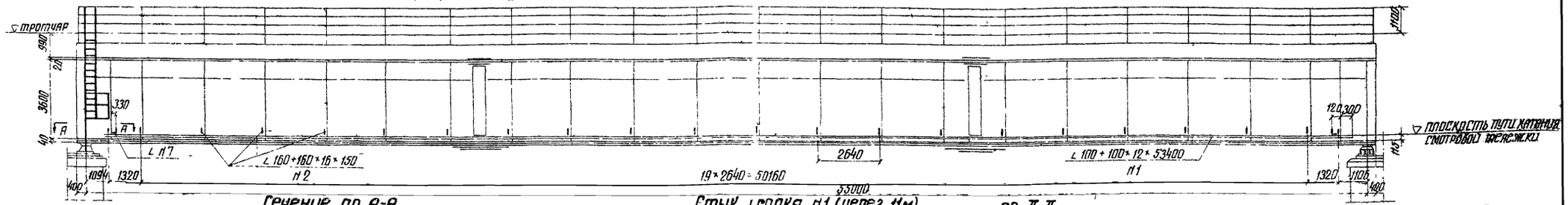
Прол стр L 55,0 м
Расчет связей
Расчет домкратной балки

1969 г №6 Инв №51047

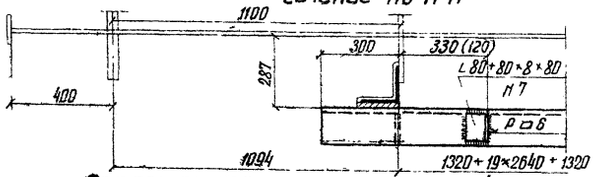
739/7 21

Копировал [signature] Корректировал Козлова

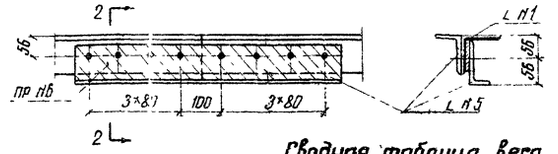
Схема расположения смотровых приспособлений на пролетном строении



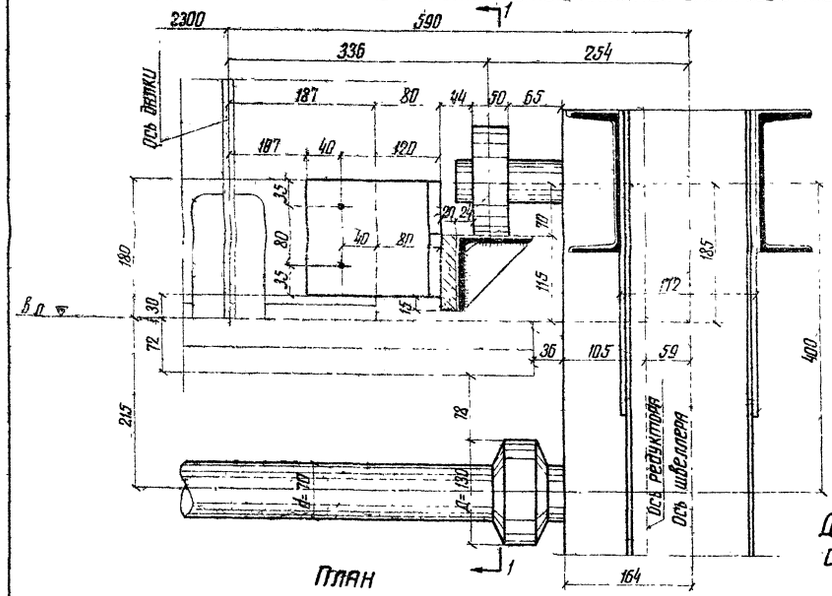
Сечение по А-А



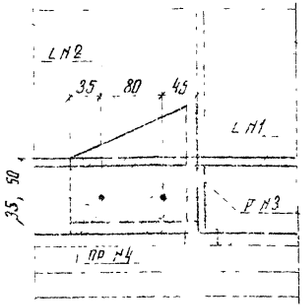
Стык уголка №1 (через 11м) по II-II



Деталь прикрепления уголка путей катания смотровой тележки



по 1-1



Сводная таблица веса смотровых приспособлений

№№ п/п	Наименование	Вес т
1	Схой на опоры	408
2	Пути катания тележки	2650
3	Смотровая тележка	1510
4	Механизмы тележки	157
	Всего на проп стр	4725
	В том числе ст 10Г2С1Д	3015

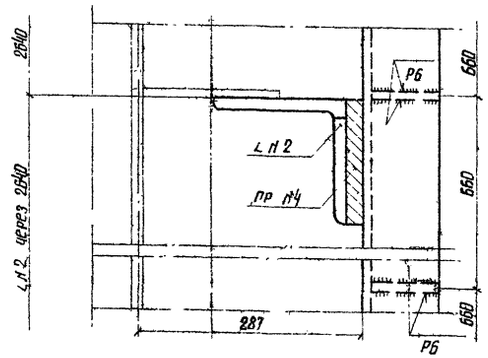
Спецификация металла на пути катания

№№ п/п	Наименование	Материал	Сечение мм	Длина мм	Кол-во шт	Общая длина на 1 путь м	Вес кг: Пог м	Вес кг: Общий вес
1	Уголок путей катания	10Г2С1Д	100×100×12	53400	2	106.8	4.73	1012
2	Уголки прикрепления	Вмст3сп5	160×160×16	150	44	6.6	38.5	254
3	Ребра жесткости	М16С	δ=10 F=42		162	0.68	78.5	33
4	Прокладки	Вмст3сп	100×20	150	44	7.04	15.7	111
5	Стыковые накладки	10Г2С1Д	100×65×10	680	16	10.9	72.1	132
6	Прокладки стыка	10Г2С1Д	75×10	680	8	3.44	5.89	32
7	Уголки упора	10Г2С1Д	80×80×8	80	4	0.32	4.65	3
8	Уголки усиления	10Г2С1Д	100×63×10	2300	4	9.20	12.1	111
9	Ребра жесткости	М16С	δ=10 F=35		2	0.042	78.5	3
				Итого				2611
				15% на сварные швы				39
				Всего на пролетное строение				2650
				В том числе стали 10Г2С1Д				2192

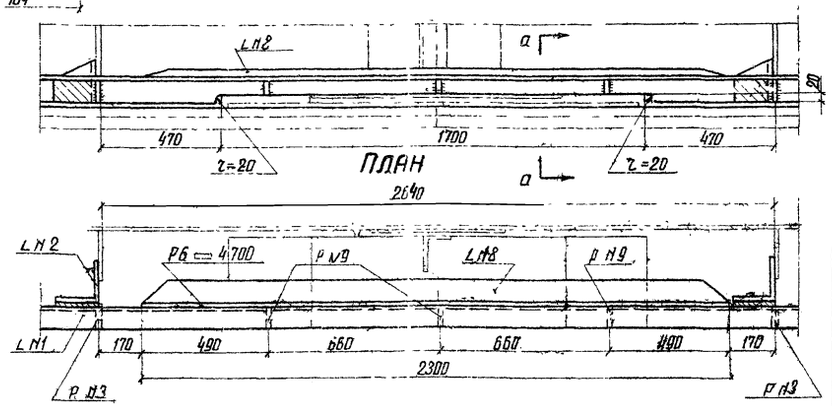
Примечания

1. Уголки путей катания смотровой тележки крепить к вертикальным ребрам жесткости пролетного строения на высокопрочных болтах d=22 мм.
2. Уголки путей катания устанавливать параллельно нижнему поясу пролетного строения после опускания его на опорные части.
3. Расстояние между перьями уголков путей катания на всей длине пролетного строения 3074 ± 10 мм.
4. Конструкция смотровой тележки дана на черт ИИИ № 51980, 51984.
5. Ребра №3 и №9 приварить к ∠ №1 против вертикальных ребер жесткости и между ними с шагом 660 мм.

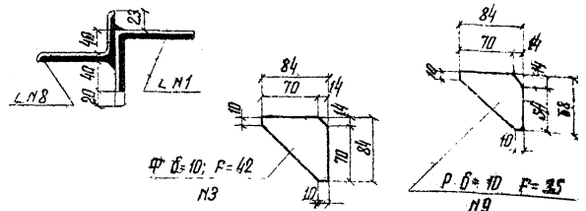
План



Деталь усиления уголков №1 в зоне стыка главных балок (М-б 1:15)



по а-а



Министерство транспортного строительства СССР

Главтранспроект Гипротранссоюз

Рабочие чертежи металлических железнодорожных пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18.2, 66.0 м в северном исполнении

Пролетное строение Lр=55 м

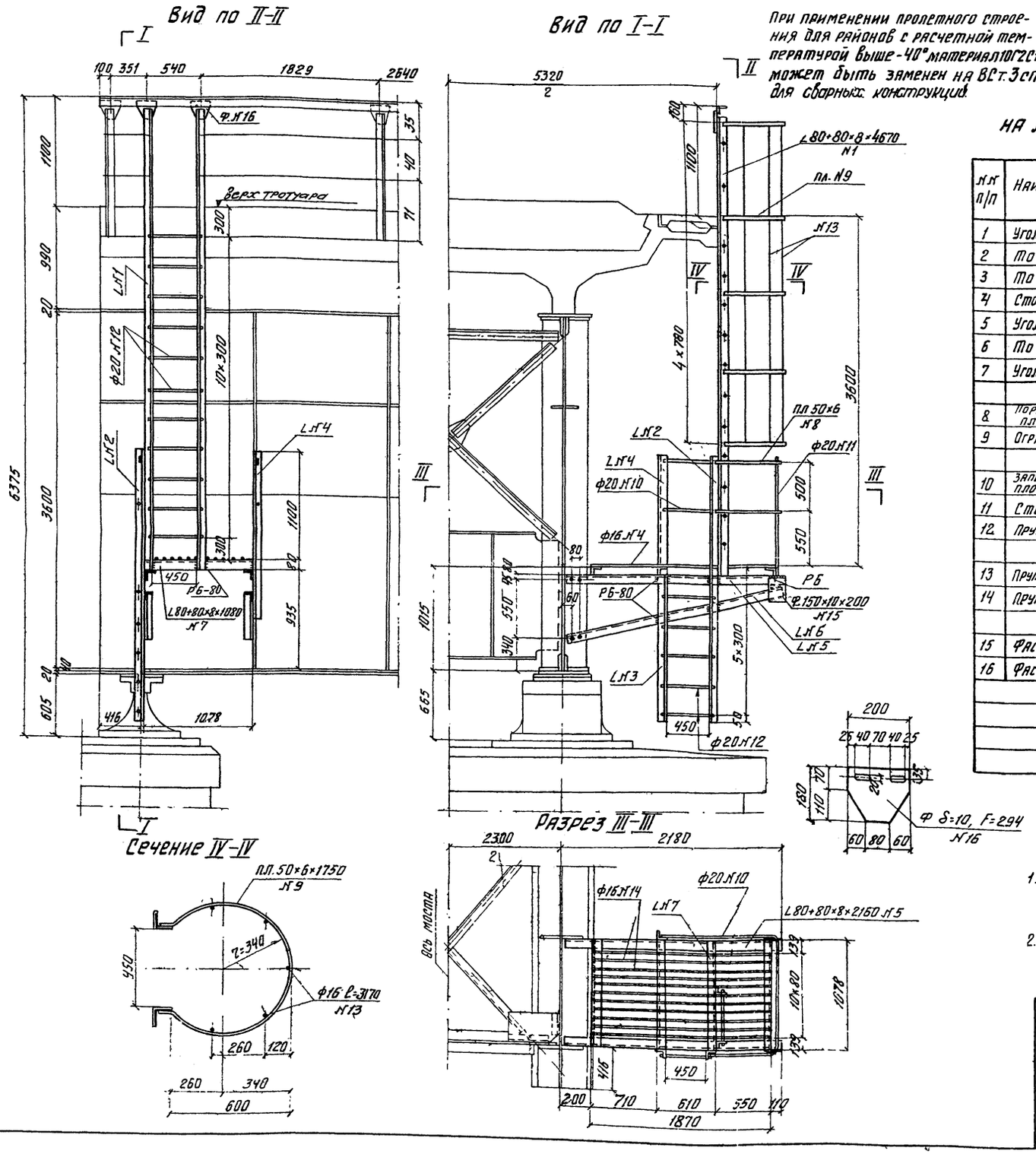
Смотровые приспособления. Пути катания смотровой тележки

Гл. инж. гтм	Полев
Нач. отдела	Валяев
Гл. инж. пр-та	Сухова
Рук. бригады	Шамтырева
Проверил	Отчет
Исполнил	Фрейнкель

1969г | № б. 15/4 | Инв. № 51978

739/7 | 22

Копир | Корректор



При применении пролетного строения для районов с расчетной температурой выше -40° материал 10Г2С1Д может быть заменен на ВСт.3сп для сварных конструкций.

Спецификация металла на лестничный сход с тротуара проезда на опору

№№ п/п	Наименование	Материал	Сечение	Длина	Количество	Общая длина	Вес 1 п.м.	Вес Общий
			мм	мм	шт.	м	кг	кг
1	Уголки лестницы	Ст. 10Г2С1Д	L80+80×8	4670	2	9.34		
2	То же		L80+80×8	2650	1	2.65		
3	То же		L80+80×8	1500	1	1.50		
4	Стойка ограждения		L80+80×8	1700	1	1.70		
5	Уголки консоли		L80+80×8	2160	2	4.32		
6	То же		L80+80×8	2220	2	4.44		
7	Уголки площадки		L80+80×8	1100	4	4.40		
						28.35	9.65	273.6
8	Поручень перил площадки	ВМСт3сп.	пл.50×5	2920	1	2.92		
9	Ограждение схода		пл.50×6	1750	5	8.75		
						11.67	2.36	27.6
10	Заполнение перил площадки		Ф20	2920	1	2.92		
11	Стойки перил		Ф20	1180	2	2.36		
12	Прутья лестницы		Ф20	530	16	8.48		
						13.76	2.97	34.0
13	Прутья ограждения		Ф16	3170	5	15.85		
14	Прутья настила		Ф16	1870	11	20.57		
						36.42	1.58	57.6
15	Фасонки консолей		150×10	200	2	0.40	11.78	4.7
16	Фасонки лестницы		δ=10	F=294	2	F=0.059	78.5	4.6
Итого								402
1.5% на сварные швы.								6
Всего на пролетное строение								408
В том числе ст. 10Г2С1Д								274

Примечания:

1. Соединение элементов лестничного схода на опору должно быть выполнено электросваркой с катетом шва не менее 6 мм.
2. В случае выполнения работ по сварке при отрицательной температуре, все работы должны производиться в соответствии с требованиями СН 363-66.

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]	Силантьева
Проверил	[подпись]	Фомина
Исполнил	[подпись]	Силантьева

Пролетное строение l_p = 55.0 м. Смотровые приспособления Сход на опору

1969г | М 61 30 | Инв №54344

739/7 (23)

Копир Данилевская Корректор [подпись]

gost.e-ecolog.ru