

МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

ГЛАВТРАНСПРОЕКТ

ЛЕНГИПРОТРАНСМОСТ

# ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

СЕРИЯ

СБОРНЫЕ ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ ИЗ  
ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОГО  
ЖЕЛЕЗОБЕТОНА ДЛИНОЙ 16,5-27,6М  
ДЛЯ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТОВ.

Выпуск 4. ПРОЛЕТНОЕ СТРОЕНИЕ  
ДЛИНОЙ 23,6М.

ПРОЕКТ УТВЕРЖДЕН  
ПРИКАЗОМ МПС  
ОТ 20 января 1975г за №А-1586  
И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ  
С 1 АПРЕЛЯ 1975г.

Инв. № 556/14-1.

ЛЕНИНГРАД  
1974г.

Ив.н. 556/14  
Ив.н. 1635

С. С. МЕНДОВ

С. С. МЕНДОВ  
С. С. МЕНДОВ

С. С. МЕНДОВ  
С. С. МЕНДОВ

С. С. МЕНДОВ  
С. С. МЕНДОВ

С. С. МЕНДОВ  
С. С. МЕНДОВ

ЛЕНГИПРОТРАНСМОСТ  
ЛЕНИНГРАД

# ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

## СЕРИЯ

СБОРНЫЕ ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ ИЗ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО  
НАПРЯЖЕННОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА ДЛИНОЙ 16,5 - 27,6 м.  
ДЛЯ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТОВ.

ВЫПУСК 4. ПРОЛЕТНОЕ СТРОЕНИЕ ДЛИНОЙ 23,6 м.

РАЗРАБОТАН  
ЛЕНГИПРОТРАНСМОСТ  
МИНТРАНССТРОЯ

ПРОЕКТ УТВЕРЖДЕН  
ПРИКАЗОМ МПС  
ОТ 20 ЯНВАРЯ 1975 Г. Д. А. 1586

Ив.н. 556/14 - 2

Инд. №  
229661  
Шифр  
1635

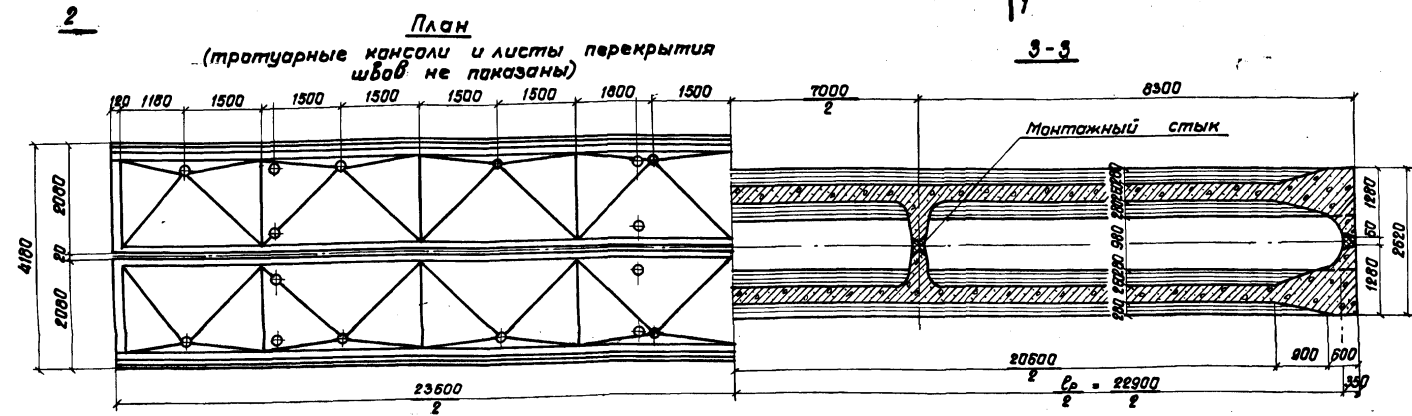
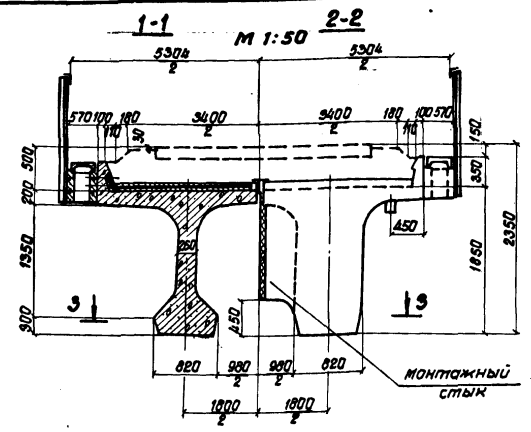
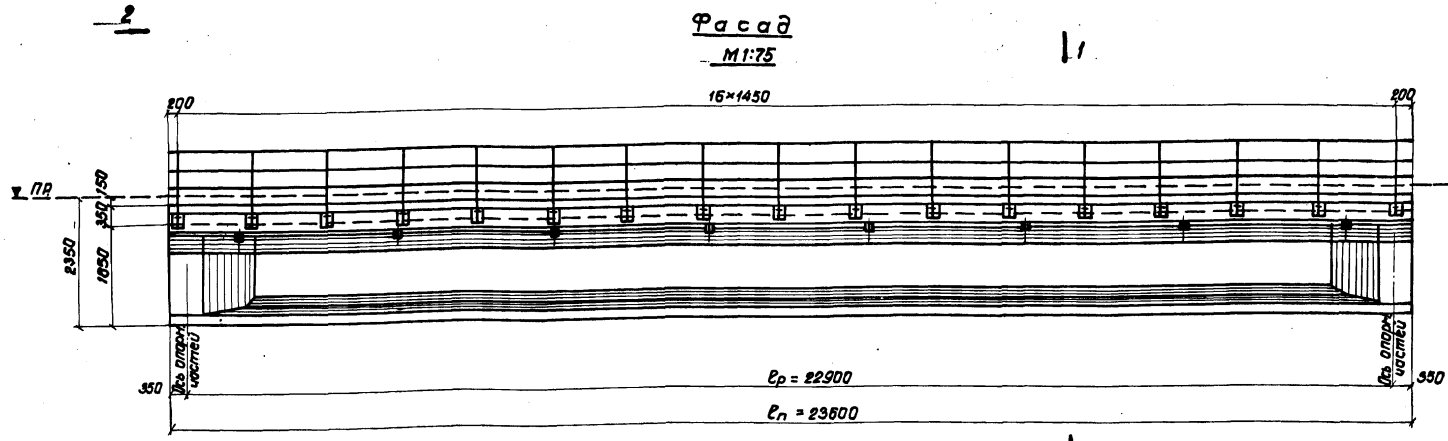
Главный инженер проекта *Шмидт* / Смоленцев /

Ленгипротрансост  
г. Ленинград

№ листа	Наименование	№ стр.	Инд. №	
1	Общий вид	3	229662	
2	Опалубочный чертеж балки	4	229663	
3	Опалубочный чертеж балки (продолжение)	5	229664	
4	Арматурный чертеж балки	6	229665	
5	Арматурный чертеж балки (продолжение)	7	229666	
6	Арматурный чертеж балки (продолжение)	8	229667	
7	Арматурный чертеж балки. Спецификация.	9	229668	
8	Арматурный чертеж балки. Спецификация. (продолжение)	10	229669	
9	Детали оттяжки.	11	229670	
10	Торцевая диафрагма. Арматурный чертеж.	12	229671	
11	Торцевая диафрагма. Монтажный стык.	13	229672	
12	Промежуточная диафрагма. Арматурный чертеж.	14	229673	
13	Промежуточная диафрагма. Монтажный стык.	15	229674	
14	Пролетное строение для мостов на кривых участках пути R 600	Арматурный чертеж балки	16	229675
15		Арматурный чертеж балки (продолжение)	17	229676
16	Расчетный лист	18	229677	
17	Расчетный лист (продолжение)	19	229678	
18	Расчетный лист (продолжение)	20	229679	
19	Пролетное строение мостов на кривых участках пути R 600	Расчетный лист	21	229680
20	Расчетный лист. Расчет на кручение.	22	229681	
21	Расчетный лист. Расчет на местные напряжения.	23	229682	
22	Расчетный лист. Расчет плиты и диафрагмы.	24	229683	

Типовые конструкции разработаны в соответствии с действующими нормами и правилами и предусматривают меры защиты, обеспечивающие взрывоопасность и пожаробезопасность при эксплуатации сооружения.  
г. инженер *Шмидт* / Смоленцев /

Инв. № 229662 Шпрр 1635  
 Проект спроектирован в 1974г  
 Автор проекта: И.В. Мещеряков, А.А. Мещеряков, А.А. Мещеряков  
 Проверил: А.А. Мещеряков  
 Утвердил: А.А. Мещеряков  
 М.П. Проектного института  
 М.П. Института  
 М.П. Проектного института  
 М.П. Проектного института  
 М.П. Проектного института  
 М.П. Проектного института



**Строительная высота в пролете и высота опорных частей**

N п/п	Наименование	h, мм
1	Строительная высота в пролете от подошвы рельса до низа конструкции	2350
2	Высота опорной подвижной части	805
3	Высота опорной неподвижной части	505

**Объемы основных работ (на пролетные строения)**

N п/п	Наименование	Ед. изм.	Колич.
1	Железобетон	Балок	м <sup>3</sup> 61,7
		Приставных консолей	м <sup>3</sup> 0,92
		Трапециевидных плит	м <sup>3</sup> 1,57
		Омоноличивания	м <sup>3</sup> 0,14
		Итого	м <sup>3</sup> 64,33
2	Арматура	Напрягаемая класса В-П	т 3,88
		Ненапрягаемая класса А-П	т 4,64
		Ненапрягаемая класса А-I	т 1,78
		Итого	т 10,25
3	Металл анкерных устройств и закладных частей	т	4,46
4	Металлические листы перекрытия шпал	т	0,26
5	Металлические перила и настил для коммуникаций	шт/м	47,2/1,71
6	Стальные опорные части	т	2,41
7	Изоляция	м <sup>2</sup>	103,0
8	Бетонная подготовка и защитный слой	м <sup>3</sup>	5,16
9	Водоотводные трубки	компл.	16
10	Трубки для пропуска строп	шт.	2216
11	Вес балки с изоляцией	т	82,9

**Примечания:**

- Проект пролетного строения предназначен для мостов и путепроводов, сооружаемых в районах с расчетной температурой минус 40°С и выше.
- Проект выполнен с учетом требований: СНиП-II-Д.7-62\* с дополнениями 1971г и указанных по проектированию железобетонных и бетонных конструкций железнодорожных, автомобильных и городских мостов и труб (СН365-67).
- Нормативная временная нагрузка С14.
- Опорные части приняты по проекту Инв. № 577 и дополнению к нему (проект Инв. № 577/1) - 3.501-74.
- Общий вид пролетного строения приведен для мостов и путепроводов, расположенных на прямых участках пути. Форма балластного корыта для прямых и кривых участков пути приведена в общей части, выпуск 1. Дополнительное армирование балок для кривых участков пути радиусом >= 600м приведено на листах 14, 15.
- Напряжения арматурных пучков производится на уторе. Отпуск
- Первые экземпляры железобетонных консолей (трапециевидных и консолей убежищ) должны быть проверены на прочность и технологичность крепления испытанием.
- Изготовление пролетных строений должно производиться в условиях, обеспечивающих высокое качество продукции. Пролетные строения должны поставляться на место установки комплектно с трапециевидными консолями, трапециевидными плитами, перилами, консолями и плитами убежищ и т.д.
- Гидроизоляция балластного корыта должна выполняться на заводе.
- Схемы расположения пролетных строений на кривых участках пути приведены на листах 35, 36, 37, общей части.

ТК Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 165-27,6м для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 23,6 м

Шифр 663  
Шифр 1635

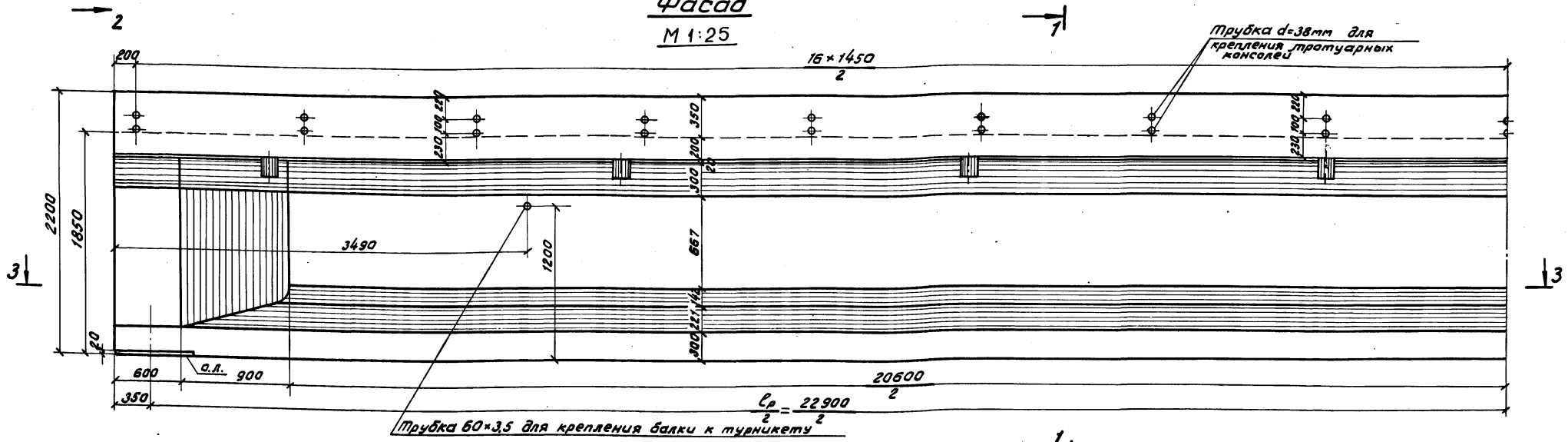
Проект отректирован в 1974 г.

Коллежский  
Смоленцев  
Ленина  
Сенько

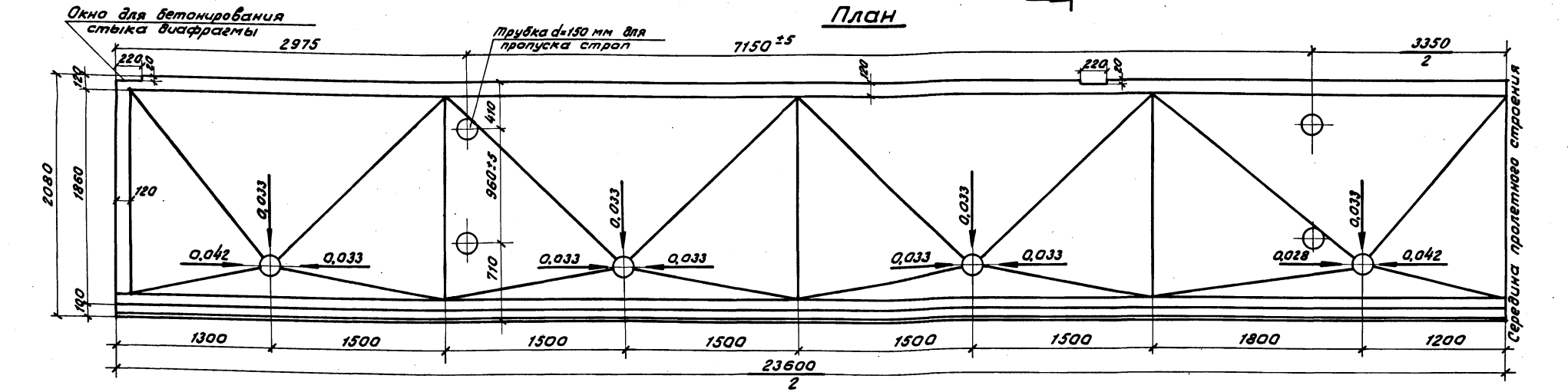
Ленинград  
е. Ленинград

**Фасад**

М 1:25



**План**



**Примечания:**

1. Продолжение опалубочного чертежа см. на листе 3.
2. Расположение строповых отверстий приведено при строповке кранами ГЭК-130 и ГЭК-80 с унифицированными строповочными приспособлениями.

ТК Сварные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6 м для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 23,6 м  
1974. Опалубочный чертеж балки

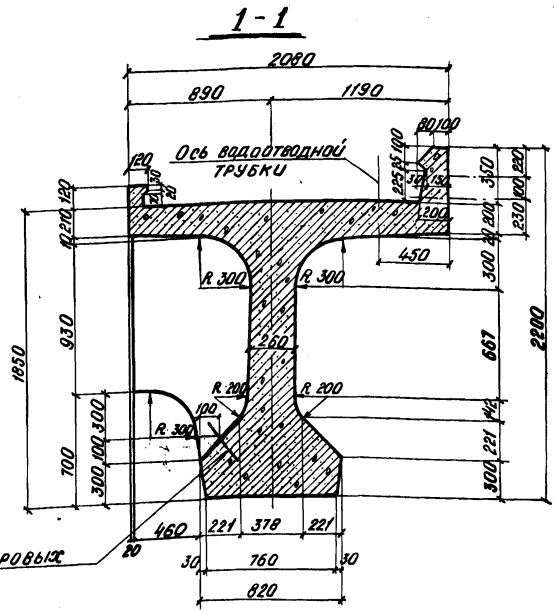
556/14 - 5  
Выпуск 4 Лист 2

Изм. № 229 664  
Шифр 16.35

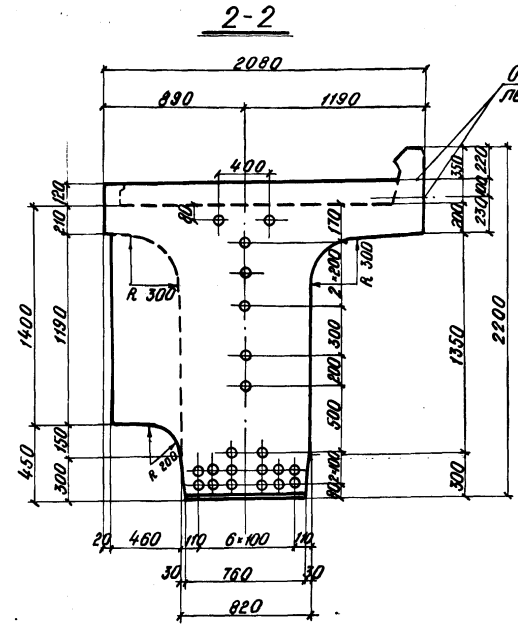
Проект аткорректирован в 1974г.

Артемюков	п.п.
Валуйский	п.п.
Степанцев	п.п.
Ламин	п.п.
Семько	п.п.

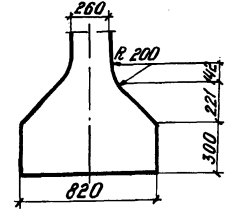
Ленгилпротранс  
г. Ленинград



М1:25



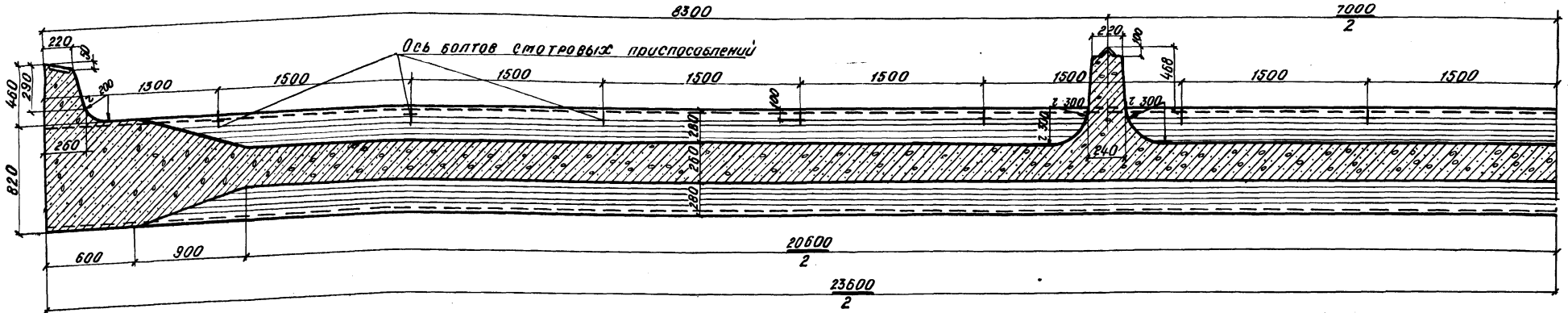
**Вариант сечения нижнего пояса при бетонировании с применением виброподдона**



Объем бетона одного блока увеличивается на 0,21 м³

Ось болтов смотровых приспособлений

3-3



**Примечания:**

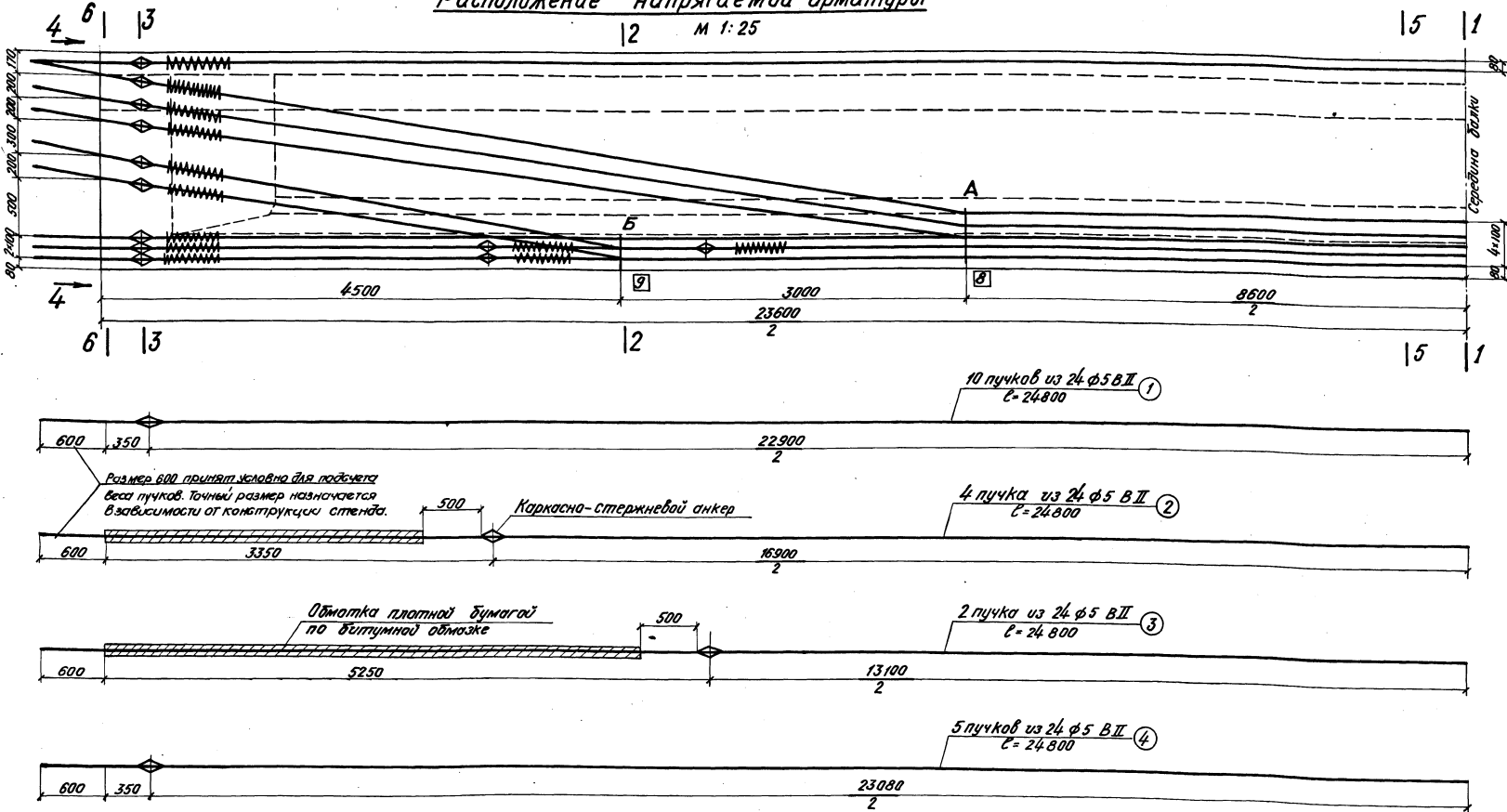
1. На настоящем листе и листе 2 приведен опалубочный чертеж пролетного строения  $Sp=23,6$ м для мостов и путепроводов на прямых участках пути. Дополнительные опалубочные размеры наружного бортика пролетного строения для кривых участков пути радиусом  $R \geq 600$  м приведены на листах 14, 15.
2. Дополнительные опалубочные размеры при расположении пролетных строений на кривых участках пути приведены на листах 35, 36, 37 "общей части".
3. Марка бетона - 400.
4. Закладные детали (трубки для болтов крепления тротуарных консолей, опорные листы и др) приведены в общей части.
5. Перевозка пролетного строения осуществляется в соответствии с проектом павузки и перебазки железобетонных пролетных строений на железнодорожном подвижном составе, шифр 903, проектировки Ленгилпротрансмоста, 1968 г. (Кольки находятся в Ленгилпротрансмосте).
6. Должасяется применять на убежищах плиты ПУ-1 и ПУ-2 при условии, что увалки поз. 29 и 30 (см. лист 28, 29) должны быть заменены уголками 125\*80\*8 поз. 29\* и 30\* для увязки см. лист 2.

ТК	Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6 м для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 23,6 м
1974.	Опалубочный чертеж балки (продолжение).

556/14-6
Витсен 4
Лист 3

# Расположение напрягаемой арматуры

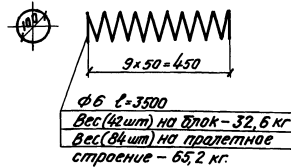
1:25 М 1:25



Спецификация стальной проволоки  $R_n = 170000 \text{ кг/см}^2$  для арматурных пучков

N пучков	Диаметр проволоки мм	Количество пучков в пучке шт.	Количество пучков в балке шт.	Длина пучка м	Масса 1м <sup>3</sup> одной проволоки кг	Масса проволоки в одном пучке кг	Общая масса (кг) на одну балку	напрелет строения
1, 2, 3	5	24	16	24,80	0,154	91,7	1467,0	2934,0
4	5	24	5	24,98	0,154	92,1	461,0	922,0
<b>Итого</b>							<b>1928,0</b>	<b>3856,0</b>

Спираль



Примечание

Для узязки см. листы 5, 10, 12

ТК Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6 м для железобетонных мостов. Пролетное строение длиной 23,6 м  
1974 Арматурный чертёж балки.

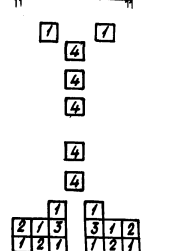
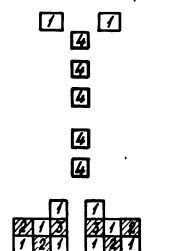
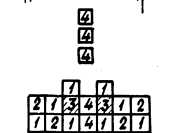
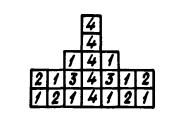
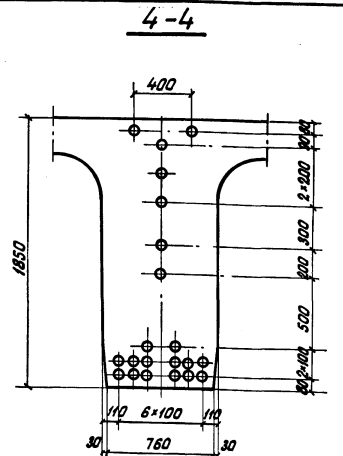
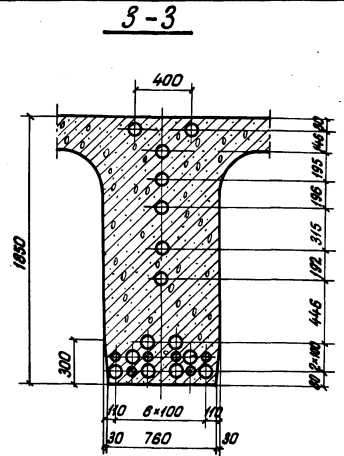
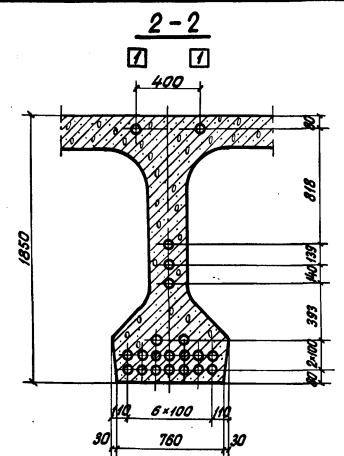
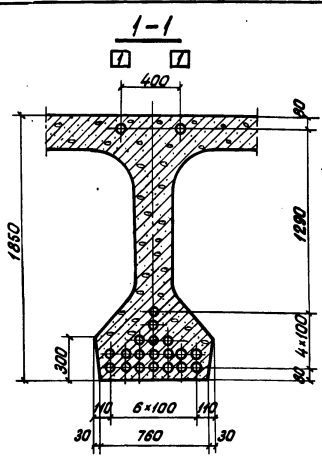
556/4-7  
Выпуск 4

Проект авторефератов в 1974г.

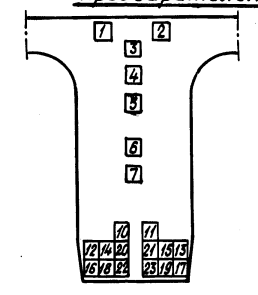
ЛЕНИНГРАДСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ  
Г. ЛЕНИНГРАД

Инд. № 229665  
Шифр 1835

Инженер: [blank]  
Проверил: [blank]  
Утвердил: [blank]  
Специалист: [blank]



**Порядок передачи усилия предварительного натяжения на балку**



№ п/п	Наименование	Порядковый № передачи усилия
1	Отпуск натяжения верхних пучков	1-2
2	Отпуск натяжения (на торцах) полигональных пучков	3-7
3	Отпуск натяжения оттяжек полигональных пучков	А 8-8' Б 9-9'
4	Отпуск натяжения нижних прямолнейных пучков	10-23

**Контролируемые монтажные напряжения в пучках и усилия в домкратах\***

Наименование и № пучков	Количество пучков	№ пучков	Площадь сечения пучков F <sub>п</sub> , см <sup>2</sup>	Контролируемое напряжение в арматурных пучках σ <sub>п</sub> , кг/см <sup>2</sup>	Монтажные усилия в домкратах т		Удлинение пучка ΔL = σ <sub>п</sub> · L / E <sub>с</sub> , см	Усилия в оттяжках, т	
					При однов. натяжении одного пучка	При натяжении всех пучков		А	Б
Верхние прямолнейные пучки	1	24	9,4	7000	65,8	32,9	9,6	—	—
Полигональные пучки	4	24	23,5	10800	255,0	50,8	13,0	22,4	14,6
Нижние прямолнейные пучки	2,3	24	65,8	10600	697,0	49,8	14,6	—	—

\* Изготовление блоков предусмотрено в формах и кассетах, подвергнутых нагреву вместе с блоком (не учтены потери от температурного перепада)

**Контролируемые монтажные напряжения в пучках и усилия в домкратах\*\***

Наименование и № пучков	Количество пучков	№ пучков	Площадь сечения пучков F <sub>п</sub> , см <sup>2</sup>	Контролируемое напряжение в арматурных пучках σ <sub>п</sub> , кг/см <sup>2</sup>	Монтажные усилия в домкратах т		Удлинение пучка ΔL = σ <sub>п</sub> · L / E <sub>с</sub> , см	Усилия в оттяжках, т	
					При однов. натяжении всех пучков	При натяжении одного пучка		А	Б
Верхние прямолнейные пучки	1	26	10,2	7100	72,4	36,2	9,8	—	—
Полигональные пучки	4	26	25,5	10500	268,0	53,5	14,6	24,2	15,7
Нижние прямолнейные пучки	2,3	26	14	10400	740,0	53,0	14,3	—	—

\*\* в таблице приняты контролируемые напряжения в пучках при изготовлении блоков в стационарных стендах (с учетом потерь от температурного перепада)

**Примечания:**

1. Натяжение арматурных пучков производится на упоры стенда. Отпуск натяжения арматурных пучков производится при достижении бетоном прочности не менее 34 кг/см<sup>2</sup>.
2. Потери от обжатия упорных устройств следует учитывать применительно к конструкции стенда.
3. Для увязки см. листы 4, 6-8.



Панина	Проберил	Ислюлю	Гордес
Станкевич	Соловьев	Свердлов	Свердлов
Паньков	Степанов	Степанов	Степанов
Степанов	Степанов	Степанов	Степанов

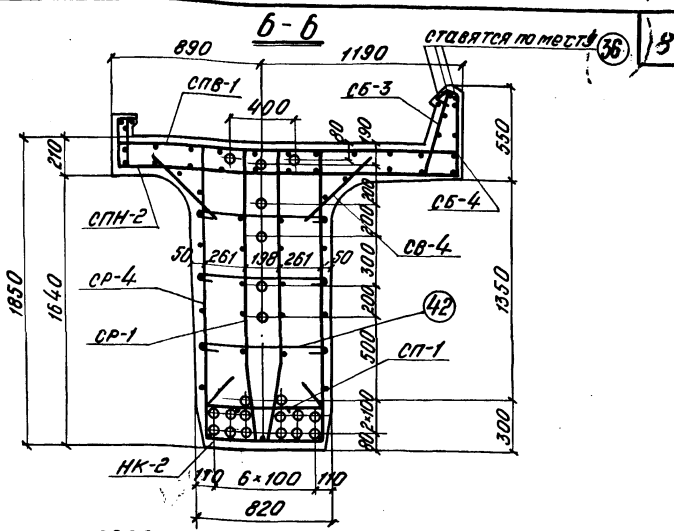
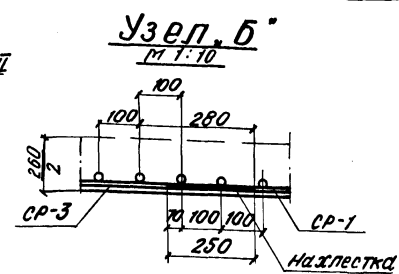
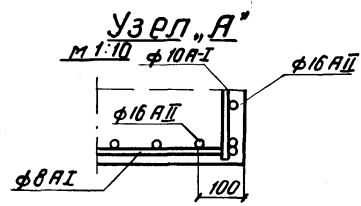
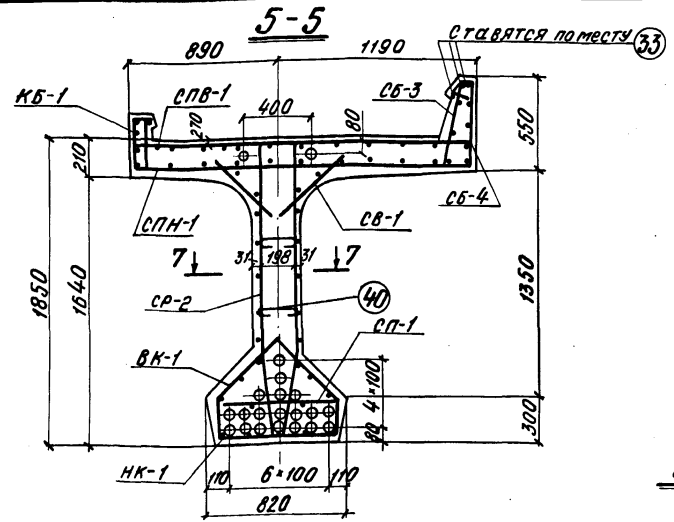
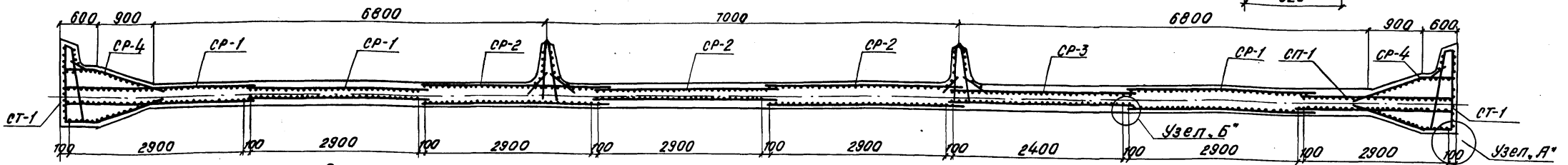
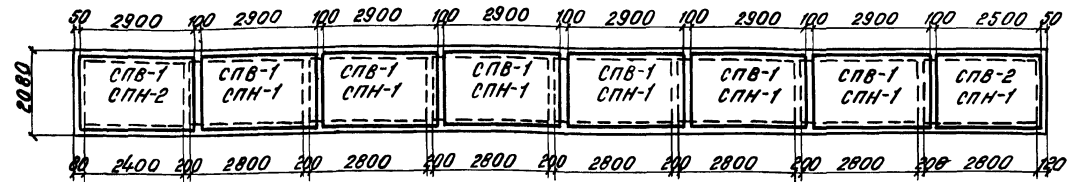


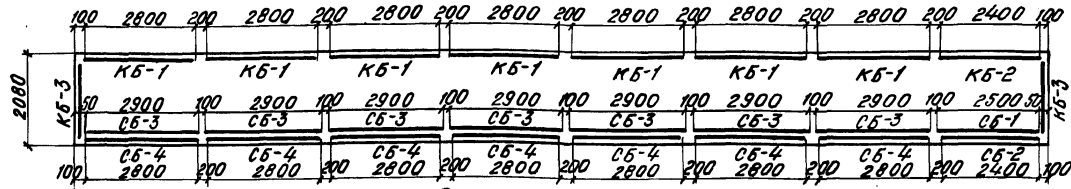
Схема расположения сеток ребра  
7-7



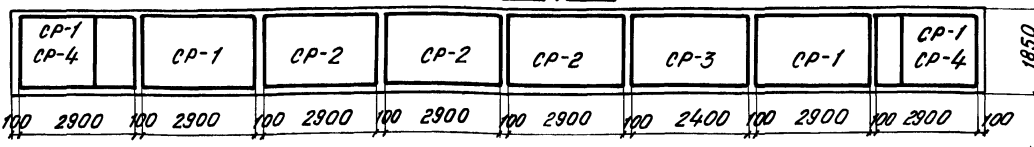
Сетки плиты



Сетки и каркасы бортиков



Сетки ребра



Каркасы и сетки нижнего пояса  
Верхние каркасы

16 N25 6 N39	БК-2	11N25 6N	БК-1	БК-1	БК-1	11N25 6N	БК-2	16 N25 6 N39				
625	2400*	2550	1800*	2850	150	2850	150	2850	1800*	2550	2400*	625

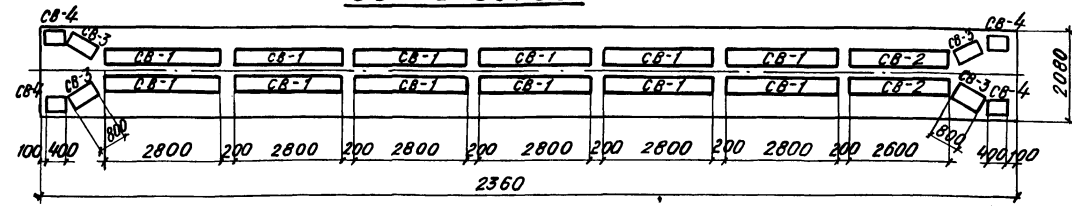
Нижние каркасы

НК-2	НК-1	НК-1	НК-1	НК-1	НК-1	НК-1	НК-1							
50	2500	150	2850	150	2850	150	2850	150	2850	150	2850	150	2850	50

Сетки пояса

СП-1	10 N28 N38	СП-1	СП-1	СП-1	СП-1	СП-2	10 N28 2 N38	СП-1				
100	2850	1650*	2850	150	2850	150	2850	150	2400	1650*	2850	100

Сетки втулов



ПРИМЕЧАНИЕ.

Для увязки см. листы 4, 7, 8.

\*) Участки, обозначенные звездочкой, армировать одиночными стержнями.

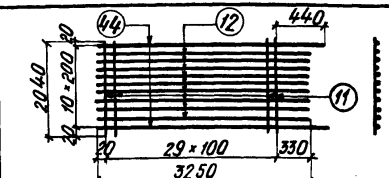
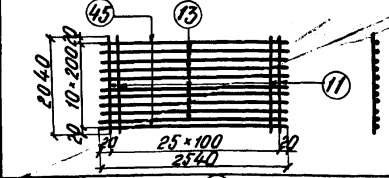
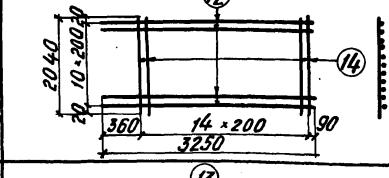
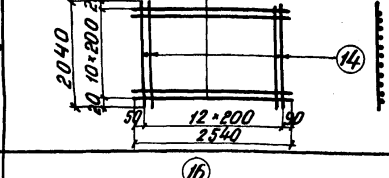
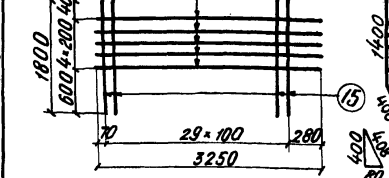
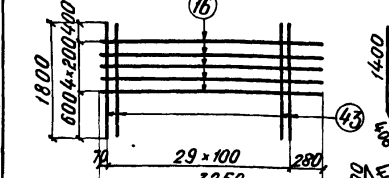
ТК	Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6м для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 23,6 м
1974г	Арматурный чертеж балки (продолжение)

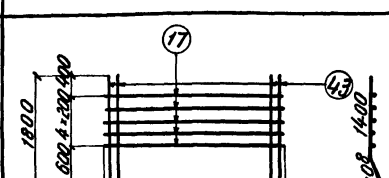
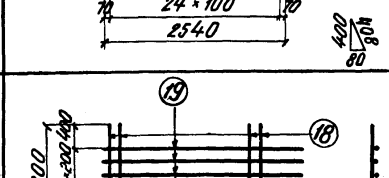
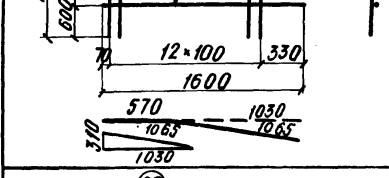
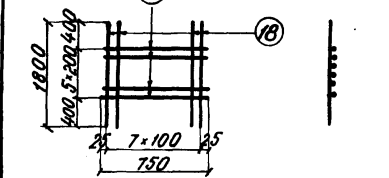
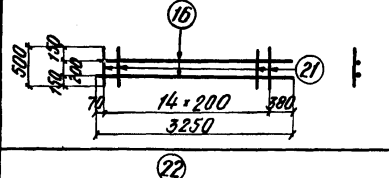
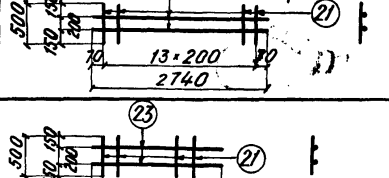
И.В.Н  
229688  
Шифр 1635

Проект откорректирован в 1974г

Исполнил: П.И.П. / Проверил: П.И.П. / Проектант: П.И.П. / Конструктор: П.И.П. / Инженер: П.И.П. / Главный инженер: П.И.П. / Руководитель: П.И.П. / Руководитель проекта: П.И.П. / Руководитель группы: П.И.П. / Руководитель участка: П.И.П. / Руководитель цеха: П.И.П. / Руководитель смены: П.И.П. / Руководитель бригады: П.И.П. / Руководитель участка: П.И.П. / Руководитель цеха: П.И.П. / Руководитель смены: П.И.П. / Руководитель бригады: П.И.П.

ЛЕНГИПРОТРАНСМОСТ  
г. Ленинград

Спецификация арматуры на элемент						Выборка арматуры на элемент			
Эскиз	Материал	Диаметр	КОЛ-ВО		ДЛИНА		Диаметр	Общая длина	Общая масса
			на элемент	шт.	мм	м			
	Вст.5сп2 ГОСТ380-71	12АII	30	210	2040	424	φ16АII	556,4	879,1
	Вст.3сп2 ГОСТ380-71	6АI	9	63	5250	204,8	φ12АII	697,3	620,0
	Вст.5сп2 ГОСТ380-71	12АII	2	14	3360	47,0	φ10АII	1073,0	665,3
	Масса сетки - 67,0 кг							φ10АI	249,7
	Вст.5сп2 ГОСТ380-71	12АII	26	26	2040	53,0	φ8АI	690,6	272,8
	Вст.3сп2 ГОСТ380-71	6АI	9	9	2540	22,9	φ6АI	1025,1	227,6
	Вст.5сп2 ГОСТ380-71	12АII	2	2	2540	5,1	Итого		2164,4
Масса сетки - 56,7 кг							класса А-II	655,2	
	Вст.3сп2 ГОСТ380-71	6АI	11	77	3250	250,3	Итого		2899,6
	Вст.3сп2 ГОСТ380-71	10АI	15	105	2040	214,2	Бетон М 400		
Масса сетки - 26,8 кг							V = 30,9 м³		
	Вст.3сп2 ГОСТ380-71	6АI	11	11	2540	27,9			
	Вст.3сп2 ГОСТ380-71	10АI	13	13	2040	26,5			
Масса сетки - 22,6 кг									
	Вст.5сп2 ГОСТ380-71	16АII	30	240	1808	434,0			
	Вст.5сп2 ГОСТ380-71	8АI	5	40	3250	130,0			
Масса сетки - 92,1 кг									
	Вст.3сп2 ГОСТ380-71	8АI	5	30	3250	97,5			
	Вст.5сп2 ГОСТ380-71	10АII	30	180	1808	325,9			
Масса сетки - 39,9 кг									

Спецификация арматуры на элемент						Выборка арматуры на элемент			
Эскиз	Материал	Диаметр	КОЛ-ВО		ДЛИНА		Диаметр	Общая длина	Общая масса
			на элемент	шт.	мм	м			
	Вст.5сп2 ГОСТ380-71	10АII	25	50	1808	90,4	Масса сетки - 32,9 кг		
	Вст.3сп2 ГОСТ380-71	8АI	5	10	2540	25,4			
	Вст.5сп2 ГОСТ380-71	16АII	13	52	1800	93,6	Масса сетки - 40,1 кг		
	Вст.3сп2 ГОСТ380-71	8АI	5	20	1635	32,7			
	Вст.5сп2 ГОСТ380-71	16АII	8	16	1800	28,8	Масса сетки - 25,6 кг		
	Вст.3сп2 ГОСТ380-71	10АI	6	12	750	9,0			
	Вст.3сп2 ГОСТ380-71	8АI	2	24	3250	78,0	Масса сетки - 5,6 кг		
	Вст.3сп2 ГОСТ380-71	8АI	15	180	500	90,0			
	Вст.3сп2 ГОСТ380-71	8АI	14	28	500	14,0	Масса сетки - 4,9 кг		
	Вст.3сп2 ГОСТ380-71	8АI	2	4	2740	11,0			
	Вст.3сп2 ГОСТ380-71	8АI	5	20	500	10,0	Масса сетки - 2,0 кг		
	Вст.3сп2 ГОСТ380-71	8АI	2	8	1250	10,0			

Примечание.  
Для увязки см. листы 6,8.

ТК Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6 м для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 23,6 м

1974г. Арматурный чертеж балки. Спецификация.

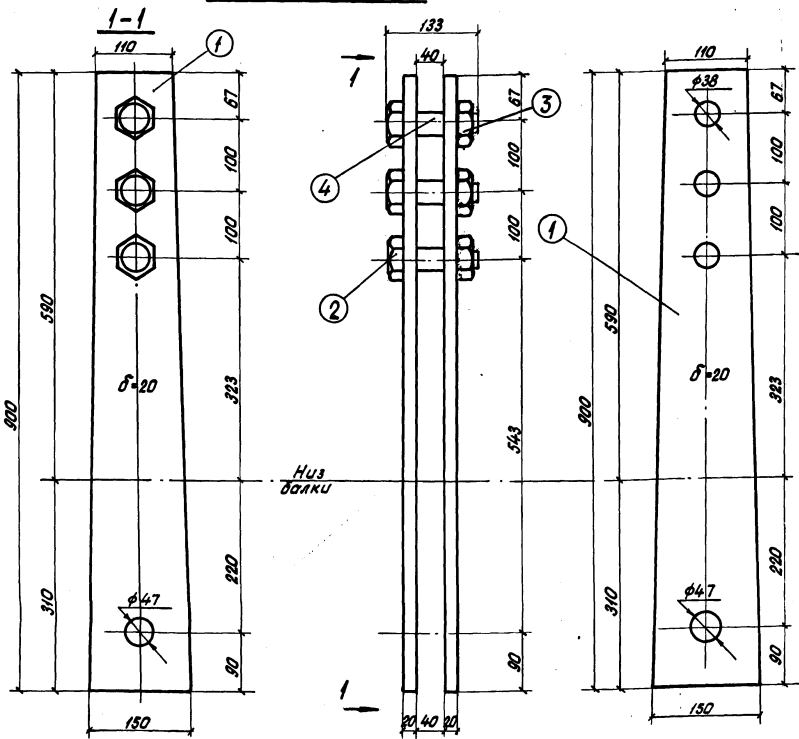
556/14 -10

Выпуск 4 Лист 7

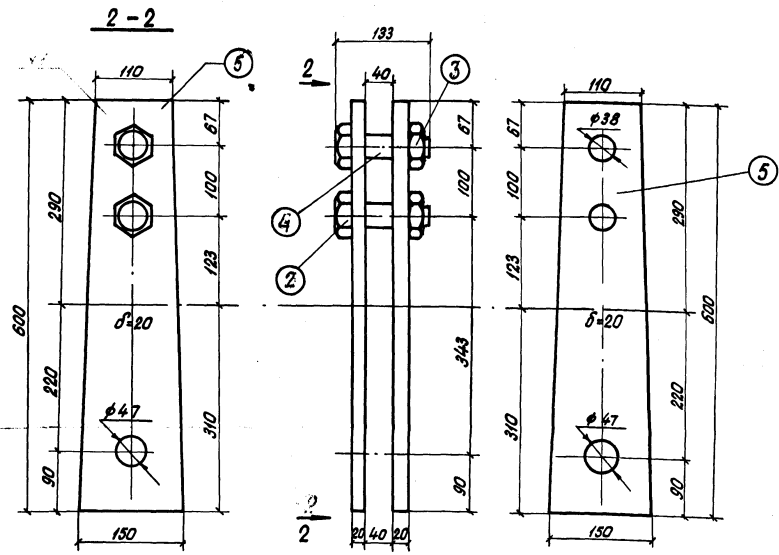


Оттяжка „А“

М 1:5



Оттяжка „Б“



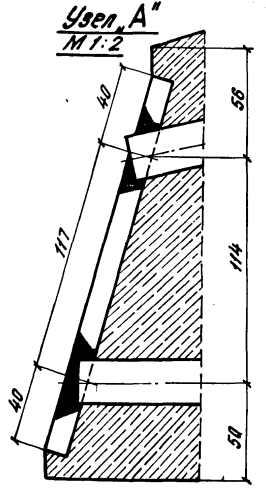
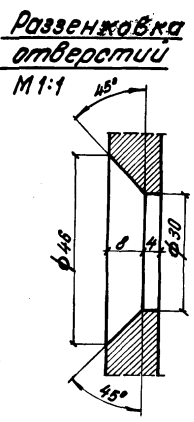
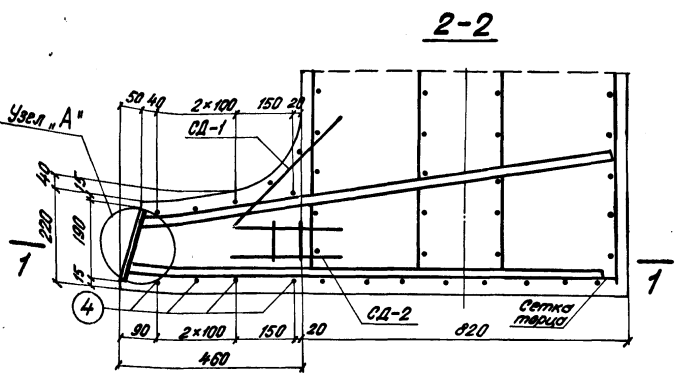
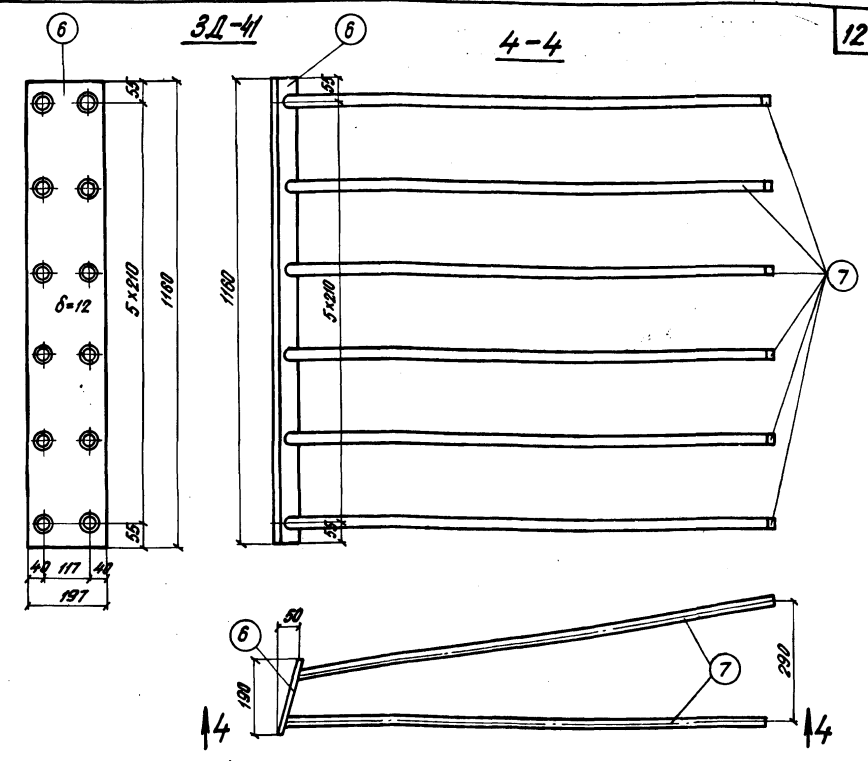
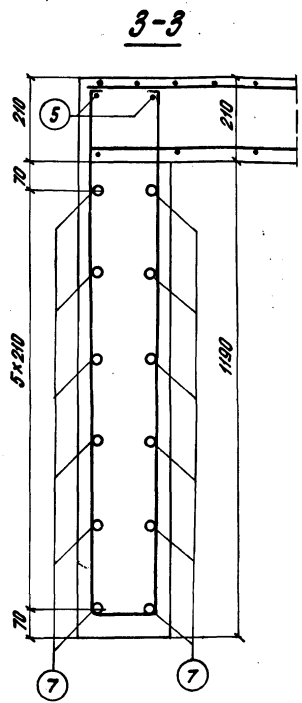
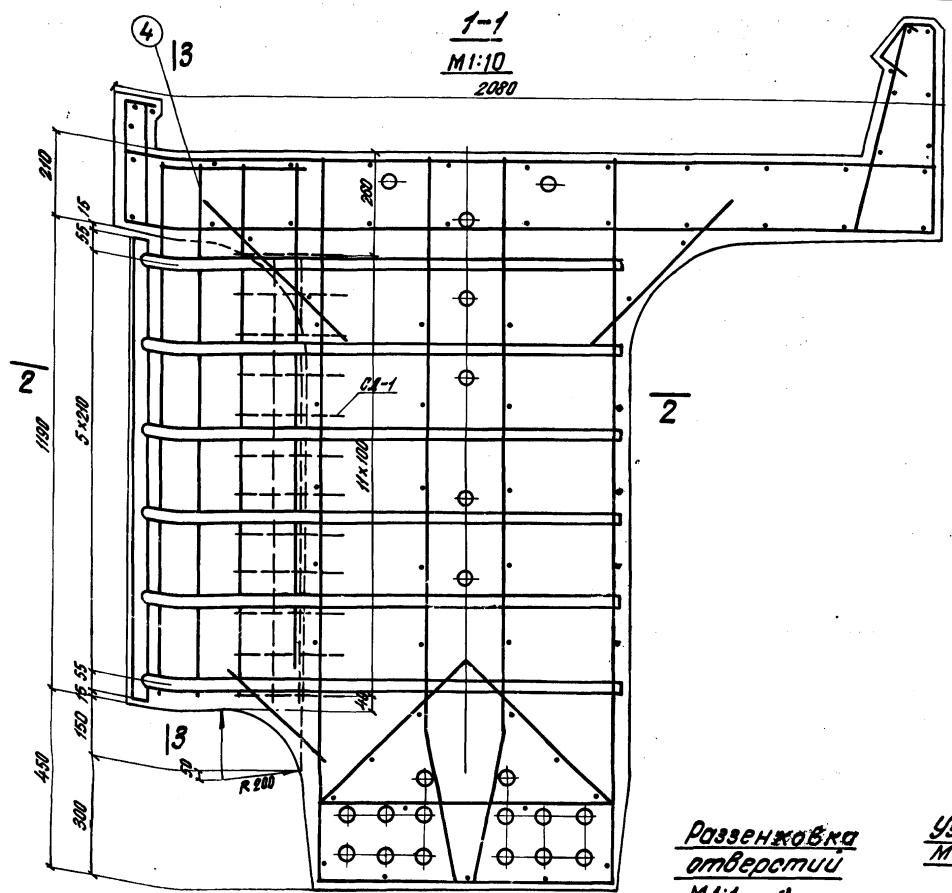
Спецификация металла оттяжки „А“

№ поз.	Наименование частей.	Материал	Размеры одной части мм		Количество шт.	Объем металла м³	Масса, кг		
			Ширина	Длина или площадь F в см²			шт.	Общая	
1	Плоская ГОСТ 5681-57	ВСтЗсп4 ГОСТ 380-71	20	11,7	2	23,4	18,36	36,72	
2	Болт М36=110 ГОСТ 7798-70	ВСтЗсп4	М 36	110	3	—	1,27	3,81	
3	Гайка М36 ГОСТ 5915-70	ВСтЗсп4 ГОСТ 380-71	28	—	3	—	0,38	1,14	
4	Гайка d₁=45; d₂=35 ГОСТ 8732-70	—	—	30	3	—	0,11	0,33	
Итого								42,0	
Итого на пролетное строение (4 оттяжки)								168,0	

Спецификация металла оттяжки „Б“

№ поз.	Наименование частей	Материал	Размеры одной части, мм		Количество шт.	Объем металла м³	Масса, кг		
			Ширина	Длина или площадь F в см²			шт.	Общая	
5	Плоская ГОСТ 5681-57	ВСтЗсп4 ГОСТ 380-71	20	7,8	2	15,6	12,25	24,5	
2	Болт М36=100 ГОСТ 7798-70	ВСтЗсп4	М 36	110	2	—	1,27	2,54	
3	Гайка М36 ГОСТ 5915-70	ВСтЗсп4 ГОСТ 380-71	28	—	2	—	0,38	0,76	
4	Гайка d₁=45; d₂=35 ГОСТ 8732-70	—	—	30	2	0,06	0,11	0,22	
Итого								28,02	
Всего на пролетное строение (4 оттяжки)								112,1	

Т.К. Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6м для железнодорожных мостов. Пролетные строения длиной 23,6м  
1974г. Детали оттяжки.



№ поз.	Материал	Диаметр	Количество	Длина		Выборка арматуры		
				шт	м	Диаметр	Общая масса	
1	ВСт 5сп2	φ10АІ	2	400	0,80	φ10АІ	19,62	12,1
2	ГОСТ 380-71	φ10АІ	2	1140	2,28	φ8АІ	0,80	0,3
Масса сетки - 4,4 кг							Всего	12,1
1	ВСт 5сп2	φ10АІ	2	400	0,80	φ10АІ	19,62	12,1
3	380-71	φ10АІ	2	110	0,22	φ8АІ	0,80	0,3
Масса сетки - 0,6 кг							Всего	12,4
4	ВСт 5сп2	φ10АІ	4	2880	11,52	φ10АІ	19,62	12,1
5	ВСт 5сп2	φ8АІ	2	400	0,80	φ8АІ	0,80	0,3
Итого на пролетное строение (4 полудиафрагмы)							Всего	48,4

№ поз.	Наименование частей	Материал	Размеры одной части, мм			Количество	Общая длина	Масса, кг		
			Толщина	Ширина	Длина			шт	Общая	
6	Литка ГОСТ 5681-57	М16С	12	197	1160	1	1,16	21,5	21,5	
7	Стержень φ22 АІ	ВСт 5сп2	—	—	1210	12	14,52	3,6	43,3	
Итого на 3Д-41							—	—	—	—
Итого на пролетное строение (4 полудиафрагмы)							—	—	—	259,2

Примечание.  
Сварку производить электродами типа Э42А по ГОСТ 9487-60.

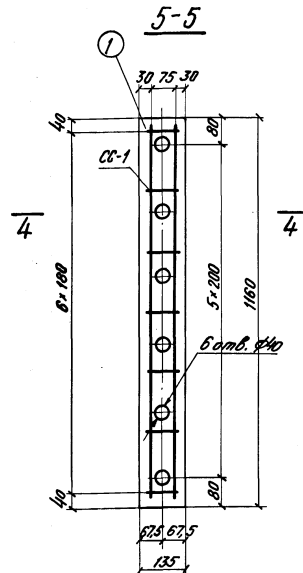
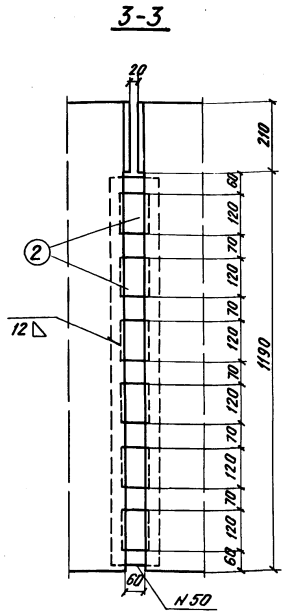
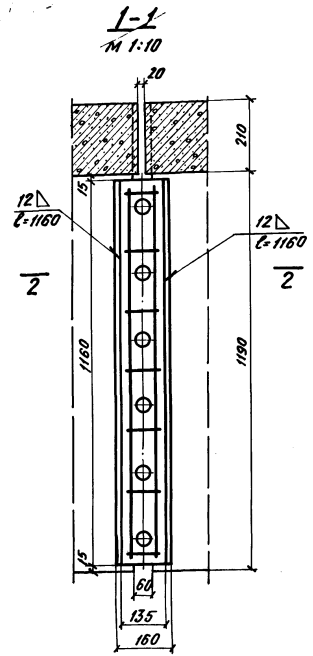
ТК Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6 м для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 23,6 м.  
1974г Торцевая диафрагма. Арматурный чертеж.

№ 220672  
Шпрот  
1835

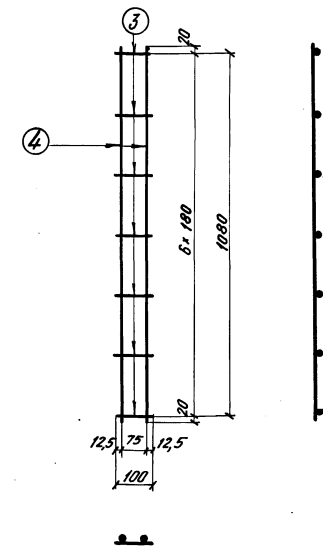
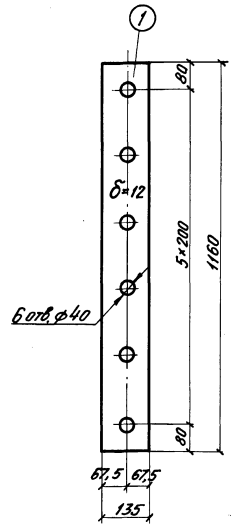
Проект откорректирован в 1974 г.

Исполнитель: *Л. С. Шпрот*  
Проверил: *Л. С. Шпрот*  
Утвердил: *Л. С. Шпрот*

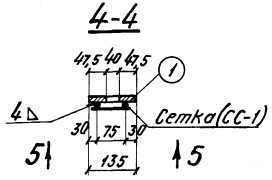
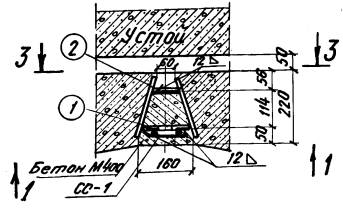
ЛЕНИНГРАД  
г. Ленинград



Сетка СС-1



2-2



Спецификация металла  
монтажного стьика диафрагмы

№ поз	Наименование частей	Материал	Размеры одной части, мм			Количество шт.		Масса, кг	
			Высота	Ширина	Длина	Общая	Общая	1шт	Общая
1	Планка Гост 5681-57*	Сталь М10С Гост 683-8	12	135	1160	1	1,16	14,7	14,7
2	Планка Гост 5681-57*	Сталь М10С Гост 683-8	12	75	120	6	0,72	0,85	5,1
3	Сетка СС-1	ВЛ-3ст2 Гост 380-71	φ6	—	100	7	0,7	0,02	0,2
4	1 шт.	ВЛ-3ст2 Гост 380-71	φ6	—	1120	2	2,24	0,25	0,5
Итого:									20,5

Показатели на одно прелетное строение

Наименование элемента	Марка бетона	Объем бетона м <sup>3</sup>	Масса арматуры кг	Масса металла кг
Прелетное строение (2 стьика)	М400	0,06	Класса А-I 1,4	Планки М10С 39,6

Примечания:

1. Сетка СС-1 (поз.3,4) приваривается к планке (поз1) прерывистым швом высотой катета 4мм, длиной шва 50мм, шагом 150мм.
2. Сварку производить электродами Э42А по ГОСТ 9467-60
3. Для увязки см. лист 10.

ТК Сборные прелетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6м для железнодорожных мостов. Прелетное строение длиной 23,6м  
1974 г. Торцевая диафрагма. Монтажный стьик.

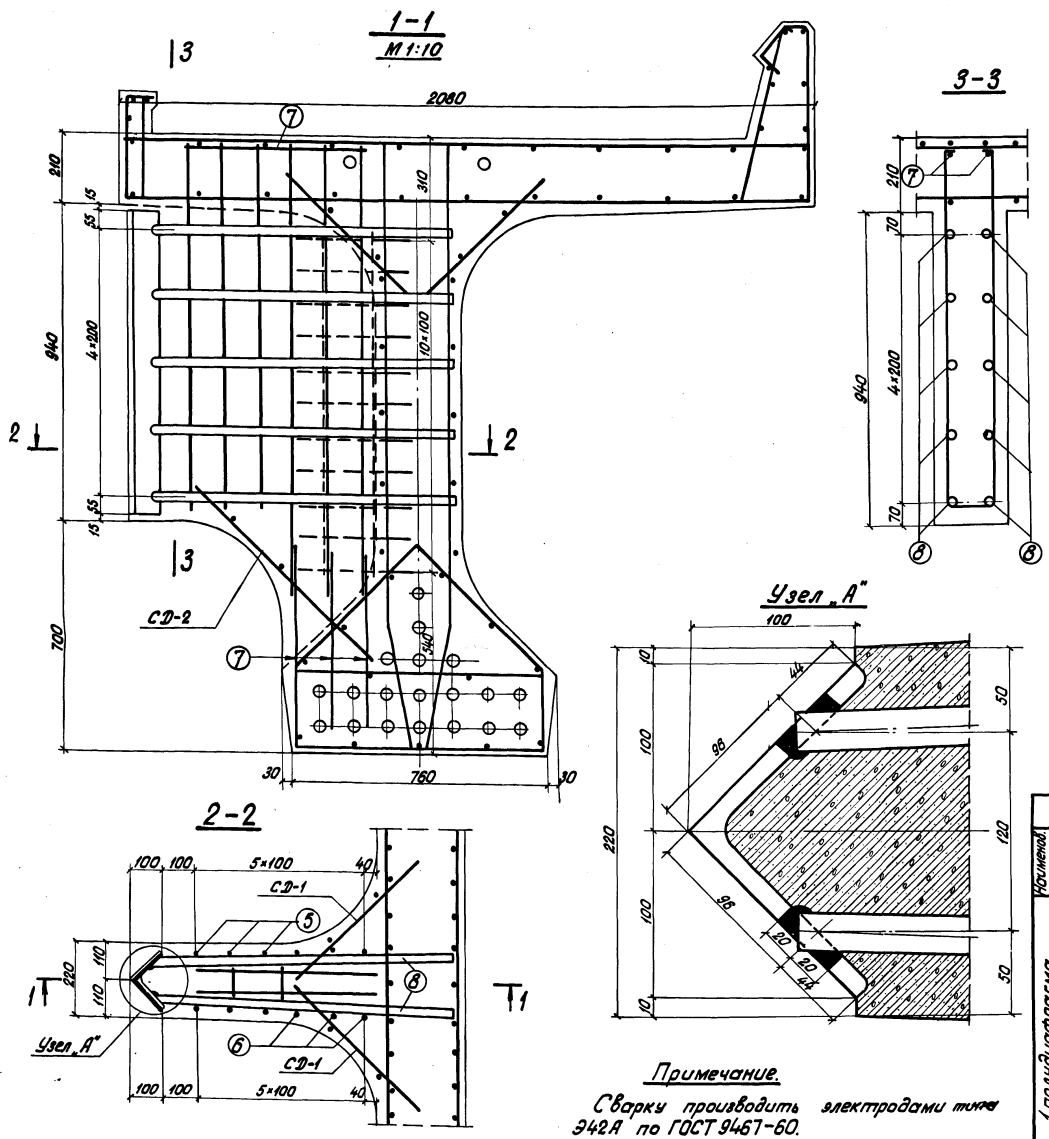
556/14-14  
Всего листов 4 11

Ц.А.Б.Н.  
222.673  
Шифр 1633

Проект откорректирован в 1974г.  
Автор проекта: Шумилин В.А.  
Проектировщик: Шумилин В.А.  
Структурный инженер: Шумилин В.А.  
Инженер-проектировщик: Шумилин В.А.  
Архитектор: Шумилин В.А.  
Инженер-конструктор: Шумилин В.А.

Исполнитель:  
Л.И. Шумилин  
Л.И. Шумилин  
Л.И. Шумилин  
Л.И. Шумилин  
Л.И. Шумилин

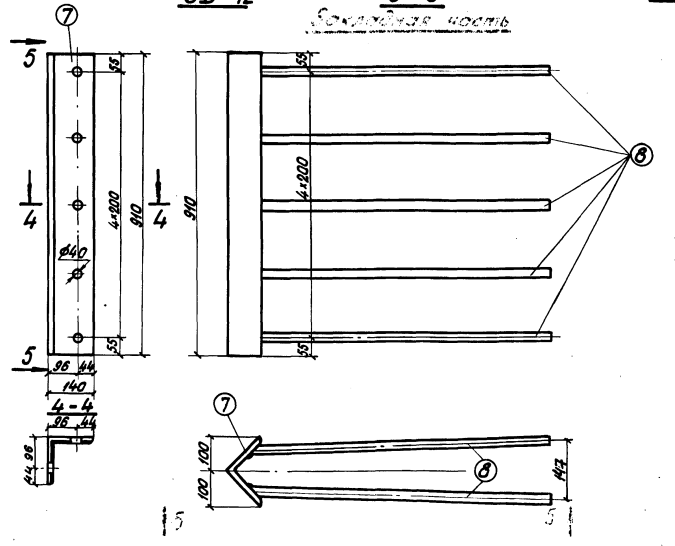
Ленинград  
г. Ленинград



**Примечание.**  
Сварку производить электродами типа 342А по ГОСТ 9467-60.

3D-42

5-5



Спецификация металла закладной детали 3D-42 (на 1 полудиафрагму)

№ п/п	Наименование частей	Материал	Размеры одной части, мм			Кол. шт	Общая длина м	Масса, кг
			Высота	Ширина	Длина			
7	Уголок ГОСТ8509-72	М 16,5 ВСт3пс-2	L 140x12	910	1	0,9	25,5	23,2
8	Стержень $\phi 22$ AII	М 16,5 ВСт3пс-2	—	910	10	9,1	2,98	27,1
Итого на 3D-42								50,3
Итого на пролетное строение (4 полудиафрагмы)								201,2

Спецификация арматуры на элемент

№ п/п	Эскиз	Материал	Диаметр мм	Кол. шт		Длина мм	Общая длина м	Выборка арматуры на элемент				
				по маркам	по диаметрам			Диаметр мм	Общая длина м	Общая масса кг		
СД-1		1	ВСт3пс-2	10AII	11	22	500	11,0	10AII	37,0	22,9	
		2	ГОСТ3807-71	10AII	2	4	1040	4,2	Всего		22,9	
Масса сетки - 4,7 кг									Всего на пролетное строение (4 полудиаф.)			91,6
СД-2		3	ВСт3пс-2	10AII	2	2	110	0,22				
		4	ГОСТ3807-71	10AII	2	2	750	1,5				
Масса сетки - 1,1 кг												
Отдельные стержни		5	ВСт3пс-2	10AII	3	3	2370	7,11				
		6	ГОСТ3807-71	10AII	3	3	2880	8,65				
		7		10AII	8	8	540	4,32				

ТК Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6м для железнобетонных мостов. Пролетное строение длиной 23,6м

1974г. Промежуточная диафрагма. Арматурный чертеж.

556/14-15

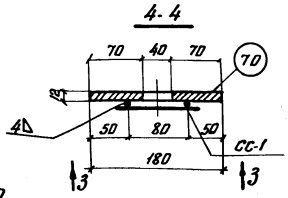
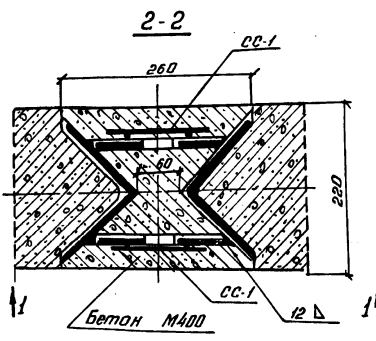
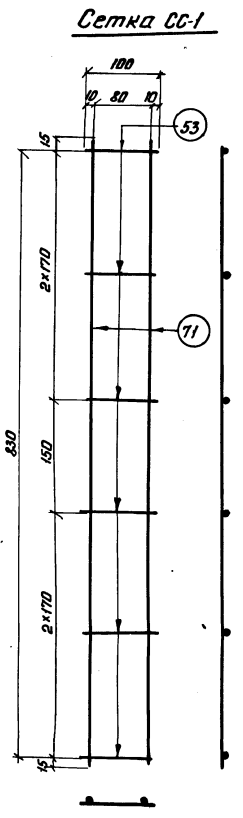
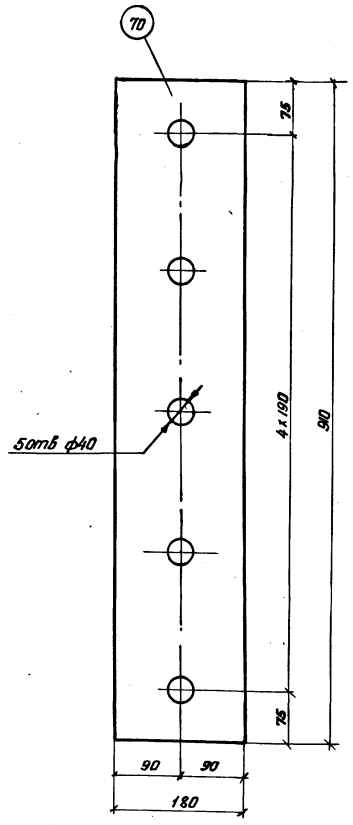
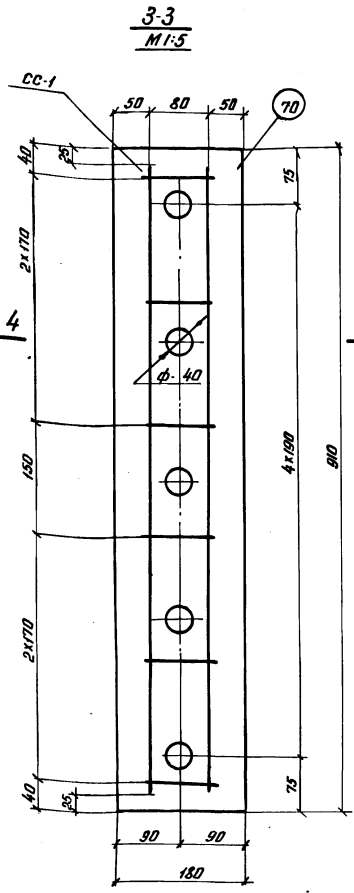
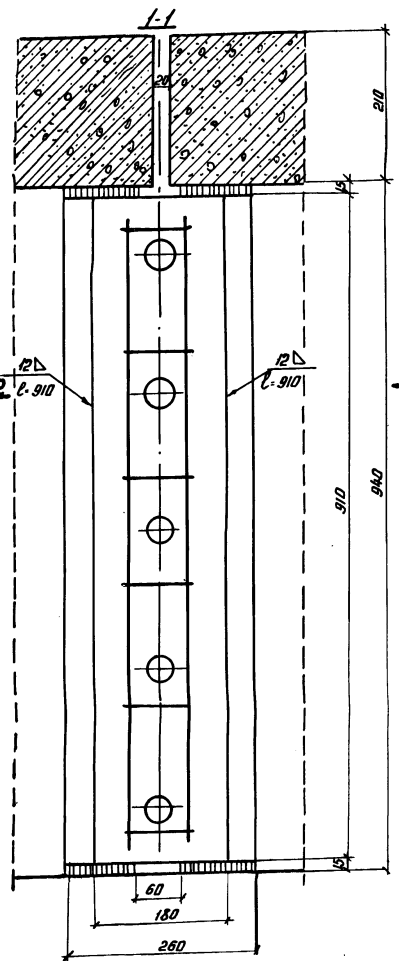
Вып. Лист  
4 12

Инв. № 229 674  
Шифр 1635

Проект авторегистрации от 1974 г.  
Архитектор: Артемьев, Прохорова  
Инженеры: Аксенова, Иванова, Сидорова, Степанова

Архитектор: Артемьев  
Инженеры: Аксенова, Иванова, Сидорова, Степанова

ЛЕНГИПРОТРАНСПОТ  
г. ЛЕНИНГРАД



- Примечания.**
- Сварку производить электродами Э42А по ГОСТ 9467-60.
  - Сетка СС-1 (поз 53 и 71), приваривается к планке (поз 70) прерывистым швом высотой катета 4 мм, длиной шва 50 мм, шагом 150 мм.
  - Для узязки см. лист 12.

Показатели на одно пролетное строение.

Наименование элемента	Марка бетона	Объем бетона м <sup>3</sup>	Масса арматуры кг	Масса металла кг
Пролетное строение (2 стыка)	М-400	0,08	Класса АІ 2,0	Планки М16С 61,8

Спецификация металла монтажного стыка диафрагмы.

№ поз.	Наименование частей.	Материал	Размеры одной части мм.			Количество шт.	Объем или площадь м <sup>3</sup> м <sup>2</sup>	Масса, кг.	
			Толщина	Ширина	Длина			шт.	Общая
70	Планка ГОСТ 5681-57*	М16С ГОСТ 6719-53	12	180	910	2	1,82	15,5	30,9
71	Сетка СС-1	ВСЭсп2 ГОСТ 301-71	φ6	—	860	4	3,44	0,2	0,8
53	2 шт.		φ6	—	100	12	1,2	0,25	0,3
Итого									32,0

ТК Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6 м для железнодорожных мостов. Пролетные строения длиной 23,6 м.  
1974 г. Промежуточная диафрагма. Монтажный стык.

556/14-16

Выпуск 4 Лист 13



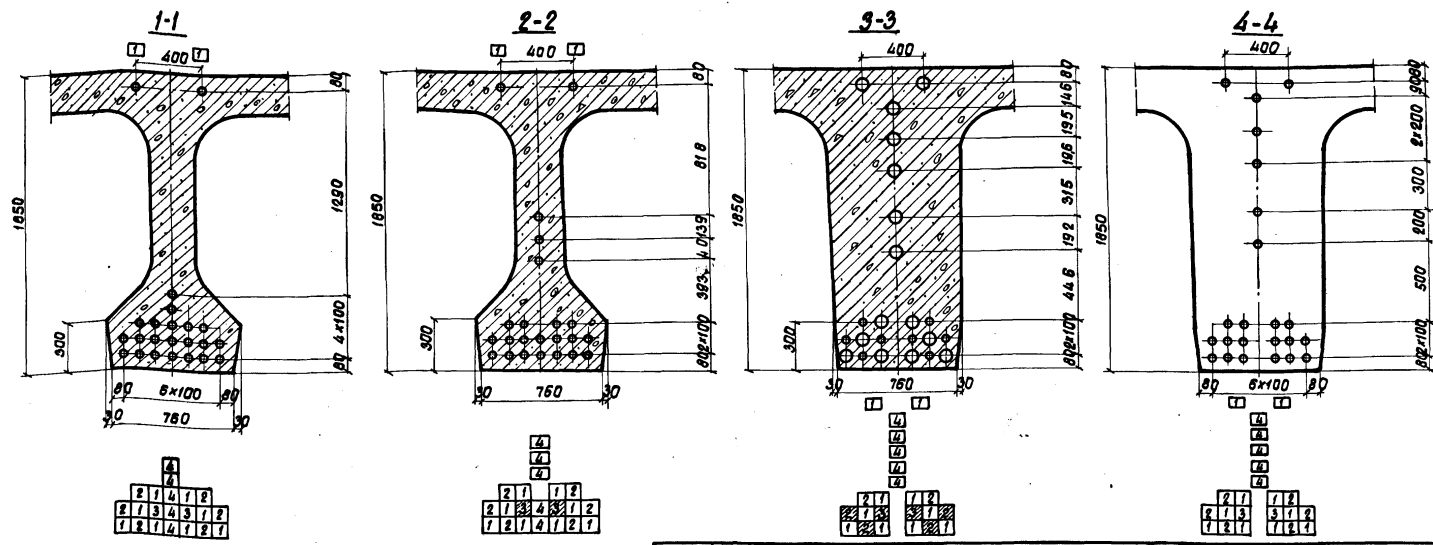
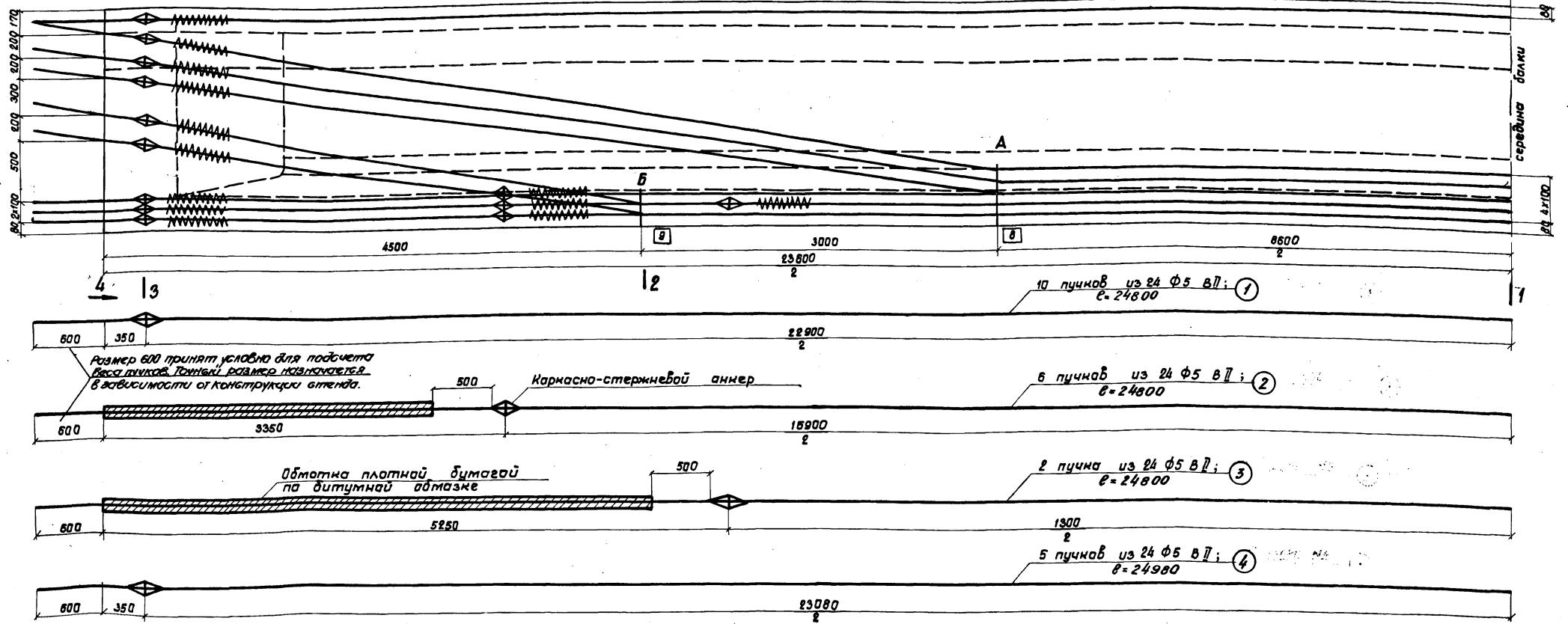
1.И.Б.Н  
229675  
Шифр 1635

Проект откорректирован в 1974г

Архитектор  
П.И. Голыгин  
Инженер-проектировщик  
Л.И. Селезнев  
Инженер-проектировщик  
В.С. Корзин  
Инженер-проектировщик  
С.И. Сидельцев

Ленинград  
г. Ленинград

Расположение напрягаемой арматуры  
| 2 (внутренняя балка)



Спецификация стальной проволоки  $R_n=17000 \text{ кг/см}^2$  для арматурных пучков

№ пучков	Диаметр провол. мм	Кол-во провол. в пучке шт.	Кол-во пучков в балке шт.	Длина пучка м	Вес п.м. одной провол. кг	Вес провол. в одном пучке кг	Общий вес кг на одну балку на прол. строив.
1, 2, 3	5	24	18	24,80	0,154	91,7	1651
4	5	24	5	24,98	0,154	92,1	461
<b>Итого</b>							2112

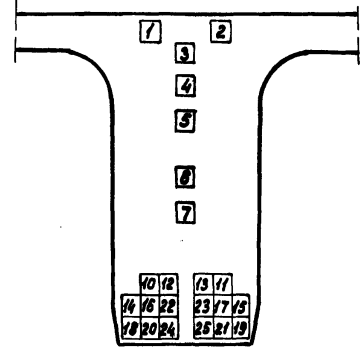
Примечание.

1. Для узвязки см. лист 15.

ТК Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6 м для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 29,6 м.  
1974г. Пролетное строение для мостов на кривых участках пути  $R=600 \text{ м}$   
Арматурный чертеж балки

556/14-17

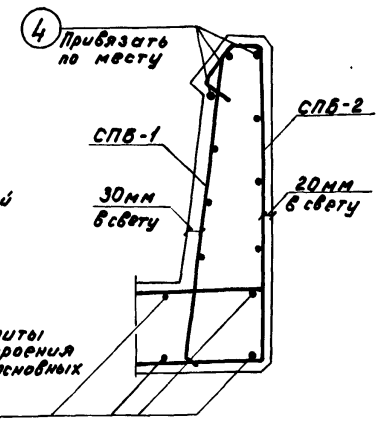
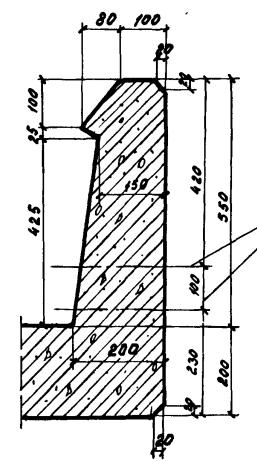
**Порядок передачи усилия предварительного напряжения на балку.**



№ п/п	Наименование	Порядковые № п/п передачи усилия	
1	Отпуск натяжения верхних пучков	1-2	
2	Отпуск натяжения (на торцах) полигональных пучков	3-7	
3	Отпуск натяжения оттяжек полигональных пучков	A	8-8'
		Б	9-9'
4	Отпуск натяжения нижних прямолинейных пучков	10-25	

**Повышенный бортик (наружная балка) М1-10 Армирование.**

*Опалубочный чертёж.*



Арматура плиты пролетного строения приведена на основных арматурных чертежах

**Контролируемые монтажные напряжения в пучках и усилия в домкратах.**

Наименование и № пучков	Кол-во проволочек в пучке шт	Кол-во пучков в блоке шт	Площадь сечения пучков F <sub>п</sub> см <sup>2</sup>	Контролируемые напряжения в арматурных пучках кг/см <sup>2</sup>	Монтажные усилия в домкратах (т)		Удлинение пучка ΔL = $\frac{\sigma \cdot L}{E \cdot A}$ см	Усилия в оттяжках (т)	
					При одновременном натяжении всех пучков	При натяжении одного пучка		А	Б
Верхние прямолинейные пучки №1	24	2	9,4	7000	—	32,9	9,7	—	—
Полигональные пучки №	24	5	23,5	10500	—	49,5	14,5	21,9	14,1
Нижние прямолинейные пучки	24	16	75,2	10200	76,70	48,0	14,1	—	—

\* Изготовление блоков предусмотрено в формах и кассетах, подвергающихся нагреву вместе с блоком (не учтены потери от температурного перепада). Потери от обжатия упорных устройств следует учитывать применительно к конструкции стенда.

**Контролируемые монтажные напряжения в пучках и усилия в домкратах.**

Наименование пучков	Количество проволочек в нижних и верхних пучках	Количество пучков в блоке шт	Площадь сечения пучков F <sub>п</sub> см <sup>2</sup>	Контролируемые напряжения в арматурных пучках	Монтажные усилия в домкратах т		Удлинение пучка ΔL = $\frac{\sigma \cdot L}{E \cdot A}$ см	Усилия в оттяжках, т	
					При одновременном натяжении всех пучков	При натяжении одного пучка		А	Б
Верхние прямолинейные пучки	1	26	2	10,2	7100	72,5	36,2	9,8	—
Полигональные пучки	4	26	5	25,5	10250	262,0	52,4	23,8	15,3
Нижние прямолинейные пучки.	123	26	16	81,6	10100	820,0	51,3	13,9	—

\* \*) В таблице монтажных усилий в пучках приведены контролируемые напряжения в пучках при изготовлении блоков в стационарных стендах (с учетом потерь от температурного перепада).

**Примечания:**

- На листе приведен арматурный чертёж внутренней балки пролетного строения для мостов, расположенных на кривых участках пути радиусами 600-1200 м, а радиусами более 1200 м для стальной арматуры; чертёж приведен на листах 4 и 5.
- Марка бетона - 400.

**Спецификация арматуры на 1м повышенного бортика**

Наимен. арматуры	Марка арм. и л. л.	Эскиз	№ поз	Материал	Количество		Длина		Выборка арматуры на элемент				
					на сетку шт	на элем. шт	шт	общая м	диаметр мм	общая длина м	общая масса кг		
					Диаметр мм	на сетку шт	на элем. шт	шт	общая м	мм	м	кг	
СПБ-1	шт		1	ВЛ-3 сн 2 ГОСТ 380-71	8A I	3	3	1000	3,0	φ12A II	3,0	2,7	
			2	ВЛ-5 сн 2 ГОСТ 380-71	10A II	10	10	785	7,9	φ10A II	7,9	4,9	
Масса сетки - 6,1 кг										Итого	φ8A I	10,4	4,1
Класс А-2 7,8													
СПБ-2	шт		1	ВЛ-3 сн 2	8A I	3	3	1000	3,0	φ8A I	10,4	4,1	
			3	ВЛ-3 сн 2	8A I	5	5	880	4,4				
Масса сетки - 2,9 кг										Итого	φ8A I	11,7	4,1
Класс А-2 7,8													
Отдельные стержни	4	ВЛ-5 сн 2 ГОСТ 380-71	12A II	3	3	1000	3,0						

\* \*) Длина сеток СПБ-1 и СПБ-2 назначается по месту в зависимости от радиуса кривой (см листы 35-37. Общей части, выпуск).

3. Натяжение арматурных пучков производится на упоры стенда. Отпуск натяжения арматурных пучков производится при достижении бетоном прочностью не менее 360 кг/см<sup>2</sup>.

4. Армирование балки ненатягаемой арматурой, армирование диафрагм см. на листах 6, 7, 8, 10, 12.

5. Закладные части (трубки для болтов крепления тротуарных консолей, опорные листы и др.) приведены в Общей части.

6. Для увязки см. лист 14, выпуск 4 и листы 34-37 Общей части.

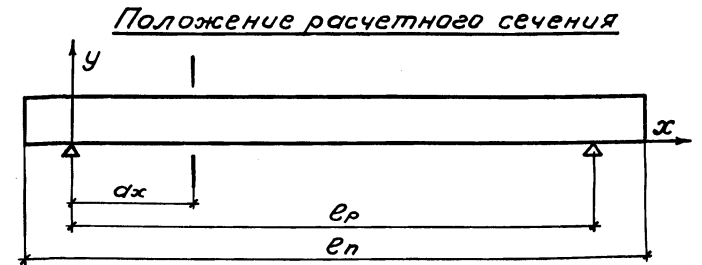
Инв. № 229 676 Шифр 1835  
 Проект, отрецензирован в 1974г.  
 Л. П. Л. П. Л. П. Л. П. Л. П. Л. П. Л. П.  
 Автор: Л. П. Л. П. Л. П. Л. П. Л. П. Л. П. Л. П. Л. П.  
 Проверил: Л. П. Л. П. Л. П. Л. П. Л. П. Л. П. Л. П. Л. П.  
 Утвердил: Л. П. Л. П. Л. П. Л. П. Л. П. Л. П. Л. П. Л. П.  
 Ленинград г. Ленинград

Проект откорректирован в 1974 г. Ленинградский институт проектирования железных дорог и метрополитана. Проект № 1635. Автор: Л. П. Сидорова, Л. П. Степанова, Л. П. Шпр 1635. Проверка: Л. П. Сидорова, Л. П. Степанова. Испытания: Л. П. Сидорова, Л. П. Степанова. Станция: Ленинград.

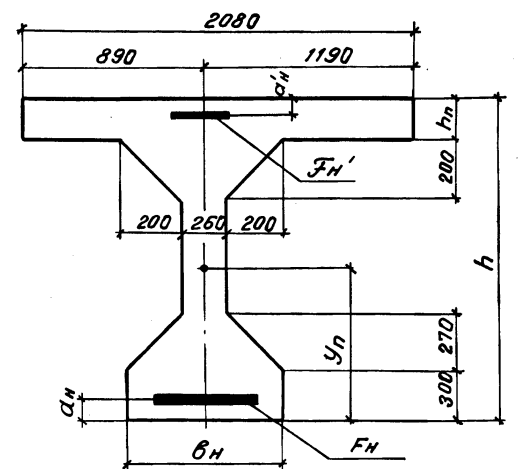
№ п/п	Наименование	Формулы и обозначения	Изм.	E <sub>p</sub> = 23,6 м		
				E <sub>p</sub> = 23,6 м	E <sub>p</sub> = 22,9 м	
<b>I. Характеристика материалов</b>						
1	Марка бетона	M	кг/см <sup>3</sup>	400		
2	Сжатие осевое	R <sub>пр</sub>	"	165		
3	Сжатие при изгибе	R <sub>и</sub>	"	205		
4	Скалывание при изгибе	R <sub>ск</sub>	"	53		
5	Сжатие осевое навалыш	R <sub>пр</sub> <sup>7</sup>	"	190		
6	Сжатие при изгибе навалыш	R <sub>и</sub> <sup>7</sup>	"	235		
7	Главные сжимающие напряжения	R <sub>гсп</sub>	"	140		
8	Главные растягивающие напряжения	R <sub>гсп</sub>	"	24		
9	Растяжение	R <sub>рп</sub>	"	16		
10	Сжатие осевое	R <sub>пр</sub> <sup>1</sup>	"	130		
11	Сжатие при изгибе	R <sub>и</sub> <sup>1</sup>	"	160		
12	Растяжение	R <sub>р</sub> <sup>1</sup>	"	12,5		
13	Модуль упругости	E <sub>б</sub>	"	350000		
14	Напрягаемая арматура классов	Прутки из 24 проволоки φ 5 мм				
15	Нормативное сопротивление	R <sub>н</sub> <sup>H</sup>	"	17000		
16	Растяжение в стадии эксплуатации	Растяжение в стадии эксплуатации	R <sub>нз</sub>	9800		
17		Сжатие в стадии эксплуатации	R <sub>нс</sub>	3600		
18		Растяжение при создании первоначальных напряжений	R <sub>н</sub>	11000		
19		ρ ≥ 0,85	R <sub>н</sub> <sup>1</sup>	9800		
20	Модуль упругости пучков	E <sub>п</sub>	"	1800000		
21	Отношение модулей упругости арматуры и бетона	n	-	5,3		
22	Расчетные сопротивления класса А-II	R <sub>с</sub>	кг/см <sup>2</sup>	2400		
23	на прочность класса А-I	R <sub>с</sub>	"	1900		
<b>II. Нагрузки и усилия</b>						
24	Положение расчетного сечения от опоры	α <sub>ж</sub>	м	I-II 11,7	II-II 4,90	III-III 7,15
25	Собственный вес балки	q <sub>1</sub>	т/м	3,6		
26	Вес балласта с частями пути	q <sub>2</sub>	"	2,0		
27	Для изгибающего момента при расчете на прочность и выносливость	P <sub>1</sub>	"	8,89		
28	Для изгибающего момента при расчете на главные растягивающие напряжения	P <sub>2</sub>	"	10,598	9,485	9,02
29	для собственного веса балки	P <sub>св</sub>	-	1,1		
30	для веса балласта с частями пути	P <sub>б</sub>	-	1,3		
31	для сил предварительного напряжен.	P <sub>пр</sub>	-	1,1 (0,9)		
32	для временной нагрузки	P <sub>вр</sub>	-	1,231		

№ п/п	Наименование	Формулы и обозначения	Изм.	E <sub>p</sub> = 23,6 м			
				E <sub>p</sub> = 23,6 м	E <sub>p</sub> = 22,9 м		
33	Динамический коэффициент	1 + μ = 1 + $\frac{10}{20 + X}$	-	1,233			
34	Коэффициент для временной нагрузки при расчете на выносливость	ε	-	0,85			
35	Для изгибающего момента при расчете на прочность, выносливость и трещиностойкость и на главные напряжения от постоянной нагрузки	ω <sub>м</sub>	м <sup>2</sup>	65,6	44,0	12,5	
36		ω <sub>вр</sub> <sup>еп</sup>	"	32,8	34,6	11,8	
37		ω <sub>п</sub> <sup>а</sup>	м	6,56	10,3		
38	Для перегибающих сил от временной нагрузки при расчете на главные напряжения	ω <sub>вр</sub> <sup>а</sup>	"	2,87	7,10	10,8	
39		от собственного веса балки	M <sub>св</sub> <sup>H</sup>	тм	23,6	158,5	4,5
40		от веса балласта с частями пути	M <sub>б</sub> <sup>H</sup>	"	131,2	88,0	25
41	от временной нагрузки для расчета на трещиностойк.	M <sub>вр</sub> <sup>H</sup>	"	584	391	111	
42	при расчете на прочность	от собственного веса балки	M <sub>св</sub>	тм	260	174	49,5
43		от веса балласта с частями пути	M <sub>б</sub>	"	171	114,5	32,5
44		от временной нагрузки	M <sub>вр</sub>	"	888	595	169
45	при расчете на выносливость	от временной нагрузки при расчете на выносливость	M <sub>вр</sub> <sup>гпс</sup>	"	530	498	162
46		от временной нагрузки при расчете на выносливость	M <sub>вр</sub> <sup>в</sup>	"	612	411	116,6
47		от собственного веса балки и балласта с частями пути	Q <sub>п</sub> <sup>H</sup>	т	36,8	57,7	
48	от временной нагрузки	Q <sub>вр</sub> <sup>H</sup>	"	30,4	67,2	97,4	
49	расчетные при расчете на прочность	от собственного веса и веса балласта с частями пути	-Q <sub>п</sub>	т	43,1	67,5	
50		от временной нагрузки	Q <sub>вр</sub>	"	462	102,5	148
51	Опорная реакция	A	т	252,2			
<b>III. Геометрические характеристики</b>							
52	Высота балки	h	см	185			
53	Толщина стенки	б <sub>ст</sub>	"	26			
54	Ширина плиты	б <sub>п</sub>	"	208			
55	Средняя толщина плиты	h <sub>п</sub>	"	21,5			
56	Ширина нижнего пояса	б <sub>н</sub>	"	80			
57	Положение центра тяжести нижней напряженной арматуры	α <sub>н</sub>	"	18,5	24,4	46,8	
58	Рабочая высота сечения	h <sub>о</sub>	"	166,5	160,6	138,2	
59	Диаметр и количество проволочек в пучке	—	шт фмм	24 φ 5 В II			
60	Количество пучков	n/n <sub>но</sub>	шт	14/5	12/5	8/5	
61	Площадь сечения пучков	F <sub>п</sub> /F <sub>но</sub>	см <sup>2</sup>	638/235	564/235	378/235	
62	Диаметр и количество проволочек в пучке	—	шт фмм	24 φ 5 В II			
63	Количество пучков	n'	шт	2			
64	Площадь сечения пучков	F <sub>п</sub> <sup>1</sup>	см <sup>2</sup>	9,4			

№ п/п	Наименование	Формулы и обозначения	Изм.	E <sub>p</sub> = 23,6 м			
				E <sub>p</sub> = 23,6 м	E <sub>p</sub> = 22,9 м		
65	Средний угол наклона пучка	α <sub>ср</sub>	град	—	8°28'	8°16'	
66	Площадь сечения	F <sub>п</sub>	см <sup>2</sup>	11800	11764	11680	
67	Статический момент сечения	S <sub>п</sub>	см <sup>3</sup>	1221000	1242100	1246000	
68	Положение нейтральной оси	У <sub>п</sub>	см	103,5	105,6	106,6	
69	Момент инерции сечения	J <sub>п</sub>	см <sup>4</sup>	537·10 <sup>6</sup>	529·10 <sup>6</sup>	516·10 <sup>6</sup>	
70	по нижней грани	W <sub>пн</sub>	см <sup>3</sup>	52·10 <sup>5</sup>	50·10 <sup>5</sup>	485·10 <sup>5</sup>	
71		по верхней грани	W <sub>пв</sub>	"	6,6·10 <sup>5</sup>	666·10 <sup>5</sup>	6,6·10 <sup>5</sup>
72		по линии примыкания верхнего пояса	W <sub>пвп</sub>	"	136·10 <sup>5</sup>	141·10 <sup>5</sup>	142·10 <sup>5</sup>
73	по линии примыкания нижнего пояса	W <sub>пнт</sub>	"	115·10 <sup>5</sup>	109·10 <sup>5</sup>	104·10 <sup>5</sup>	
74	по центру тяжести нижней напряженной арматуры	W <sub>ан</sub>	"	63·10 <sup>5</sup>	65·10 <sup>5</sup>	664·10 <sup>5</sup>	
75	относительно нейтральной оси	S <sub>по</sub>	см <sup>3</sup>	382·10 <sup>4</sup>	367·10 <sup>4</sup>	362·10 <sup>4</sup>	
76		относительно линии примыкания нижнего пояса	S <sub>пнп</sub>	"	353·10 <sup>4</sup>	337·10 <sup>4</sup>	330·10 <sup>4</sup>
77	относительно линии примыкания верхнего пояса	S <sub>пвп</sub>	"	361·10 <sup>4</sup>	350·10 <sup>4</sup>	344·10 <sup>4</sup>	



Поперечное сечение пролетного строения





Умб. № 229679  
 Шифр 635  
 Проект откорректирован в 1974г.  
 Архитектор: Ляпушин, Захарова, Станкевич  
 Инженеры: Ляпушин, Захарова, Станкевич  
 Проверка: Ляпушин, Захарова, Станкевич  
 Испытания: Ляпушин, Захарова, Станкевич  
 Расчеты: Ляпушин, Захарова, Станкевич  
 Конструкция: Ляпушин, Захарова, Станкевич  
 Производство: Ляпушин, Захарова, Станкевич  
 Г. Ленинград

№№ п/п	Наименование	Формулы и обозначен.	Узм	L <sub>п</sub> = 23,6 м	
				С <sub>р</sub> = 22,9 м	I - I
<b>Д. Расчет на деформации</b>					
150	Жесткость балки	$B_1 = 0,85 E_s J_n$	мм <sup>4</sup>	1600 000	
151	Деформация от временной нагрузки	$f_k = \frac{S_2 Q_0 \sigma_s}{384 B_1}$	см	1,99	
152	Деформация от постоянной нагрузки	$f_n = \frac{S_2 p \sigma_s}{384 B_1}$	см	1,26	
153	Деформация от предварительного обжатия бетона	$f_b = \frac{M_{пр} \sigma_s}{8 B_1}$	см	2,58	
154	Коэффициент учитывающий увеличение деформаций	C	-	2,0	
155	Суммарная деформация	$f = f_k + (f_n - f_b) C$	см	0,65	
156	Отношение прогиба в середине пролета к длине балки	$\frac{f}{L_p} \leq \frac{1}{800}$	-	$\frac{1}{1150} < \frac{1}{800}$	
<b>В. Расчет на воздействие монтажных нагрузок</b>					
<b>Е. Потери предварительного напряжения</b>					
157	Мера ползучести бетона	C <sub>н</sub>	см <sup>2</sup> /ке	7,1 · 10 <sup>-6</sup>	
158	Относительная величина деформации усадки бетона	ε <sub>уи</sub>	-	330 · 10 <sup>-6</sup>	
159	коэффициенты учитывающие фактическую крив. прочность бетона в момент закр. бетона от протект. марочной прочности фактический возраст бетона в момент зааружения фактическую открытую удельную поверхность элемента фактическую относительную влажность среды сезон зааружения	F <sub>1</sub>	-	1,2	1,0
160		F <sub>2</sub>	-	1,0	
161		F <sub>3</sub>	-	0,6926	
162		F <sub>4</sub>	-	1,0	
163		F <sub>5</sub>	-	1,0	
164	Напряжения в бетоне от совств. веса и усилий в напр. арматуре с учетом потерь σ <sub>з</sub> , σ <sub>д</sub> , σ <sub>с</sub>	макс σ <sub>δ</sub>	кг/см <sup>2</sup>	-152,1	
165	на уровне ч.т. нижней арматуры	мин σ <sub>δ</sub>	"	-17,7	
166	на уровне ч.т. верхней арматуры	$\frac{\min \sigma_{\delta}}{\max \sigma_{\delta}} \leq 0,3$	-	0,116 < 0,3	
167	Напряжения от собственного веса и веса балласта на уровне ч.т.	макс σ <sub>δ</sub>	кг/см <sup>2</sup>	-131,3	
168	нижней арматуры	мин σ <sub>δ</sub>	"	-35,6	
169	верхней арматуры	$\frac{\min \sigma_{\delta}}{\max \sigma_{\delta}} \leq 0,3$	-	0,27 < 0,3	
170	функция, учитыв. влияние относительности пролета и усадки ползучести бетона на потери	φ	-	0,8312	0,8421
171	для нижней арматуры	φ'	-	0,9826	0,9839
172	для верхней арматуры	σ <sub>р</sub> = σ <sub>р</sub> · E <sub>δ</sub>	-	1,83	1,55
173	Конечное значение относительной деформации усадки	ε <sub>г</sub> = ε <sub>уи</sub> · φ · φ'	-	206 · 10 <sup>-6</sup>	

№№ п/п	Наименование	Формулы и обозначения	Узм	L <sub>п</sub> = 23,6 м	
				С <sub>р</sub> = 22,9 м	I - I
174	Потери от усадки	в нижней арматуре	$\sigma_1 = \sigma_y E_n \phi$	"	308
175		в верхней арматуре	$\sigma_1' = \sigma_y E_n \phi'$	"	364
176	Потери от ползучести	в нижней арматуре	$\sigma_2 = \sigma_n \sigma_s \phi$	"	1225
177		в верхней арматуре	$\sigma_2' = \sigma_n \sigma_s \phi'$	"	169
178	Части потерь от ползучести	в нижней арматуре	$\Delta \sigma_2 = \sigma_n \sigma_s \phi$	"	144
179		в верхней арматуре	$\Delta \sigma_2' = \sigma_n \sigma_s \phi'$	"	145
180	Конечные величины потерь предварит. напряжений от усадки и ползучести	в нижней арматуре	$(\sigma_1 - \sigma_2) = \sigma_1 - \sigma_2$	"	1389
181		в верхней арматуре	$(\sigma_1' - \sigma_2') = \sigma_1' - \sigma_2'$	"	678
182	Потери от релаксации	в нижней арматуре	$\sigma_3 = \left( \frac{\sigma_{\text{пр}}}{R_n} - \sigma_1 \right) \sigma_{\text{пр}}$	"	536
183		в верхней арматуре	$\sigma_3' = \left( \frac{\sigma_{\text{пр}}}{R_n} - \sigma_1' \right) \sigma_{\text{пр}}$	"	54
184	Деформация анкеров закреплений в бетоне	Δε	см	0,2	
185	Потери от деформативности анкеров, закреплений в бетоне	$\sigma_4 = \frac{\Delta \epsilon}{\epsilon} E_n$	кг/см <sup>2</sup>	305	
186	коэффициент трения арматуры об упорные устройства	M	-	0,3	
187	Составляющая усилия в ответственной арматуре	$P = 20 \cdot \frac{R_n}{\sigma_s} \sin \frac{\alpha}{2}$	т	37,4	
188	Потери от трения полигональной арматуры	$\sigma_5 = \frac{P M}{F_n b}$	кг/см <sup>2</sup>	238	
<b>Ж. Усилия предварительного напряжения</b>					
189	Контролируемые напряжения в арматуре	нижней прямой	$\sigma_{\text{нп}} = \sigma_{\text{нп}} + \sigma_4 + \sigma_5$	кг/см <sup>2</sup>	10580
190		нижней полигональной	$\sigma_{\text{нп}}^{\text{по}} = \sigma_{\text{нп}} + (\sigma_1 - \sigma_2) + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5$	"	10756
191	верхней	$\sigma_{\text{нп}}^{\text{в}} = \sigma_{\text{нп}} + (\sigma_1' - \sigma_2') + \sigma_3' + \sigma_4 + \sigma_5$	"	7037	
192	Напряжения в арматуре передаваемые на бетон	нижней прямой	$\sigma_6 = \sigma_{\text{нп}} - \sigma_5 - \sigma_4$	"	9739
193	нижней полигональной	$\sigma_6^{\text{по}} = \sigma_{\text{нп}}^{\text{по}} - \sigma_5 - \sigma_4 - \sigma_3$	"	9689	
194		верхней	$\sigma_6^{\text{в}} = \sigma_{\text{нп}}^{\text{в}} - \sigma_5 - \sigma_4$	"	6678
195	Нормальная сила предварительного напряжения	$N_n = \sigma_{\text{нп}}^{\text{по}} \cdot F_n$	т	931,0	
196	Изгибающий момент от предварительного напряжения	M <sub>н</sub>	тм	692,3	

№№ п/п	Наименование	Формулы и обозначен.	Узм	L <sub>п</sub> = 23,6 м	
				С <sub>р</sub> = 22,9 м	I - I
<b>З. Расчет на трещиностойкость</b>					
<b>1. На стойкость против образования продольных трещин</b>					
197	Напряжения в бетоне от предварит. напряжений по нижней грани	$-\frac{N_n}{F_n} - \frac{M_n}{W_{\text{ни}}}$	кг/см <sup>2</sup>	-213	
198	Напряжения в бетоне от собственного веса по нижней грани	Δσ <sub>δ</sub>	"	45,4	
199	Суммарное напряжение в бетоне по нижней грани	$\sigma_{\text{бнп}} = -\frac{N_n}{F_n} - \frac{M_n}{W_{\text{ни}}} + \Delta \sigma_{\delta}$	кг/см <sup>2</sup>	-167,6	
200	Приведенная толщина обжимаемого пояса	h <sub>пнп</sub>	см	48	
201	Напряжения в бетоне на уровне приведенной толщины обжимаемого пояса	σ <sub>пнп</sub>	кг/см <sup>2</sup>	-126,9	
202	Разница в величинах напряжений	$M_n \cdot \frac{\sigma_{\text{бнп}} - \sigma_{\text{пнп}}}{\sigma_{\text{бнп}}}$	%	24,4	
203	Суммарное напряжение в бетоне с учетом воздействия стесненности усадки бетона	1,16 σ <sub>бнп</sub>	кг/см <sup>2</sup>	-184,4	
204	Расчетное сопротивление бетона сжатия к моменту сжатия бетона при достиж. бетон. в 3% кубик. прочност.	$R_{\text{бнп}} = \frac{R_{\text{бнп}} \cdot (1 - \frac{1 - \sigma_{\text{бнп}}}{R_{\text{бнп}}})}{1,15}$	"	-186,0	
205	Проверка	$1,16 \sigma_{\text{бнп}} \leq R_{\text{бнп}}$	"	184,4 < 186,0	
<b>2. На стойкость против образования поперечных трещин</b>					
206	Напряжения в бетоне от предварительного напряжения по верхней грани	$-\frac{N_n}{F_n} - \frac{M_n}{W_{\text{вн}}}$	кг/см <sup>2</sup>	25,0	
207	Напряжения в бетоне от собственного веса по верхней грани	Δσ <sub>δ</sub>	"	35,8	
208	Проверка	$\frac{N_n}{F_n} + \frac{M_n}{W_{\text{вн}}} + \Delta \sigma_{\delta} \leq 0$	"	-10,8 < 0	

**Примечания:**

- Расчет пролетного строения произведен с учетом требований:
  - СН и ПИ - Д. 7-62\* с дополнениями 1971г.
  - " Указаний на проектирование железобетонных и бетонных конструкций железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб" (СН 365-67).
- В настоящем расчете не учтены потери от температурного перепада. Изготовление блоков предусмотрена в формах и кассетах, подвергающихся нагреву вместе с блоком. Монтажные усилия в пучках, с учетом потерь от температурного перепада (при изготовлении блоков на стационарных стендах) приведены в таблице на листе 5.
- В настоящем расчете не учтены потери от обжатия упорных устройств. Эти потери следует учитывать применительно к конструкции стенда.

Проект скорректирован в 1974 г.  
 Архитектор: [Имя]  
 Инженер: [Имя]  
 Проверил: [Имя]  
 Утвердил: [Имя]  
 Дата: [Дата]

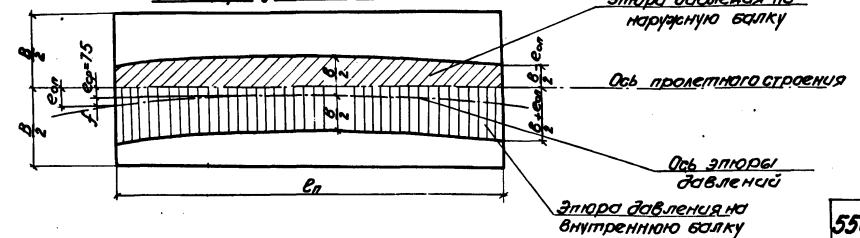
№№ п/п	Наименование	Формулы и обозначения	Узм.	$\epsilon_n = 23,6\text{м}$	
1	Минимальное расстояние от низа шпалы до поверхности плиты	$h$	см	27	
2	Возвышение наружного рельса	$\Delta h$	"	15	
3	Ширина распределения временной нагрузки	$\beta = 270 + h \cdot \frac{270}{2 \cdot 160} \cdot \Delta h$	"	309,6	
4	Величина нормального давления	$q = \frac{P}{\beta}$	кг/см <sup>2</sup>	5,75	
5	Стрелка для радиуса кривой $R = 600\text{м}$	$f = \frac{R^2}{8L}$	см	11,6	
6	Смещение оси эпюры давления в середине пролета	$e_0$	"	7,5	
7	Смещение оси эпюры давления на опоре	$e$	"	19,1	
8	Нормативный изгибающий момент от временной нагрузки	в наружной балке	$M_n = \frac{q \cdot \beta^2 \cdot (3\beta - 5f + 6e)}{8}$	тм	54,6
		во внутренней балке	$M_i = \frac{q \cdot \beta^2 \cdot (3\beta - 5f + 6e)}{8}$	"	619
9	Изгибающий момент в середине пролета при расчете на прочность	$M_c = \frac{q \cdot \beta^2 \cdot (4 \cdot \beta \cdot \epsilon_n + 3 \cdot f \cdot \epsilon_n)}{16}$	"	1371	
<b>Расчет на прочность</b>					
10	Положение ц.т. нижней напряженной арматуры	$a_n$	см	19,5	
11	Рабочая высота сечения	$h_0 = h - a_n$	"	165,5	
12	Количество и площадь сечения нижней напряженной арматуры	$n/F_n$	шт/см <sup>2</sup>	16 / 75,2	
13	Количество и площадь сечения нижней полигональной арматуры	$n/F_{но}$	"	5 / 23,5	
14	Площадь сечения верхней напряженной арматуры	$F'_n$	"	2 / 9,4	
15	Расчетное напряжение в верхней арматуре	$\sigma_s = (R_{нс} - 1,16 \cdot h)$	кг/см <sup>2</sup>	3000	
16	Высота сжатой зоны бетона	$x = \frac{R_{нс} F_n - \sigma_s F'_n}{R_{нс} \cdot \beta}$	см	22,0	
17	Максимальный изгибающий момент в сжатой зоне бетона	$M_{спр} = \beta \cdot x \cdot (h_0 - \frac{x}{2}) \cdot F_n + \sigma_s \cdot (h_0 - a_n) \cdot F'_n$	тм	1403,2	
18	Отношение моментов	$M > M_{спр}$		1403,2 / 1371	
<b>Расчет на трещиностойкость в эксплуатационный период</b>					
19	Величина предварительного напряжения	в нижних пучках	$\sigma_n$	кг/см <sup>2</sup>	8000
		в полигональных пучках	$\sigma_{но}$	кг/см <sup>2</sup>	8000
		в верхних пучках	$\sigma'_n$	"	6000
20	Нормальная сила предварительного напряжения	$N_{пр} = \sigma_n \cdot F_n + \sigma_{но} \cdot F_{но} - \sigma'_n \cdot F'_n$	т	845,4	
21	Изгибающий момент предварител. напряжения	$M_{пр}$	тм	622,6	
22	Напряжения от внешних нагрузок	от временной нагрузки	$\frac{M}{W_{нп}}$	кг/см <sup>2</sup>	189,5
		от предварительного натяжения	$\sigma_s$	кг/см <sup>2</sup>	191,4
24	Проверка	$\frac{M}{W_{нп}} - \sigma_s \leq 0$		-1,9 < 0	
<b>Расчет на трещиностойкость в монтажный период</b>					
25	Напряжения в арматуре перед доставкой на бетон	нижней арматуре	$\sigma_{нс}$	кг/см <sup>2</sup>	9390
		полигональной арматуре	$\sigma_{но}$	"	9690
		верхней арматуре	$\sigma'_{нс}$	"	6680
26	Нормальная сила предварительного напряжения	$N_n$	т	997,0	
27	Изгибающий момент предварител. напряжения	$M_n$	тм	740,3	

№№ п/п	Наименование	Формулы и обозначения	Узм.	$\epsilon_n = 23,6\text{м}$
<b>1. На стойкость против образования продольных трещин</b>				
28	Напряжения в бетоне от предварительного напряжения по нижней грани	$-\frac{N_n}{F_n} - \frac{M_n}{W_{нп}}$	кг/см <sup>2</sup>	-226,3
29	Напряжения в бетоне от собственного веса по нижней грани	$\Delta \sigma_s$	"	45,5
30	Суммарное напряжение в бетоне по нижней грани	$\sigma_{нп} = -\frac{N_n}{F_n} - \frac{M_n}{W_{нп}} + \Delta \sigma_s$	кг/см <sup>2</sup>	-180,8
31	Приведенная толщина обжимаемого пояса	$h_{пнп}$	см	48
32	Напряжения в бетоне на уровне приведенной толщины обжимаемого пояса	$\sigma_{пнп}$	кг/см <sup>2</sup>	-135,8
33	Разница в величинах напряжений	$M_n \cdot \frac{\sigma_{пнп} - \sigma_{нп}}{\sigma_{пнп}} \cdot 100$	%	25
34	Суммарное напряжение в бетоне с учетом воздействия стесненной усадки бетона	$1,1 \sigma_{пнп}$	кг/см <sup>2</sup>	-198,5
35	Расчетное сопротивление бетона сжатия к моменту сжатия бетона при достижении бетоном 30% кубиковой прочн.	$R = 0,90 \cdot \frac{R_{куб}}{1,5}$	кг/см <sup>2</sup>	-199,0
36	Проверка	$1,1 \sigma_{пнп} \leq R$	"	198,5 < 199,0
<b>2. На стойкость против образования поперечных трещин</b>				
37	Напряжения в бетоне от предварительного напряжения по верхней грани	$-\frac{N_n}{F_n} + \frac{M_n}{W_{оп}}$	кг/см <sup>2</sup>	28,0
38	Напряжения в бетоне от собственного веса по верхней грани	$\Delta \sigma_s'$	"	35,8
39	Проверка	$-\frac{N_n}{F_n} + \frac{M_n}{W_{оп}} - \Delta \sigma_s' \leq 0$	"	-7,8 < 0

**Примечания:**

- Расчет пролетного строения произведен на действие временной нагрузки С-14 с учетом перегруза при расположении пролетного строения на кривой  $R = 600\text{м}$ .
- Смещение оси эпюры давления относительно оси пролетного строения в сторону внутреннего рельса в середине пролета принята 7,5 мм, что соответствует смещению оси пути в сторону внутреннего рельса в середине пролета 130 мм.

**Эпюра давления на внутреннюю и наружную балки**



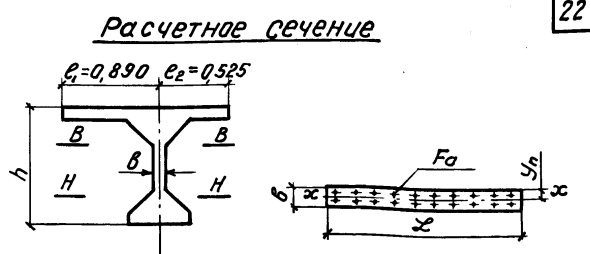
Шифр № 209 681  
Шифр 1635

Проект отректурован в 194г  
Л. И. Б. / М. И. Г. / А. И. В. / С. И. П. / Р. И. С. / Т. И. Д. / К. И. Н. / Л. И. О. / З. И. Я. / Ф. И. Х. / Ц. И. Ш. / Ч. И. Щ. / Дж. И. Ъ. / Ё. И. Ы. / К. И. Ъ. / Л. И. Ъ. / М. И. Ъ. / Н. И. Ъ. / С. И. Ъ. / Т. И. Ъ. / В. И. Ъ. / Г. И. Ъ. / Д. И. Ъ. / И. И. Ъ. / П. И. Ъ. / Р. И. Ъ. / С. И. Ъ. / Т. И. Ъ. / Ф. И. Ъ. / Х. И. Ъ. / Ц. И. Ъ. / Ш. И. Ъ. / Щ. И. Ъ. / Ъ. И. Ъ. / Ы. И. Ъ. / Ь. И. Ъ. / Э. И. Ъ. / Ю. И. Ъ. / Я. И. Ъ.

Ленинград  
г. Ленинград

N п/п	Наименование	Формулы и обозначения	Изм.	Величина
1	Интенсивность временной нагрузки	$2K$	$\frac{т}{м}$	28
2	Коэффициент перегрузки для временной нагрузки	$\eta$	-	1,20
3	Динамический коэффициент	$1 + M = 1 + \frac{10}{20 + v_p}$	-	1,233
4	Коэффициент заполнения линии влияния	$\alpha$	-	0,84
5	Расчетное смещение оси пути относительно оси пролетного строения	$\Delta$	см	10
6	Ширина распределенной временной нагрузки	$d = \frac{2,7 + H}{2} - \Delta$	м	1,41
7	Эксцентриситет приложения временной нагрузки	$e = \frac{1,8 - a}{2}$	м	0,195
8	Понижающий коэффициент	$\chi$	-	0,8
9	Интенсивность временной нагрузки на 1 м <sup>2</sup>	$q = \frac{2Kd}{2,7 + H} \chi$	$\frac{т}{м^2}$	6,25
10	Нагрузка от веса балласта	$q_b = \gamma_b \cdot h_b$	$\frac{т}{м^2}$	0,64
11	Нагрузка от веса плиты	$q_n = \gamma_n \cdot h_n$	$\frac{т}{м^2}$	0,585
12	Коэффициент перегрузки для постоянной нагрузки	$n_{св}$	-	0,9
13	Расстояние между диафрагмами	$\lambda$	м	7,0

N п/п	Наименование	Формулы и обозначения	Изм.	Величина
14	Ширина распределения постоянной нагрузки	$a_{св}$	м	2,08
15	Эксцентриситет приложения постоянной нагрузки	$e_{св}$	м	0,14
16	Коэффициент, учитывающий влияние диафрагм для подсчета момента по линии примыкания верхнего пояса от постоянной и временной нагрузок	$K_M^B$	-	0,682
17	Коэффициент, учитывающий влияние диафрагм для подсчета момента по линии примыкания нижнего пояса от постоянной и временной нагрузок	$K_M^H$	-	0,40
18	Коэффициент, учитывающий влияние диафрагм для подсчета нормальной силы по линии примыкания верхнего пояса от постоянной и временной нагрузок	$K_N^B$	-	0,834
19	Коэффициент, учитывающий влияние диафрагм для подсчета нормальной силы по линии примыкания нижнего пояса от постоянной и временной нагрузок	$K_N^H$	-	0,178
20	Расчетный момент по линии примыкания верхнего пояса (сечение B-B)	$M_p^B = [n(1+M)qae - (q_b + q_n) a_{св} \cdot e_{св}] \cdot n_{св} \cdot \lambda_{пн}^B$	тм	1,52
21	Расчетный момент по линии примыкания нижнего пояса (сечение H-H)	$M_p^H = [n(1+M)qae - (q_b + q_n) a_{св} \cdot e_{св}] \cdot n_{св} \cdot \lambda_{пн}^H$	тм	0,88
22	Расчетная нормальная сила по линии примыкания верхнего пояса (сечение B-B)	$N_p^B = [n(MM)qa - (q_b + q_n) a_{св} \cdot \eta_{св}] \cdot n_{св} \cdot \lambda_{пн}^B$	т	12,8
23	Расчетная нормальная сила по линии примыкания нижнего пояса (сечение H-H)	$N_p^H = [n(1+M)qa - (q_b + q_n) a_{св} \cdot \eta_{св}] \cdot n_{св} \cdot \lambda_{пн}^H$	т	2,74
24	Растягивающие напряжения в стенке балки по линии примыкания верхнего пояса	$\sigma_p^B = \frac{N_p^B}{F_{пн}} + \frac{M_p^B}{W_{пн}}$	кг/см <sup>2</sup>	8,0
25	Растягивающие напряжения в стенке балки по линии примыкания нижнего пояса	$\sigma_p^H = \frac{N_p^H}{F_{пн}} + \frac{M_p^H}{W_{пн}}$	кг/см <sup>2</sup>	6,3
26	Расчетные сопротивления сечений	$R_p$	кг/см <sup>2</sup>	11,0



Геометрические характеристики

N п/п	Наименование	Обозначен.	Измерит.	Величина
1	Толщина стенки	$t$	см	26
2	Ширина	$\lambda$	см	100
3	Количество стержней и диаметр арматуры	$\phi$	шт мм	10x2 10A II
4	Площадь сечения арматуры	$F_a$	см <sup>2</sup>	15,7
5	Приведенная площадь сечения	$F_n$	см <sup>2</sup>	2675
6	Положение нейтральной оси	$Y_n$	см	13
7	Момент инерции сечения	$J_n$	см <sup>4</sup>	154780
8	Момент сопротивления сечения	$W_n$	см <sup>3</sup>	11900

Шифр 222582  
Шифр 1635

Проект откорректирован в 1974 г.  
Исполнитель: Правительственный Комитет по строительству железно-дорожных мостов  
Исполнитель: Ленинградский институт инженеров железнодорожного транспорта  
Исполнитель: Ленинградский институт инженеров железнодорожного транспорта

Ленинградский институт инженеров железнодорожного транспорта  
Ленинград

№ п/п	Наименование	Формулы и обозначения	Ед. изм.	$l_n = 23,6 м$ $l_p = 22,9 м$
<b>Расчет на местные напряжения</b>				
<b>I Исходные данные</b>				
1	Площадь сечения одного пучка	$f_n$	см <sup>2</sup>	4,7
2	Диаметр пучка	$D$	см	4,0
3	Диаметр каркасно-стержневого анкера	$D_{ан}$	"	7,8
4	Площадь сечения одного анкера	$F_{ан}$	см <sup>2</sup>	50
5	Длина сцепления проволочки без анкера	$l$	см	40
6	Длина сцепления пучка из 24 пров. $\phi 5$	$l_0 = \frac{8 \cdot f_n}{\pi^2 (D-d)} d$	"	101
7	Отношение длины сцепления пучка к высоте балки	$\frac{l_0}{h}$	—	0,545
8	Расстояние от опорной площадки анкера до конца участка сцепления	$l_1$	см	66
9	Полное усилие в одном пучке верхнем, полигональном, нижнем	$N_6 \quad N_p \quad N_n$	Т	38,8; 50,9; 49,6
10	Доля усилия, передающаяся через анкер (для нижних пучков)	$N_{ан} = \frac{1}{1+35 \frac{l_0}{l_n}} \frac{N_p}{l_n}$	Т	7,55
11	Максимальные напряжения сцепления	$\sigma_s = \frac{d}{2 \cdot l_0 \cdot f_n} (N - N_{ан}) \leq 30$	кг/см <sup>2</sup>	21,3 $\leq$ 30
<b>II Напряжения и усилия в сечениях, ограничивающих расчетный блок (от полного усилия предварительного напряжения)</b>				
12	Нормальные напряжения в бетоне в сечении I-I	$\sigma_1$	кг/см <sup>2</sup>	129,8
		$\sigma_2$		101,6
		$\sigma_3$		68,5
		$\sigma_4$		29,3
13	Сдвигающие напряжения в бетоне в сечении I-I	$\tau_1$	кг/см <sup>2</sup>	8,9
		$\tau_2$		8,9
		$\tau_3$		8,9
		$\tau_4$		8,9
14	Положение горизонтального сечения А-А	$a$	см	47
15	Напряжения в бетоне в сечении I-I по линии А-А	$\sigma_a$ $\tau_a$	кг/см <sup>2</sup>	101,6 8,9
16	Изгибающий момент равнодействующих участков $\sigma$ , отсеченной части блока относительно сеч. А-А	$\Sigma N_e \cdot y_{e1}$	ТМ	141,2
17	Равнодействующая эпюры $\tau_{xy}$ в пределах отсеченной части блока	$Q'$	Т	8,05
18	Уравновешивающий изгибающий момент в сечении А-А	$M_{ан} = \Sigma N_e \cdot y_{e1} + a' \cdot h/2 + \Sigma N_e \cdot l_i \cdot \cos \alpha_i + \Sigma N_i \cdot d_i \cdot \sin \alpha_i$	ТМ	21,2
19	Уравновешивающая нормальная сила в сечении А-А	$R_{ан} = \Sigma N_i \cdot \sin \alpha_i - Q'$	Т	8,05

№ п/п	Наименование	Формулы и обозначения	Ед. изм.	$l_n = 23,6 м$ $l_p = 22,9 м$	
<b>III Часты уравновешивающих усилий в сечении А-А, передающиеся через анкера и через сцепление.</b>					
20	Часты усилий, передающиеся через анкера	Изгибающий момент	$M_{ан} = M_{А-А} \frac{N_{ан}}{N}$	ТМ	3,23
		Нормальная сила	$R_{ан} = R_{А-А} \frac{N_{ан}}{N}$	Т	1,22
21	Часты усилий, передающиеся через сцепление	Изгибающий момент	$M_{сч} = M_{А-А} - M_{ан}$	ТМ	18,0
		Нормальная сила	$R_{сч} = R_{А-А} - R_{ан}$	Т	6,83
<b>IV Местные напряжения в сечении А-А</b>					
22	Ширина блока в сечении А-А	$b$	см		
23	Нормальные напряжения в бетоне по сечению А-А	$\sigma_y = \frac{M_{ан}}{b \cdot h^2} \cdot K_1 + \frac{R_{ан}}{b \cdot h} \cdot K_2 + \frac{M_{сч}}{b \cdot h^2} \cdot K_3 + \frac{R_{сч}}{b \cdot h} \cdot K_4$	кг/см <sup>2</sup>		
<b>V Подбор сечения арматуры и проверка прочности</b>					
24	Длина растянутой зоны бетона	$x$	см	56,3	
25	Поперечная растягивающая сила (объем эпюры $\sigma_y$ )	$N_{А-А}$	Т	28,05	
26	Требуемая площадь арматуры при допустимом напряжении $[\sigma] = 700 \text{ кг/см}^2$	$F_{a TP} = \frac{N_{А-А}}{[\sigma]}$	см <sup>2</sup>	40,0	
27	Принятое количество стержней и их диаметров в мм	—	—	28 $\phi$ 16 А-II	
28	Площадь сечения принятой арматуры	$F_a$	см <sup>2</sup>	56,28	
29	Усилие, воспринимаемое принятой армат.	$N_a = F_a \cdot 700$	Т	39,5	
30	Проверка прочности	$\frac{N_a}{N_{А-А}} \geq 1,00$	—	1,41	

**Примечания:**

1. Расчет на местные напряжения выполнен в соответствии с техническими указаниями по расчету местных напряжений в предварительно напряженных железобетонных конструкциях мостов (ВСН 44-60 Минтрансстрой СССР).
2. Величина расчетного сопротивления бетона на срез принята по примеру расчета №5 ВСН 44-60 ( $R_{ср} = 30 \text{ кг/см}^2$ ).
3. Допускаемое напряжение в арматуре  $[\sigma] = 700 \text{ кг/см}^2$  принято в соответствии с п. 46 ВСН 44-60.
4. При расчете усилий, как от анкеров, так и от сцепления, длина концевой части принята равной высоте  $h$ . При этом части усилия  $M_{ан}$ ,  $R_{ан}$ ,  $M_{сч}$ ,  $R_{сч}$  определялись пропорционально  $N_{ан}$  и  $N_{сч}$ .
5. Расчет на максимальные нормальные напряжения  $\sigma_y$  произведен только для одного сечения, в котором

уравновешивающая сдвигающая сила  $T=0$ , а уравновешивающий изгибающий момент  $M=M_{max}$ . Положение этого сечения определялось интерационным методом.

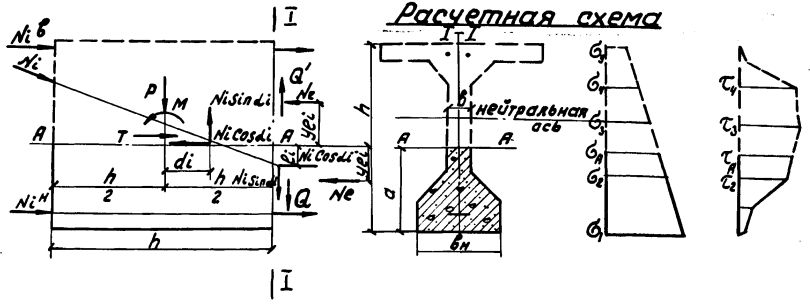
6. Положение горизонтального сечения А-А относительно нижней грани блока ( $a$ ), в котором уравновешивающая сдвигающая сила  $T_{А-А}=0$ , определяется из уравнения:  $T_{А-А} = -\Sigma N_i' + \Sigma N_i \cdot \cos \alpha_i = 0$ ; где:

$N_e'$  - равнодействующие участков эпюры  $\sigma_x$  в пределах нижней, отсеченной сечением А-А части блока.

$N_i$  - усилия в пучках, пересекающих отсеченную часть блока.

$d_i$  - угол наклона пучков к горизонтальной оси.

$Q'$  - равнодействующие участков эпюры  $\tau_{xy}$  в пределах нижней отсеченной сечением А-А части блока.





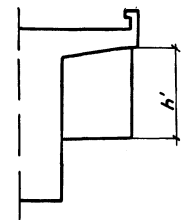
Инв. № 229633 Шифр 1655  
 Проект откорректирован в 1974 г.  
 Проектировщик: Давыдов В.А., Прохоров В.А., Шибанов В.А.  
 Проверщик: Шибанов В.А., Шибанов В.А., Шибанов В.А.  
 Утвердил: Шибанов В.А.  
 Дата утверждения: 1974 г.  
 М.П.

## Расчет диафрагмы

### I Определение прочности диафрагм из условия перегруза балок

#### §1. Основные данные промежуточной диафрагмы

№№ п/п	Обозначения и наименования	Ед.изм.	Величины
1	$b$	см	24
2	$h'$	"	116,7
3	$[\tau]$	кг/см <sup>2</sup>	20



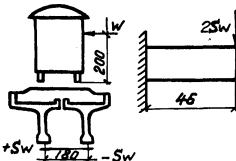
#### §2. Усилия, нагрузки и коэффициент прочности

5	Усилие, воспринимаемое диафрагмой	т	56
6	Перерезывающая сила от временной нагрузки	"	154,6
7	Перегруз балок при установке на кривой % 8,5	"	13,3
8	Коэффициент запаса прочности диафрагм	-	4,2

### II Определение напряжений в диафрагмах при действии ветра

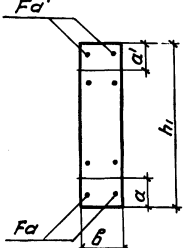
#### §3. Расчетные нагрузки и усилия

9	Нагрузки от ветра при нахождении поезда на пролетном строении	т	12,73
10	Опрокидывающий момент от ветровой нагрузки	тм	12,73
11	Усилие на балку от действия ветровой нагрузки ( $S_w$ )	т	7,07
12	Расчетная величина перегруза ( $K_3 \cdot 2$ )	"	14,14
13	Максимальный момент в заделке ( $2S_w \cdot 0,46$ )	тм	6,5



#### §4. Основные данные при расчете торцевых диафрагм на изгиб

14	$h_1$	см	119
15	$\alpha'$	"	28
16	$\alpha$	"	28
17	$F_{a'}$	см <sup>2</sup>	20,8
18	$F_a$	"	20,8
19	$m$	-	6,0
20	$h_0$	см	91,0
21	$x = \frac{m(F_{a'} + F_a) \cdot (-1 + \sqrt{1 + \frac{28(S_w h_0 + F_a D)}{m(F_{a'} + F_a)^2}})}{2}$	"	26
22	$z = h - \frac{x}{3}$	"	82,3



#### §5. Напряжения

23	Напряжения в арматуре	ба'	кг/см <sup>2</sup>	379,0
24	Напряжения в бетоне	бб	"	25,4

### III Расчет стыка диафрагм

#### §6. Определение размеров соединительной планки и напряжений в сварных швах

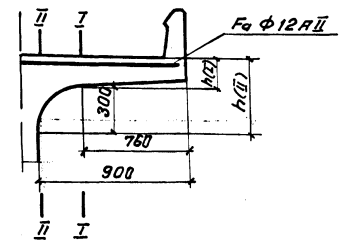
25	Необходимая площадь планки	$\frac{S_w}{\sigma_{ш}}$	см <sup>2</sup>	9,3
----	----------------------------	--------------------------	-----------------	-----

## Расчет диафрагмы

№№ п/п	Обозначения и наименования	Ед.изм.	Величины	
26	Принятая площадь планки в проекте	см <sup>2</sup>	540	
27	Определение напряжений в сварных швах стыка от действия ветровой нагрузки	$\tau = \frac{S_w}{0,7 \cdot h \cdot e \cdot n}$	кг/см <sup>2</sup>	117
28	Напряжения в сварных швах от постоянной и временной нагрузки	$\tau = \frac{Q}{0,7 \cdot h \cdot e \cdot n}$	кг/см <sup>2</sup>	728

## Расчет плиты

№	Наименование	Формулы или обозначения	Ед.изм.		Величина	
			I-I	II-II		
1	Расчетные нагрузки	от собственного веса консоли	$q_k$	т/м	0,759	0,935
2		от веса балласта с частями пути	$q_d$	"	0,658	0,858
3		от временной нагрузки	$q_{вр}$	"	6,208	9,37
4	Расчетные усилия при расчете на прочность	от собственного веса консоли	$M_k$	тм	0,569	0,738
		от веса балласта с частями пути	$M_d$	"	0,183	0,359
		от временной нагрузки	$M_{вр}$	"	1,914	3,48
5	Высота сечения	$h$	см	22	42	
6	Рабочая высота	$h_0$	"	19,3	39,3	
7	Положение нейтральной оси	$x = h_0 \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{R_{б\beta} b}}$	"	1,322	1,322	
8	Изгибающий момент внутренних сил	$M = R_{б\beta} b x (h_0 - \frac{x}{2})$	тм	5,05	10,5	
9	Отношение моментов при расчете на прочность	$\frac{M_1}{M}$	"	1,9	2,31	
10	Момент при расчете на выносливость	$M = (q_k + q_d + q_{вр}) \frac{e_0^2}{2}$	тм	2,27	3,78	
11	Высота сжатой зоны при расчете на выносливость	$x = \frac{R_{б\beta} F_a}{b} (1 + \sqrt{1 + \frac{28 M_1}{R_{б\beta} F_a D}})$	см	6,57	9,97	
12	Плеcho внутренней пары сил	$Z = h_0 - \frac{x}{3}$	см	17,11	35,98	
13	Напряжения в арматуре	$\sigma_a = \frac{M}{F_a Z}$	кг/см <sup>2</sup>	1170 < 1700-1791,06	930 < 1700-115,06	
14	Напряжения в бетоне	$\sigma_b = \frac{M}{J_0}$	кг/см <sup>2</sup>	40,3 < 160-1095	21,1 < 160-1075	



Расположение расчетных сечений

Сварные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5 - 27,5 м для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 23,5 м.

Расчетный лист. Расчет плиты и диафрагмы.

556/14-25

Выпуск 4 Лист 22