

МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

ГЛАВТРАНСПРОЕКТ
ЛЕНГИПРОТРАНСМОСТ

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

СЕРИЯ

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

Выпуск 5 Пролетное строение
длиной 27,6 м.

ПРОЕКТ УТВЕРЖДЕН
ПРИКАЗОМ МПС
ОТ 20 ЯНВАРЯ 1975 г. № АА-1586
И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ
С 1 АПРЕЛЯ 1975 г.

Инв. № 556/15-1

ЛЕНИНГРАД
1974 г.

МИНИСТЕРСТВО ТРАНСПОРТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА
ГЛАВТРАНСПРОЕКТ

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ

СЕРИЯ

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

ВЫПУСК 5. ПРОЛЕТНОЕ СТРОЕНИЕ ДЛИНОЙ 27,6 м.

РАЗРАБОТАН
ЛЕНГИПРОТРАНСМОСТОМ
МИНТРАНССТРОЯ

Проект утвержден
приказом МПС
от 20 января 1975 г. за № А-1586

ИНВЛ 556/15 - 2

„Типовые конструкции разработаны в соответствии с действующими нормами и правилами и предусматривают мероприятия, обеспечивающие взрывоопасность и пожароопасность при эксплуатации сооружения.“
Е. инженер *В.М. Молот* - Смоленцев.

ЛЕНГИПРОТРАНСМОСТОМ
ЛЕНИНГРАД
ГЛАВ. ИНЖ. ПРОЕКТА
ГЛАВ. СПЕЦ. ТЕХ. ОПА.
КОНОВЯЛОВ
В. П. А. МОСОВ
СМОЛЕНЦЕВ
С. Е. М. Е. Н. В. В.
ИЗДАНИЕ
Шифр 1637

Инв. №
229686
Шифр
1635

Главный инженер проекта **Шолохов** - Смоленцев

Ленгипротрансмаст
г. Ленинград

№ листа	Наименование	№ стр.	Инв. №	
1	Общий вид.	3	229687	
2	Опалубочный чертеж балки	4	229688	
3	Арматурный чертеж балки	5	229689	
4	Арматурный чертеж балки (продолжение)	6	229690	
5	Арматурный чертеж балки (продолжение)	7	229691	
6	Арматурный чертеж балки. Спецификация.	8	229692	
7	Арматурный чертеж балки. Спецификация (продолжение)	9	229693	
8	Пролетное строение для мостов на кривых участках пути R 600	Арматурный чертеж	10	229694
9		Арматурный чертеж (продолжение)	11	229695
10	Детали оттяжек	12	229696	
11	Торцевая диафрагма. Арматурный чертеж.	13	229697	
12	Торцевая диафрагма. Монтажный стык.	14	229698	
13	Промежуточная диафрагма. Арматурный чертеж.	15	229699	
14	Промежуточная диафрагма. Монтажный стык.	16	229700	
15	Расчетный лист.	17	229701	
16	Расчетный лист (продолжение)	18	229702	
17	Расчетный лист (продолжение)	19	229703	
18	Пролетное строение для мостов на кривых участках пути R 600	Расчетный лист	20	229704
19	Пролетное строение для мостов на кривых участках пути R 600	Расчетный лист (продолжение)	21	227050
20	Расчетный лист. Расчет на кривых.	22	229705	
21	Расчетный лист. Расчет на местные напряжения.	23	229706	
22	Расчетный лист. Расчет плиты и диафрагмы.	24	229707	

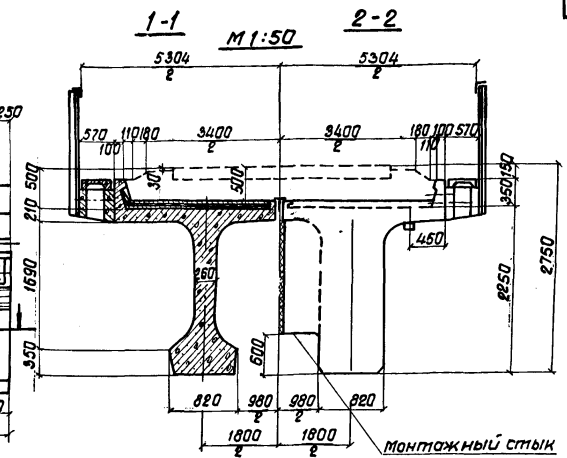
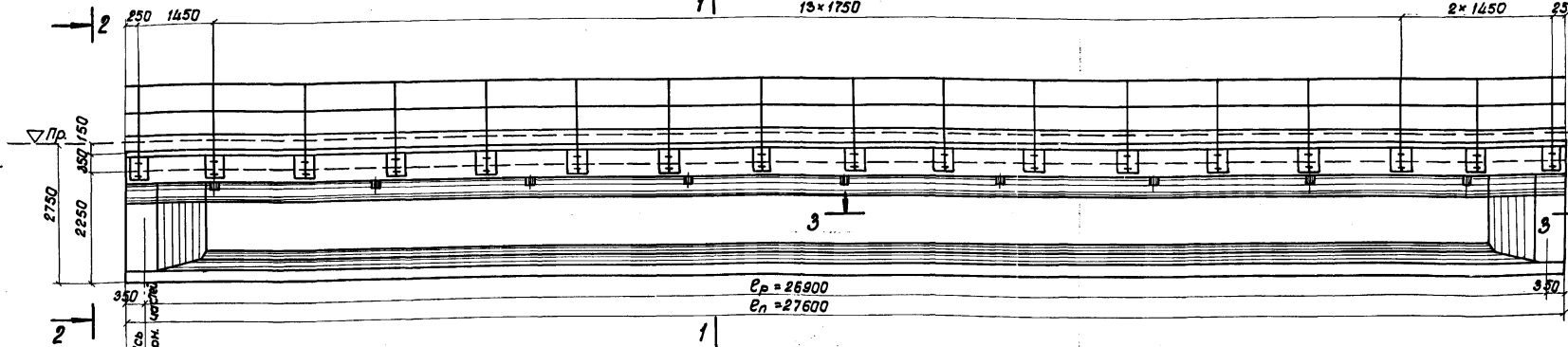
ТК	Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6 м для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 27,6 м.	556/15-3
1974 г.	С о д е р ж а н и е	Выпуск 5 Лист —

И.В.Н
22.9.687
Шифр 1635

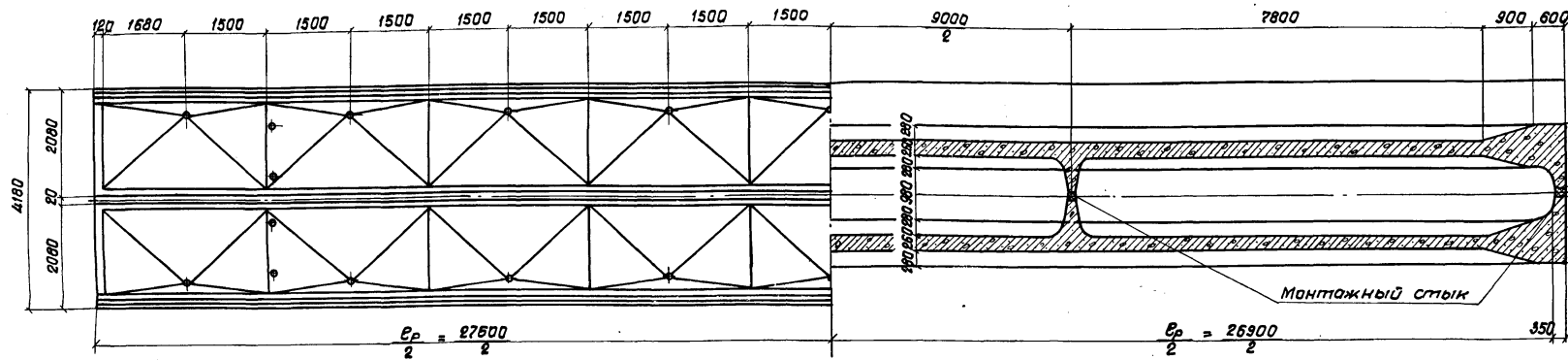
Проект откорректирован в 1974г
И.В.Н
Павлюшин
Засарова
Шифр 1635

И.В.Н
Павлюшин
Засарова
Шифр 1635

Фасад
M1:75



План
(тратуарные консоли и листы перекрытия швов не показаны)



Строительная высота в пролете и высота опорных частей

№ п/п	Наименование	h мм	
1	Строительная высота в пролете от верхней постели шпалы до низа конструкции.	2750	
2	Высота опорной части	подвижной	505
3		неподвижной	505

Объемы основных работ
(на пролетное строение)

№ п/п	Наименование	Узм.	Колич.
1	Железобетон	Бетон	М400 м³ 80,10
		Приставных консолей	М300 " 0,92
		Тратуарных плит	М300 " 1,84
		Монолитивания	М400 " 0,15
		Итого	" 83,01
2	Арматура	Напрягаемая	класса В-II тт 4,91
		Ненапрягаемая	класса А-II " 7,18
			класса А-I " 2,10
Итого	тт 14,19		
3	Металл анкерных устройств и закладных частей	тт	1,59
4	Металлические листы перекрытия швов	"	0,3
5	Металлические перила и настил для коммуникаций	мм/м	55,3 / 1,92
6	Стальные опорные части	тт	2,41
7	Изоляция	м²	109,6
8	Бетонная подготовка и защитный слой	М200 м³	5,9
9	Водоотводные трубки	компл.	18
10	Трубки для прощупки строп	"	8
11	Вес балки с изоляцией	т	107,6

Примечания:

1. Проект пролетного строения предназначен для мостов и путепроводов, сооружаемых в районах с расчетной температурой минус 40°С и выше.
2. Проект выполнен с учетом требований: СНиП II-A.7-62* с дополнениями 1971г и указаний по проектированию железобетонных и бетонных конструкций железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб (СНиП 65-67).
3. Нормативная бременная нагрузка С14, 3,501-26.
4. Опорные части приняты по проекту Инв.1557 и дополнению к нему (проект Инв.1571), 3,501-74.
5. 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. Дополнительное армирование балок для кривых участков пути радиусом > 800м. приведено на листах 8,9.
6. Натяжение арматурных пучков производится на упоры.

7. Первые экземпляры железобетонных консолей (тратуарных и консольных убежищ) должны быть проверены на прочность и технологичность крепления испытанием.
8. Изготовление пролетных строений должно производиться в условиях, обеспечивающих высокое качество продукции. Пролетные строения должны поставляться на место установки комплектно с тратуарными консолями, тратуарными плитами, перилами, консолями и плитами убежищ и т.д.
9. Гидроизоляция балластного корыта должна выполняться на заводе.
10. Схемы расположения пролетных строений на кривых участках пути приведены на листах 35,36,37, общей части.

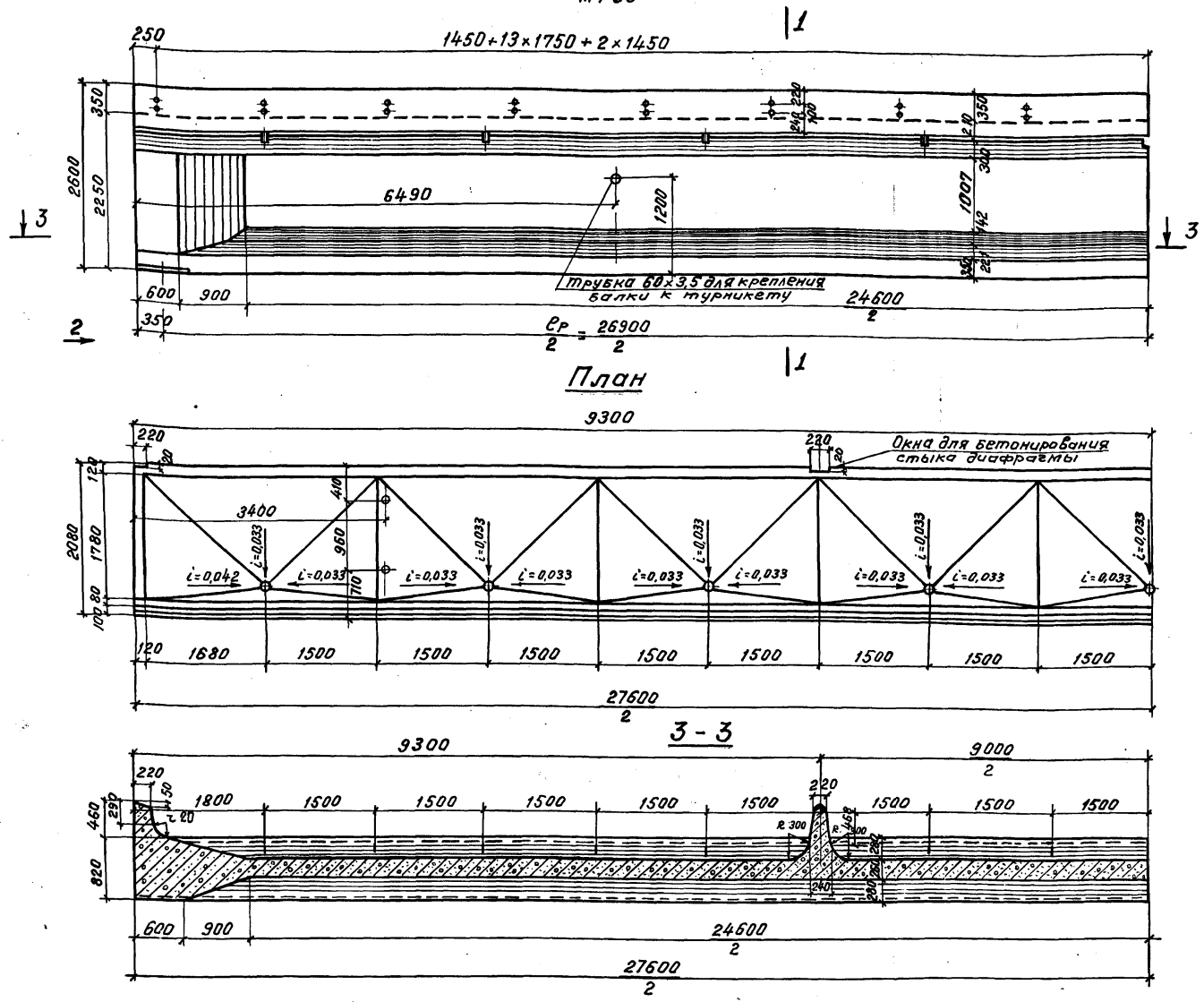
ТК Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6 м для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 27,6 м

Об щ и й В и д

556/15-4

Выпуск 5 Лист 1

Фасад
М 1:50



Примечания:

- На листе приведен опалубочный чертеж прелетного строения $l_p = 27,6$ м для мостов и путепроводов на прямых участках пути. Дополнительные опалубочные размеры наружного бортика прелетного строения для кривых участков пути радиусом ≥ 600 м приведены на листах в.9.
- Дополнительные опалубочные размеры при расположении прелетного строения на кривых участках пути приведены на листах 35, 36, 37, общей части.
- Мощность бетона - 400.
- Закладные детали (трубки для болтов крепления тротуарных консолей, опорные листы и др.) приведены в общей части. листы 38, 39.
- Перевозка прелетного строения осуществляется в соответствии с проектом погрузки и перевозки железобетонных прелетных строений на железнодорожном подвижном составе (шифр 903) проектировки Ленгипротранс, 1968 г.
- Допускается применять на убежищах плиты

ПУ-1 и ПУ-2 при условии, что увалки поз. 29 и 30 (см. лист 28, 29) должны быть заменены увалками $125 \times 80 \times 8$ поз. 29* и 30*.
7. Для увязки см. лист 1.

ТК
1974г.

Сборные прелетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6 м для железнодорожных мостов. Прелетное строение длиной 27,6 м.

Опалубочный чертеж балки.

Лист № 229689
Шпр. 1635

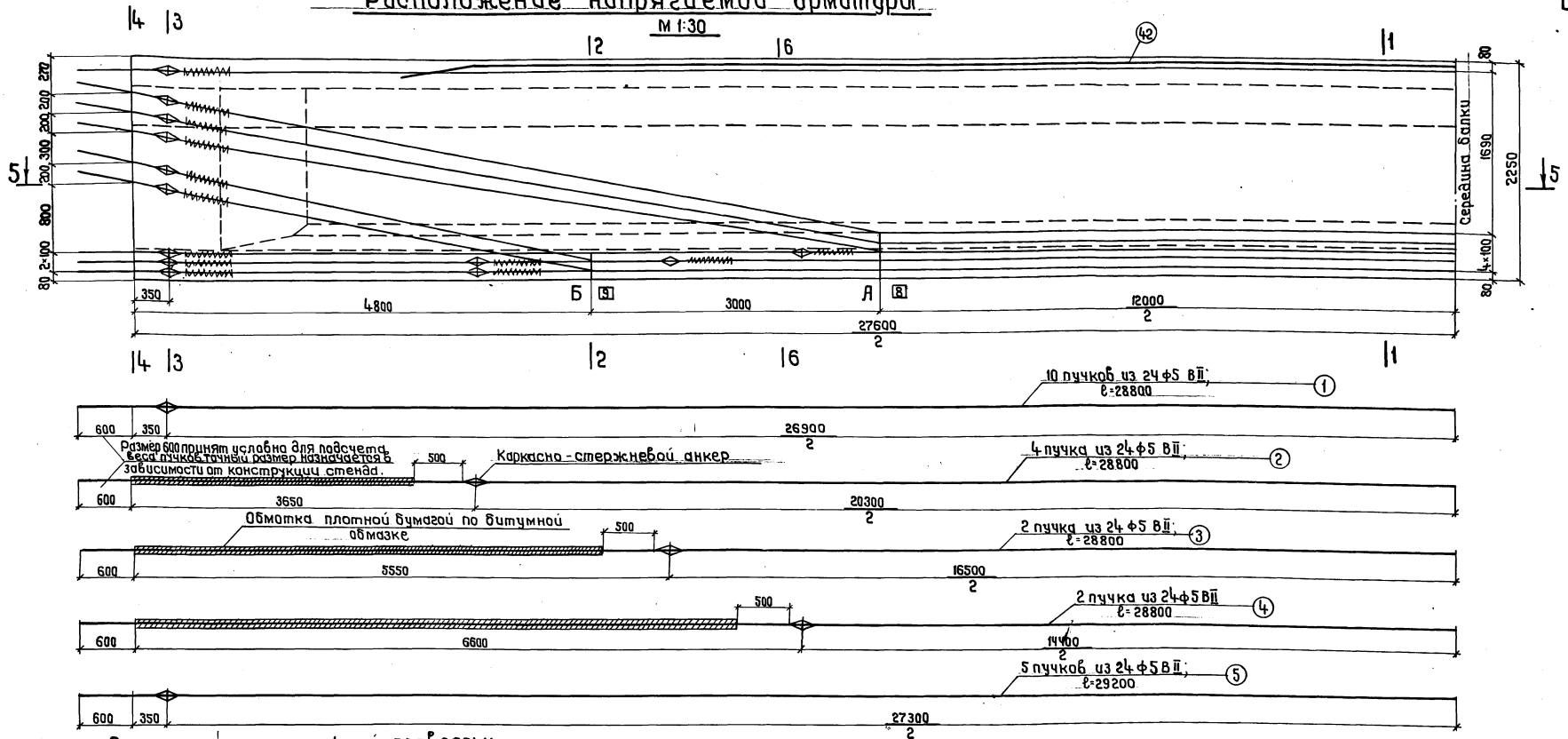
Проект откорректирован в 1974г.
Архитектор: Прохоров П. П.
Инженер: Шолохов П. П.
Инженер: Горбачев П. П.
Инженер: Савилов П. П.

Адрес: Солнечногорск
Смольный район
ул. Шолохова
д. 10
к. 1

Пензенская обл.
г. Пенза
Ленинград

Расположение напрягаемой арматуры

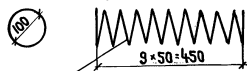
М 1:30



Спецификация стальной проволочки
 $R_{п} = 17000 \text{ кг/см}^2$ для арматурных пучков.

N пучков	Диаметр проволочки, мм	Количество проволочек в пучке, шт	Количество пучков в балке, шт	Длина пучка, м	Масса проволочки, кг	Масса проволочки в пучке, кг	Масса проволочки в балке, кг	Общая масса, кг
1, 2, 3, 4	5	24	18	28,80	0,154	106,5	1917,0	3834,0
5	5	24	5	29,20	0,154	108,0	540,0	1080,0
Итого:								4914,0

Спираль



φ6 Л1. $l = 3500$
 Вес на балку (46 шт) - 35,8 кг
 Вес на прол. строение (92 шт - 71,6 кг)

Примечание:
 для убязки см. листы 4-7.

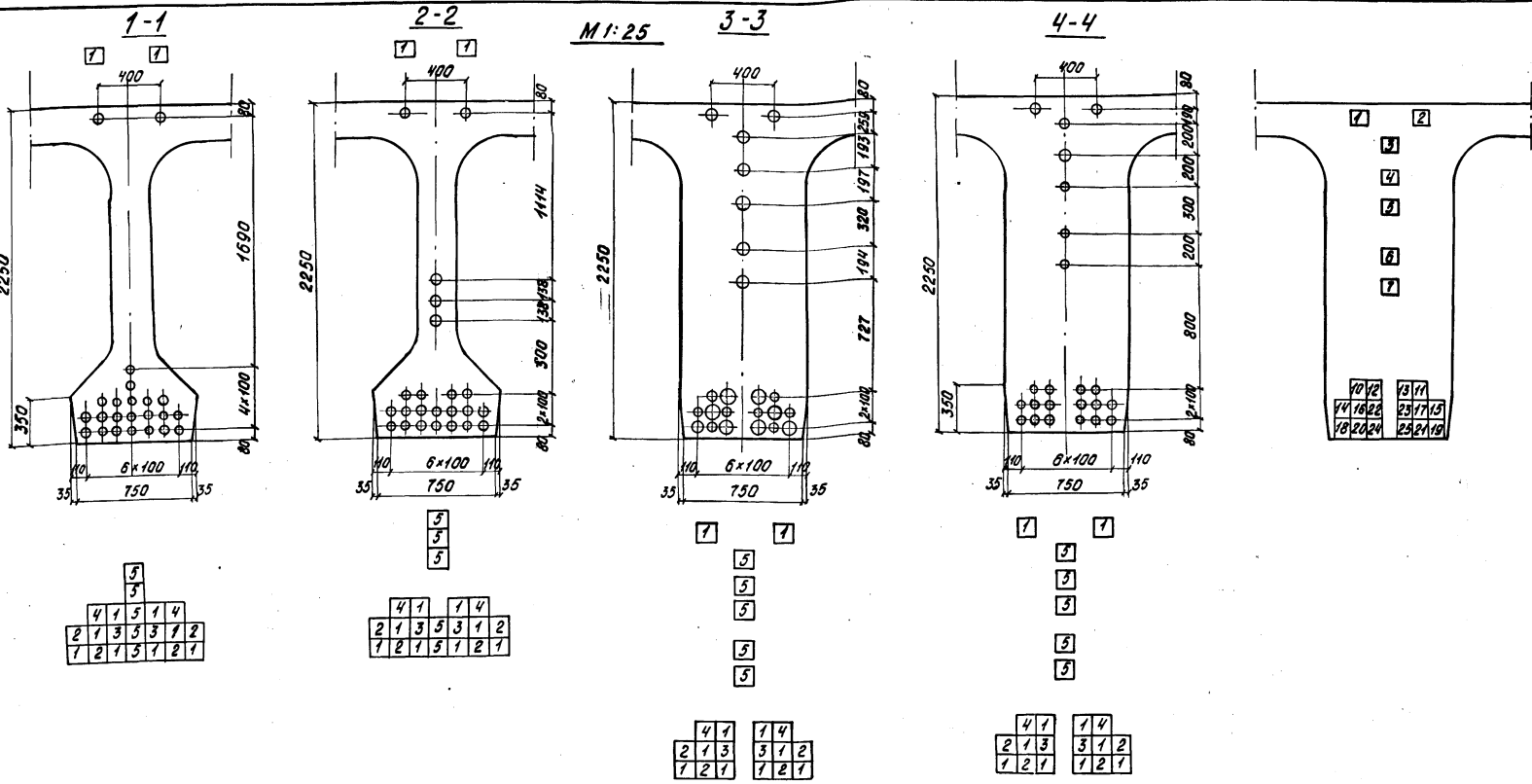
TK	Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6 м для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 27,6 м.
1974г.	Арматурный чертеж балки.

556/15-6
Выпуск 5
Лист 3

Сверил: Демисов

Кон. Демисов

Инв. № 239 690
 Шифр 1635
 Проект авторского права в 1974г.
 Артемов А.И.
 Пискунов В.И.
 Заварова Л.И.
 Гордеев В.И.
 Мач. отв. тип. пр. Гл. инж. пр. Рук. группы Проверил Удостоверил
 Артемов А.И. Пискунов В.И. Заварова Л.И. Гордеев В.И.
 Ленинград



Порядок передачи усилия предварительного напряжения на балку

№ п/п	Наименование	Порядок №№ 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	10-25	

Контролируемые монтажные напряжения в пучках и усилия в домкратах *)

Наименование пучков	№ пучков	Количество проволочек в пучке шт.	Количество пучков в балке шт.	Площадь сечения пучков см ²	Контролируемые монтажные напряжения в пучках при одностороннем натяжении, МПа	Монтажные усилия в домкратах № БНК-ГН (т)		Усилия в оттяжках, т	
						При одностороннем натяжении	При натяжении двумя тросами	А	Б
Верхние прямолнейные пучки	1	24	2	9,4	9600	65,4	32,7	15,4	—
Полигональные пучки	5	24	5	23,5	10700	251,5	50,3	17,3	31,1
Нижние прямолнейные пучки	1,2,3,4	24	16	75,1	10400	782,4	48,9	16,6	—

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

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

Наименование пучков	№ пучков	Количество проволочек в пучке шт.	Количество пучков в балке шт.	Площадь сечения пучков см ²	Контролируемые монтажные напряжения в пучках при одностороннем натяжении, МПа	Монтажные усилия в домкратах № БНК-ГН (т)		Усилия в оттяжках, т	
						При одностороннем натяжении	При натяжении двумя тросами	А	Б
Верхние прямолнейные пучки	1	24	2	10,2	9400	95,9	48,0	14,4	—
Полигональные пучки	5	24	5	23,5	10550	269,0	53,8	16,2	33,2
Нижние прямолнейные пучки	1,2,3,4	24	16	81,6	10250	836,4	52,3	15,7	—

**) В таблице приняты контролируемые напряжения в пучках при изготовлении блоков в стационарных стендах (с учётом потерь от температурного перелода).

Примечание.
Для увязки см. лист 3

ТК Сборные пролётные строения из предварительного железобетона длиной 16,5-27,6 м для железнодорожных мостов. Пролётное строение длиной 27,6 м
1974г. Арматурный чертёж балки (продолжение)

556/15-7

Выпуск 3 Лист 4

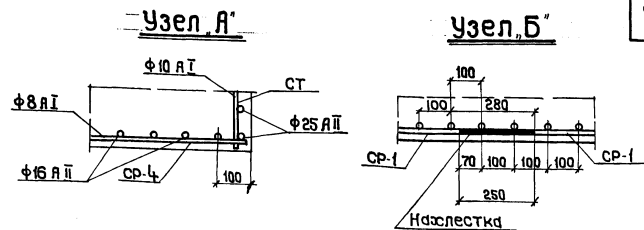
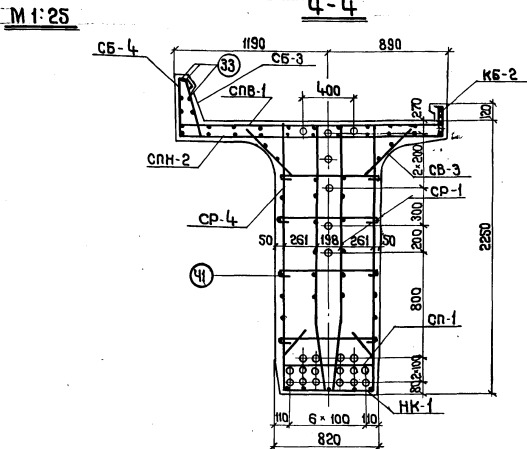
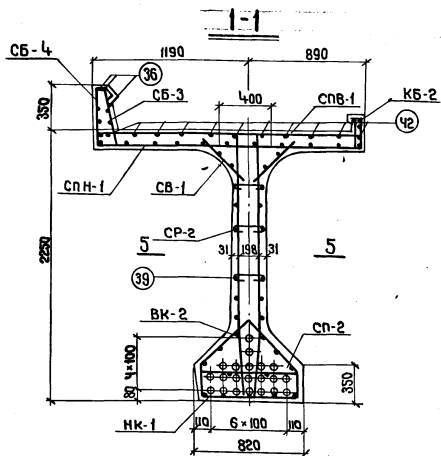
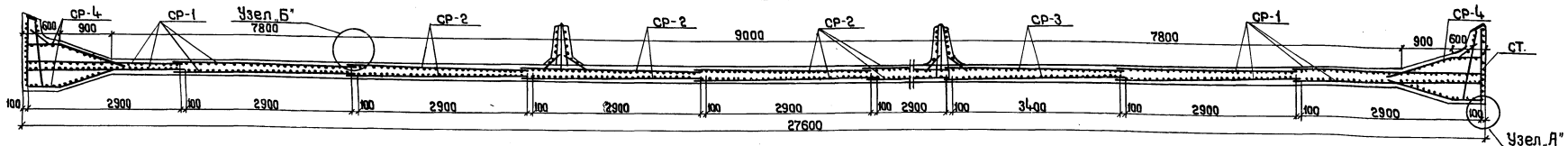


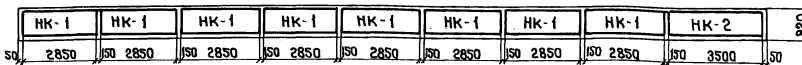
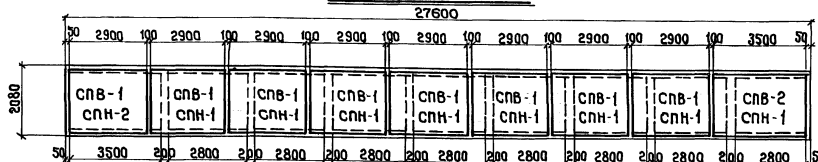
Схема расположения сеток ребра



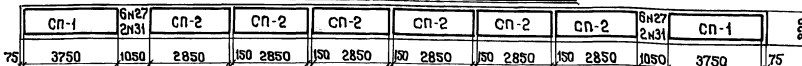
Схемы расположения сеток каркасов

Нижние каркасы нижнего пояса

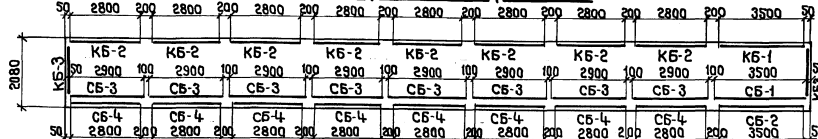
Сетки плиты



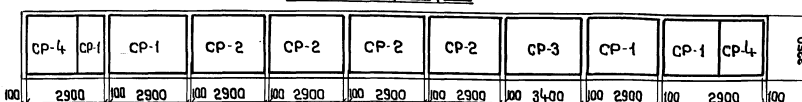
Сетки нижнего пояса



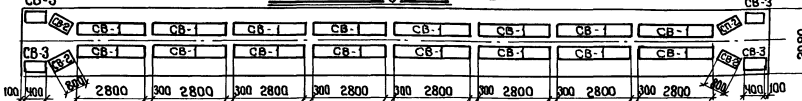
Сетки и каркасы бортиков



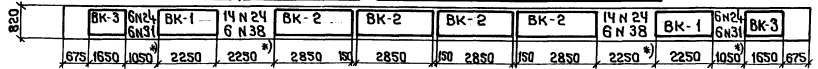
Сетки ребра



Сетки втов



Верхние каркасы нижнего пояса



* Участки обозначенные звездочкой, армировать
однотипными прутами.
примечание:
для узязки см. листы 3,4,6,7.

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

Инд. № 229 693
Шифр 1635

Проект откорректирован в 1974г.
Получено 10.04.74
Составитель: [Имя]
Проверил: [Имя]
Инженер: [Имя]
Главный инженер: [Имя]

Ленинград
г. Ленинград

Спецификация арматуры на элемент										Выборка арматуры на элемент			
Наименование элемента	Эскиз	N поз.	Материал	Колич.		Длина		Диаметр	Общая длина	Общая масса	мм	м	кг
				марку	шт.	шт.	мм						
				мм	шт.	шт.	мм						
БК-2 4шт.		24	ВСт5сп2 ГОСТ 380-71*	10A II	20	80	1100	88,0	3250	19 x 150	20	3250	17,9 кг
		12	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	8A I	6	24	3250	78,0					
БК-3 2шт.		24	ВСт5сп2 ГОСТ 380-71*	10A II	12	24	1100	26,4	3250	11 x 150	45	3250	10,5 кг
		25	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	8A I	6	12	1740	20,9					
НК-1 8шт.		26	ВСт5сп2 ГОСТ 380-71*	10A II	20	160	1600	256,0	3250	19 x 150	20	3250	23,5 кг
		12	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	8A I	5	40	3250	130,0					
НК-2 1шт.		26	ВСт5сп2 ГОСТ 380-71*	10A II	25	25	1600	40,0	3540	22 x 150	20	3540	28,7 кг
		13	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	8A I	5	5	3540	17,7					
ОП-1 2шт.		27	ВСт5сп2 ГОСТ 380-71*	10A II	26	52	750	39,0	3790	25 x 150	20	3790	13,8 кг
		28	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	8A I	2	4	3790	15,2					
ОП-2 6шт.		27	ВСт5сп2 ГОСТ 380-71*	10A II	20	120	750	90,0	3250	19 x 150	20	3250	10,7 кг
		12	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	8A I	2	12	3250	39,0					
ОБ-1 1шт.		29	ВСт5сп2 ГОСТ 380-71*	10A II	36	36	590	21,2	3540	35 x 100	20	3540	16,0 кг
		17	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	8A I	2	2	3540	7,1					
ОБ-2 1шт.		30	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	8A I	19	19	690	13,1	3540	20 x 200	20	3540	8,0 кг
		17	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	8A I	2	2	3540	7,1					

Примечания:

- Сварные сетки изготавливаются с применением контактной точечной электросварки.
- Для узвязки см. листы 5,6.

Спецификация арматуры на элемент										Выборка арматуры на элемент				
Наименование элемента	Эскиз	N поз.	Материал	Колич.		Длина		Диаметр	Общая длина	Общая масса	мм	м	кг	
				марку	шт.	шт.	мм							
				мм	шт.	шт.	мм							
ОБ-3 8шт.		29	ВСт5сп2 ГОСТ 380-71*	10A II	30	240	590	141,6	3250	29 x 100	330	3250	13,5 кг	
		16	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	8A I	2	16	3250	52,0						
ОБ-4 8шт.		3,0	ВСт5сп2 ГОСТ 380-71*	8A I	15	120	690	82,8	3250	14 x 200	430	3250	6,7 кг	
		16	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	8A I	2	16	3250	52,0						
КБ-1 1шт.		33	ВСт5сп2 ГОСТ 380-71*	12A II	3	3	3540	10,6	3540	16 x 200	2 x 150, 20	3540	11,1 кг	
		34	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	8A I	10	10	500	5,0						
		35	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	8A I	9	9	310	2,8						
КБ-2 8шт.		36	ВСт5сп2 ГОСТ 380-71*	12A II	3	24	3250	78	3250	14 x 200	430	3250	10,1 кг	
		34	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	8A I	8	64	500	32,0						
		35	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	8A I	7	56	310	17,4						
КБ-3 2шт.		37	ВСт5сп2 ГОСТ 380-71*	12A II	3	6	2000	12,0	2000	9 x 200	190	2000	8,2 кг	
		34	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	8A I	5	10	500	5,0						
		35	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	8A I	5	10	310	3,1						
Отдельные стержни		36	12A II	-	24	3250	78,0	3250	3250	3250	3250	3250	3250	
		33	ВСт5сп2 ГОСТ 380-71*	12A II	-	3	3540							10,6
		24	ВСт5сп2 ГОСТ 380-71*	10A II	-	40	1100							44,0
		27	10A II	-	12	750	9,0							
		32	8A I	-	12	800	9,6							
		31	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	8A I	-	16	1740							27,8
		38	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	8A I	-	12	2500							30,0
		39	8A I	-	400	313	125,2							
		40	8A I	-	40	ср. 677	27,1							
		41	8A I	-	40	841	33,6							
		42	ВСт5сп2 ГОСТ 380-71*	22A II	-	11	22000							242,0

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

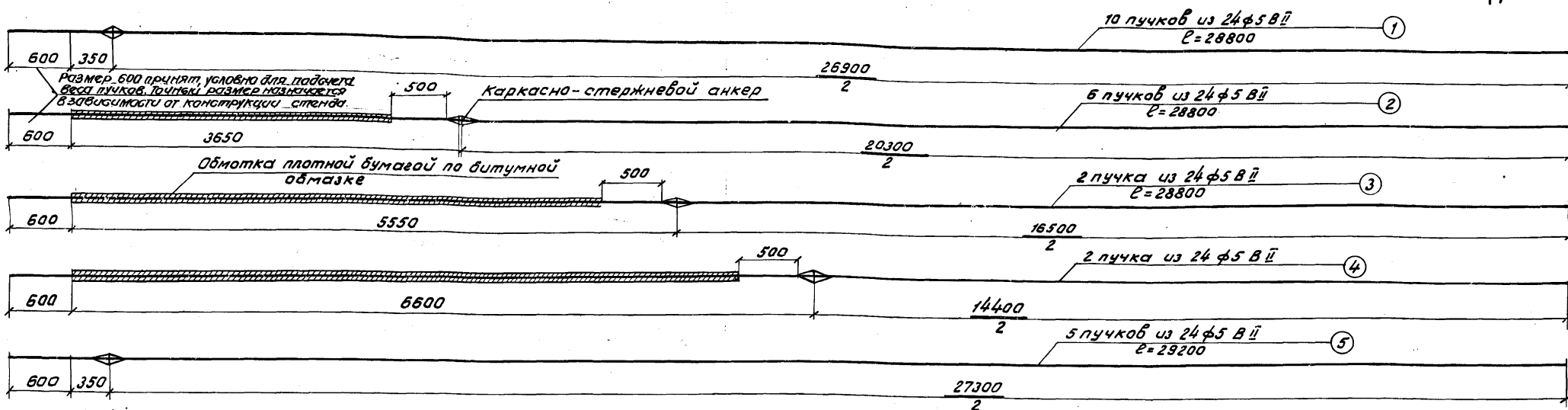
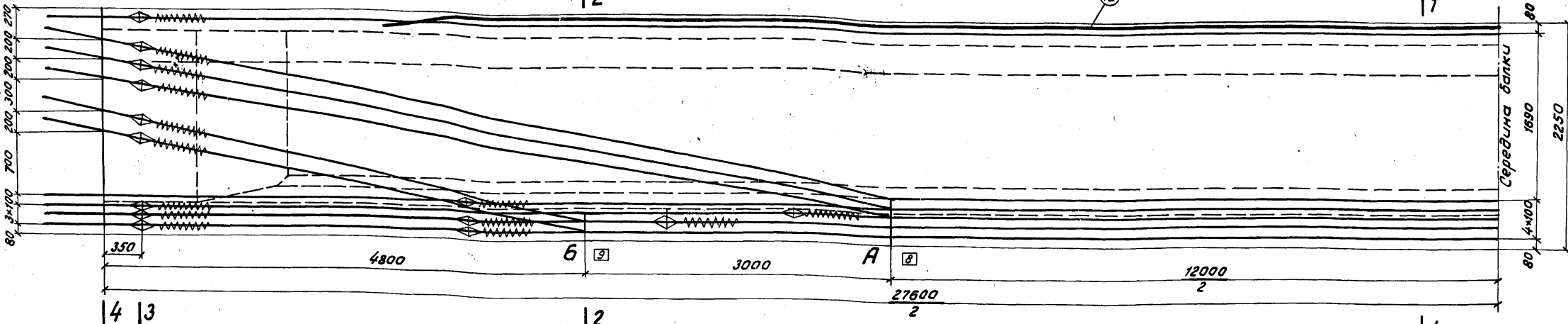
556/15-10

Выпуск 5 Лист 7

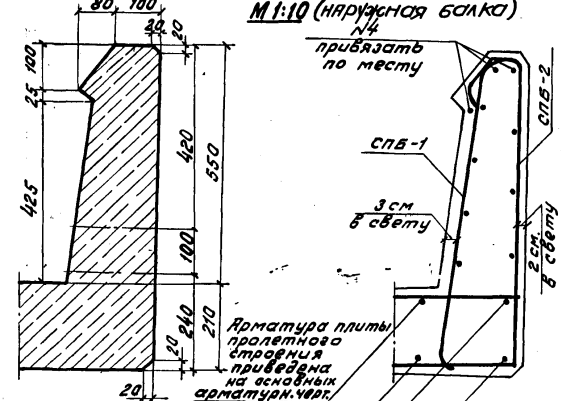
Коп. Бюро

Проект откорректирован в 1974г. 229 694 Ширр 1635
 Науч. отв. инж. п.п. г. Ленинград
 А. И. Яковлев, Г. С. Волков, М. А. Кошкин, С. П. Литвинов, Л. И. Мухоморов, В. П. Павлов, А. В. Родина, Е. В. Шапкин
 Консультанты: И. П. Куклин, А. В. Куклин, И. И. Мухоморов, Л. И. Мухоморов, А. В. Родина, Е. В. Шапкин
 Проверил: И. П. Куклин, А. В. Куклин, И. И. Мухоморов, Л. И. Мухоморов, А. В. Родина, Е. В. Шапкин
 Утвердил: И. П. Куклин, А. В. Куклин, И. И. Мухоморов, Л. И. Мухоморов, А. В. Родина, Е. В. Шапкин

Расположение напрягаемой арматуры (внутренней балки)
 М 1:30



Повышенный бортик
Опалубочный чертёж Армирование
 М 1:10 (наружная балка)

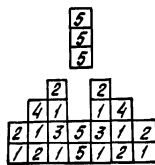
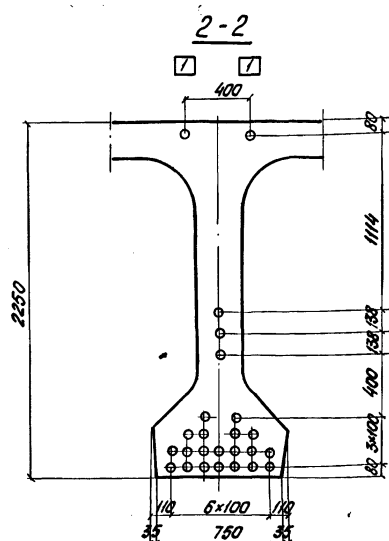
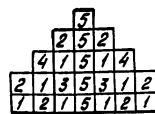
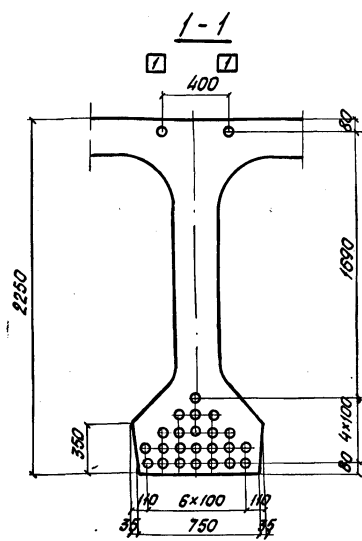


* Длина сеток СПБ-1 и СПБ-2 назначается по месту в зависимости от радиуса кривой
 * (см. листы 35-37 "Общей части", выпуск.)

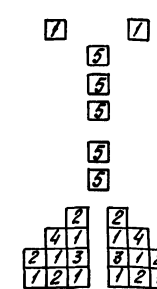
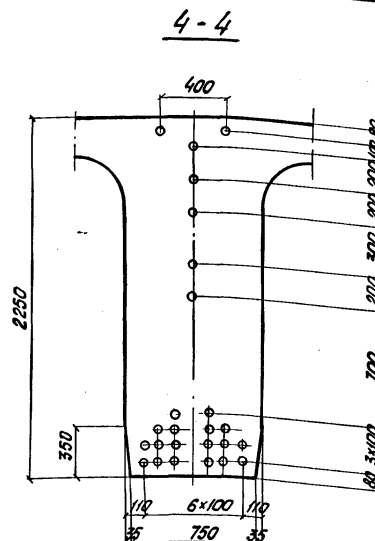
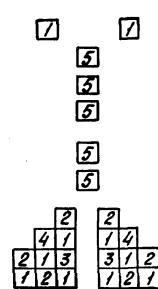
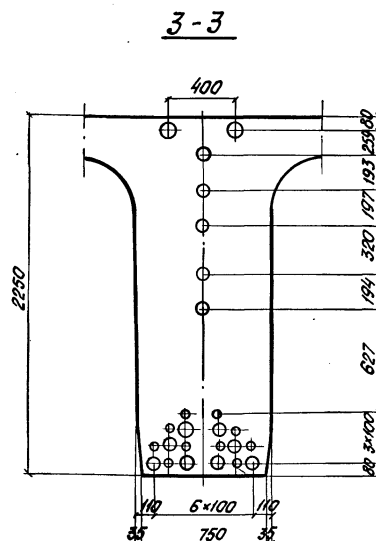
Спецификация арматуры на п.м. повышенного бортика

№ по з.	Марка армат.	Диаметр	Кол-во на элемент	Длина	Диаметр	Общая длина	Общая масса	Выборка арматуры на элемент		
								Диаметр	Общая масса	
1	ВСт.3сп.2 гост380-71	8A II	3	1000	3,0	3,0	2,7	φ12A II	3,0	
2	ВСт.5сп.2 гост380-71	10A II	10	790	7,9	7,9	4,9	φ8A II	10,5	
Масса сетки - 6,0 кг.										
3	ВСт.5сп.2 гост380-71	8A II	5	890	4,5	4,5	4,1	φ8A II	10,5	
Масса сетки - 3,0 кг.										
4	ВСт.3сп.2 гост380-71	12A II	3	1000	3,0					
									Итого	
										Всего 11,7

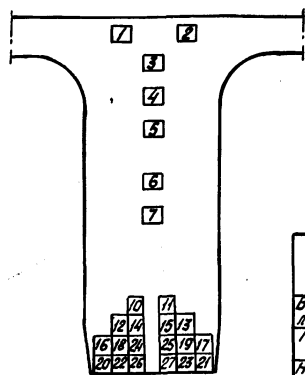
Примечание:
 Таблица контролируемых напряжений в пучках при изготовлении блоков стационарных стенда (с учетом потерь от температурного перепада) приведена на листе №9. Количество пробалок в пучке в этом случае принимается - 26 шт.



M 1:25



Порядок передачи усилия предварительно напряженной на балку



N	Наименование	Порядок передачи усилия
1	Отпуск натяжения верхних пучков	1-2
2	Отпуск натяжения (на торцах) полигональных пучков	3-7
3	Отпуск натяжения оттяжек полигональных пучков	8-8'
4	Отпуск натяжения нижних прямолинейных пучков	9-9'

Контролируемые монтажные напряжения в пучках и усилия в домкратах

Наименование пучков	N пучков	Кол-во проволок в пучке шт	Кол-во пучков в балке шт	Площадь сечения пучков $F_{пч}$ см ²	Площадь сечения пучков в балке $F_{бл}$ см ²	Монтажные усилия в домкратах № 500 (177) $F_{дм}$ кН	Монтажные усилия в домкратах № 500 (177) $F_{дм}$ кН	Напряжение в пучках $\sigma_{пч}$ МПа	Усилия в оттяжках (1) А Б	
Верхние прямолинейные пучки	1	26	2	10,2	7910	80,6	40,3	12,7	-	-
Полигональные пучки	5	26	5	25,5	10350	264,9	526,6	16,8	23,9	19,3
Нижние прямолинейные пучки	12,3,4	26	18	91,8	9870	906,0	50,2	15,8	-	-

Контролируемые монтажные напряжения в пучках и усилия в домкратах

Наименование пучков	N пучков	Кол-во проволок в пучке шт	Кол-во пучков в балке шт	Площадь сечения пучков $F_{пч}$ см ²	Площадь сечения пучков в балке $F_{бл}$ см ²	Монтажные усилия в домкратах № 500 (177) $F_{дм}$ кН	Монтажные усилия в домкратах № 500 (177) $F_{дм}$ кН	Напряжение в пучках $\sigma_{пч}$ МПа	Усилия в оттяжках (1) А Б	
Верхние прямолинейные пучки	1	24	2	9,4	7900	74,4	37,2	12,7	-	-
Полигональные пучки	5	24	5	23,5	10460	244,0	48,8	16,8	23,6	19,0
Нижние прямолинейные пучки	12,3,4	24	18	84,5	10000	846,0	47,0	16,8	-	-

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

№ пучков	Диаметр проволоки мм	К-во проволок в пучке шт	К-во пучков в балке шт	Длина пучка м	Вес 1 п.м. одной проволоки кг	Вес проволоки в одном пучке кг	Общий вес, кг		
							На одну балку	На пролетное строение	
1,2,3,4	5	24	20	28,80	0,154	106,5	2138,0	4276,0	
5	5	24	5	29,20	0,154	108,0	540,0	1080,0	
Итого:								5356,0	

Примечания:

- На настоящем листе приведен арматурный чертеж внутренней балки пролетного строения для мостов, расположенных на кривых участках пути радиусом $R \geq 600$ м и радиусами более 1200 м и для наружной балки арматурный чертеж приведен на листах 4, 5.
- Маска детона - 400
- Отпуск натяжения арматурных пучков производится при достижении бетоном прочности не менее 360 кг/см^2 .
- Армирование балки ненапрягаемой арматурой, армирование диафрагм см. на листах 4-7, 11, 13.
- Закладные детали (трубки для датов крепления торцовых консолей, опорные листы и др.) приведены в общей части.
- Для узла см. листы в.

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

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

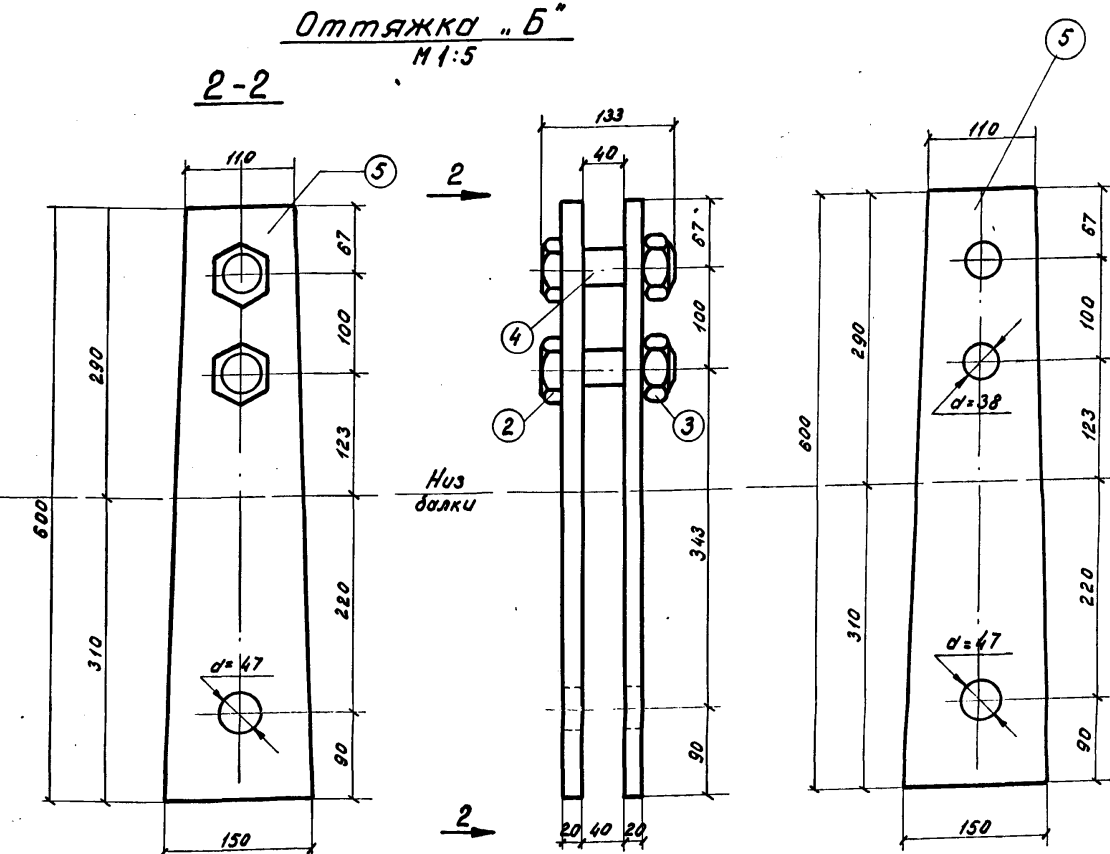
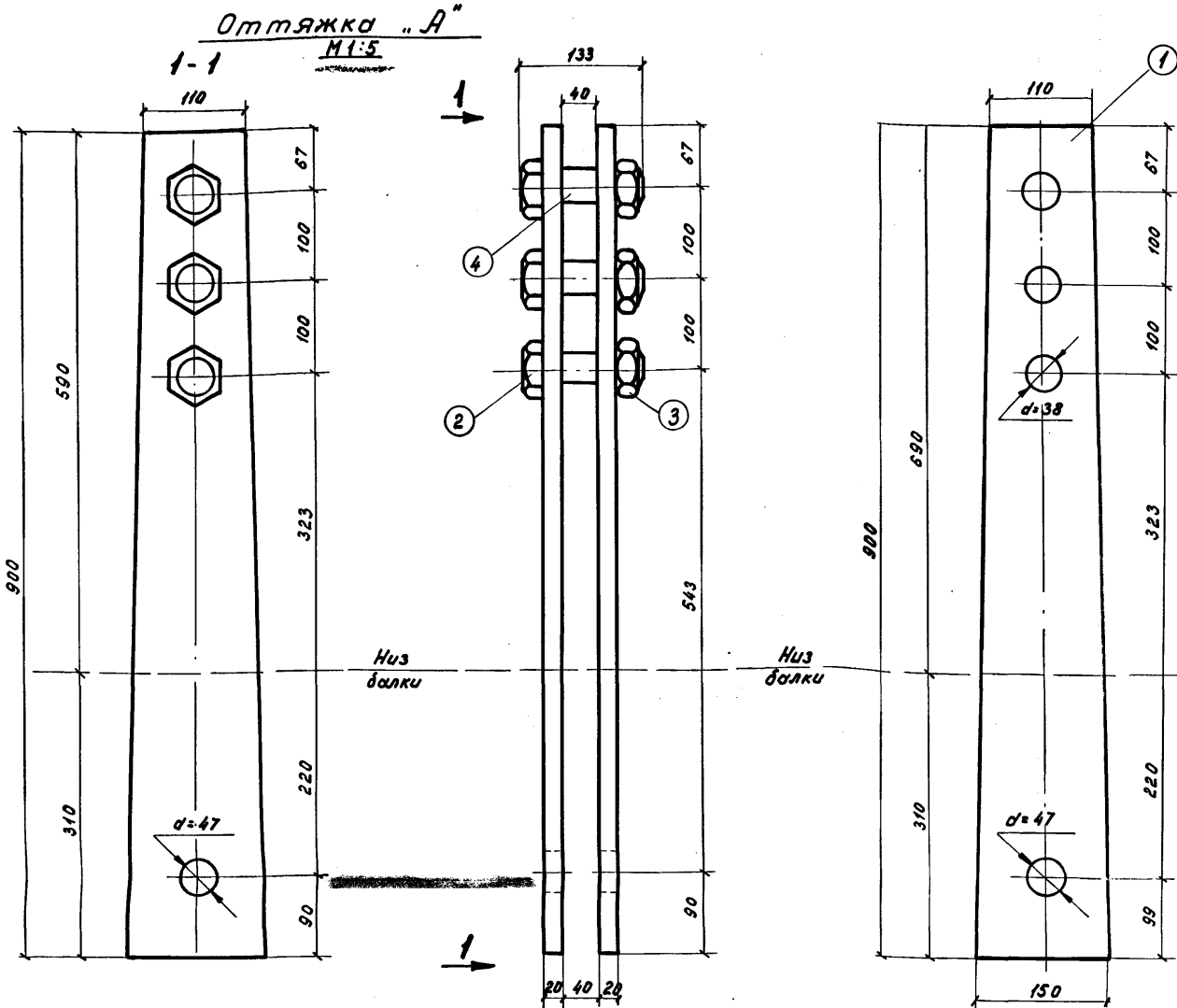
ТК Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27 м для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 27,6 м.
1974г. Пролетное строение для мостов на кривых участках пути $R \geq 600$ м. Арматурный чертеж (продолжение)

Ив. N 229 696
Шифр 1685

Проект авторегистрирован в 1974г

Исполнитель: А.И. Артемов, С.М. Галицын, В.И. Смоленичев, А.И. Старобасов, И.В. Станкевич
Проверил: И.В. Артемов, В.И. Смоленичев, А.И. Старобасов, И.В. Станкевич
Инж. группы: И.В. Артемов, В.И. Смоленичев, А.И. Старобасов, И.В. Станкевич
Исполнил: И.В. Артемов, В.И. Смоленичев, А.И. Старобасов, И.В. Станкевич

Ленгипротрансмосг
г. Ленинград



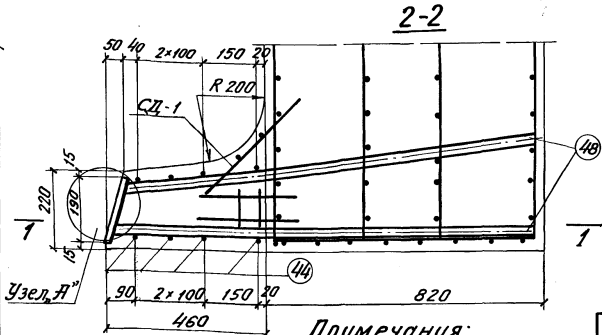
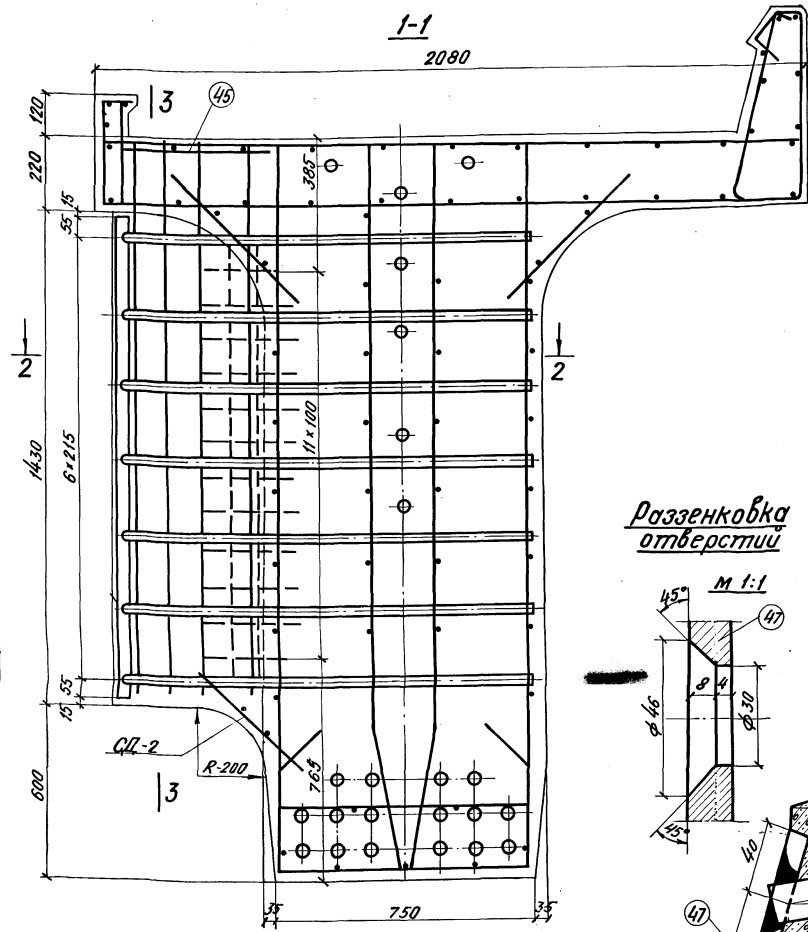
Спецификация металла оттяжки "А"

N поз	Наименование частей	Материал	Размеры одной части, мм			Количество шт.	Масса, кг	
			Толщина	Ширина или площадь F в см ²	Длина		1 шт.	Общая
1	Планка ГОСТ 5681-57*	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	20	11,7	—	2	23,4	18,36 36,72
2	Болт М36×110 ГОСТ 7798-70*	ВСт3сп4 ГОСТ 380-71*	М 36	—	110	3	—	1,27 3,81
3	Гайка М36 ГОСТ 5915-70*	ВСт3сп4 ГОСТ 380-71*	28	—	—	3	—	0,38 1,14
4	Труба dн=45; δ=3,5 ГОСТ 8732-70	—	—	—	30	3	—	0,11 0,33
Итого								42,00
Итого на пролетное строение (4 оттяжки)								168,0

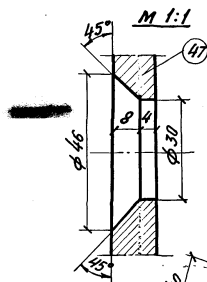
Спецификация металла оттяжки "Б"

N поз.	Наименование частей	Материал	Размеры одной части, мм			Количество шт.	Масса, кг	
			Толщина	Ширина или площадь F в см ²	Длина		1 шт.	Общая
5	Планка ГОСТ 5681-57*	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	20	7,8	—	2	15,6	12,25 24,5
2	Болт М36×110 ГОСТ 7798-70*	ВСт3сп4 ГОСТ 380-71*	М 36	—	110	2	—	1,27 2,54
3	Гайка М36 ГОСТ 5915-70*	ВСт3сп4 ГОСТ 380-71*	28	—	—	2	—	0,38 0,76
4	Труба dн=45; δ=3,5 ГОСТ 8732-70	—	—	—	30	2	—	0,11 0,22
Итого								28,02
Итого на пролетное строение (4 оттяжки)								112,1

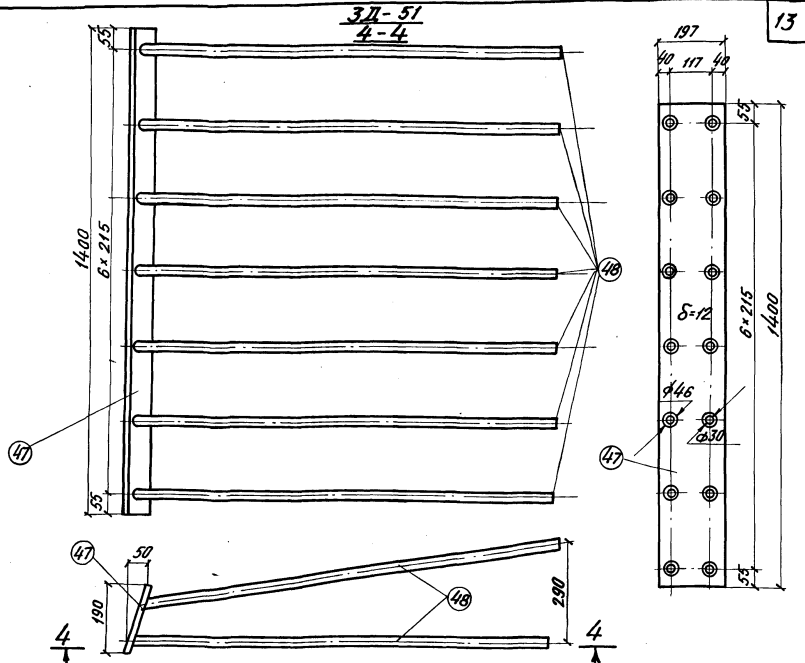
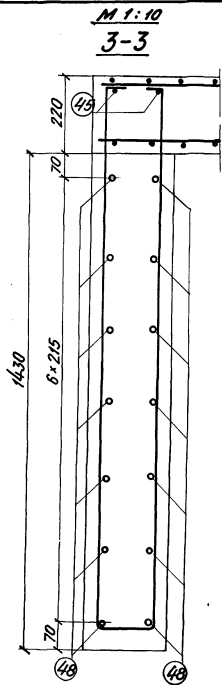
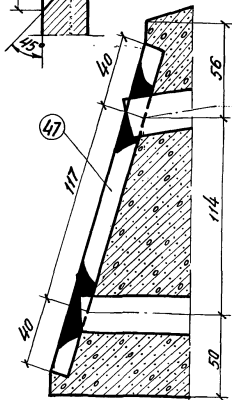
TK Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6 м.
для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 27,6 м
1974 г Детали оттяжки



Раззенковка отверстий



Узел А
M 1:2



№ позиции	Материал	Диаметр, мм	Кол-во на маркировку, шт.	Длина, мм	Диаметр, мм	Общая длина, м	Общая масса, кг	Выборка арматуры на элемент	
									М
41	Вст5сп2 ГОСТ380-71	10 A II	2	2	1200	2,4	10 A II	21,7	
42	Вст5сп2 ГОСТ380-71	10 A II	12	12	400	4,8	8 A I	0,8	
Масса сетки - 4,4 кг								Итого на 1 полудиафрагму	
42	Вст5сп2 ГОСТ380-71	10 A II	2	2	400	0,8	10 A II	0,3	
43	Вст5сп2 ГОСТ380-71	10 A II	2	2	110	0,22	8 A I	0,3	
Масса сетки - 0,6 кг								Итого на 1 пролетное строение	
44	Вст5сп2 ГОСТ380-71	10 A II	4	4	3370	13,5	10 A II	1,2	
45	Вст5сп2 ГОСТ380-71	8 A I	2	2	400	0,8	8 A I	0,3	
								Итого	
								Класса А-II	13,4
								Класса А-1	0,3
								Всего	13,7
								Класса А-2	53,6
								Класса А-3	1,2
								Класса А-1	0,3
								Всего	54,8

№ позиции	Наименование частей	Материал	Размеры одной детали, мм			Кол-во, шт.	Общая длина	Масса кг	
			Толщина	Ширина	Длина			1 шт	Общая
47	Планка ГОСТ 5681-57*	М 16С ГОСТ 6703-53	12	197	1400	1	1,4	18,5	25,9
48	Стержень φ 22 A II	Вст5сп2 ГОСТ380-71			1210	14	16,94	2,98	50,5
Итого на 3Д-51									76,4
Итого на пролетное строение (4 полудиафрагмы)									305,6

- Примечания:**
- Сварку производить электродами типа Э42Ж по ГОСТ 9467-60.
 - Для увязки см. лист 12.

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

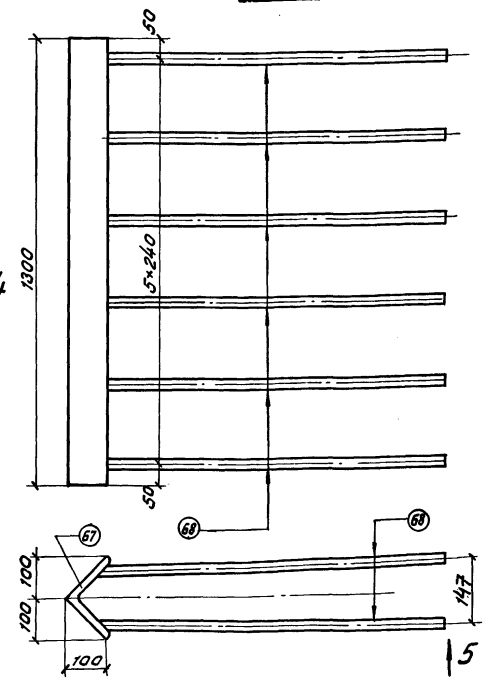
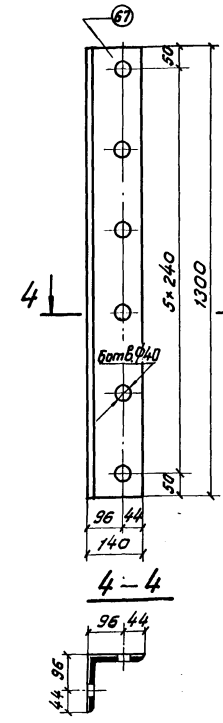
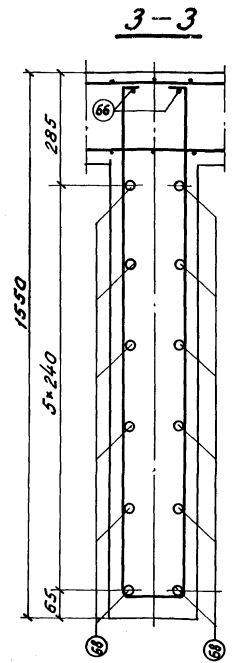
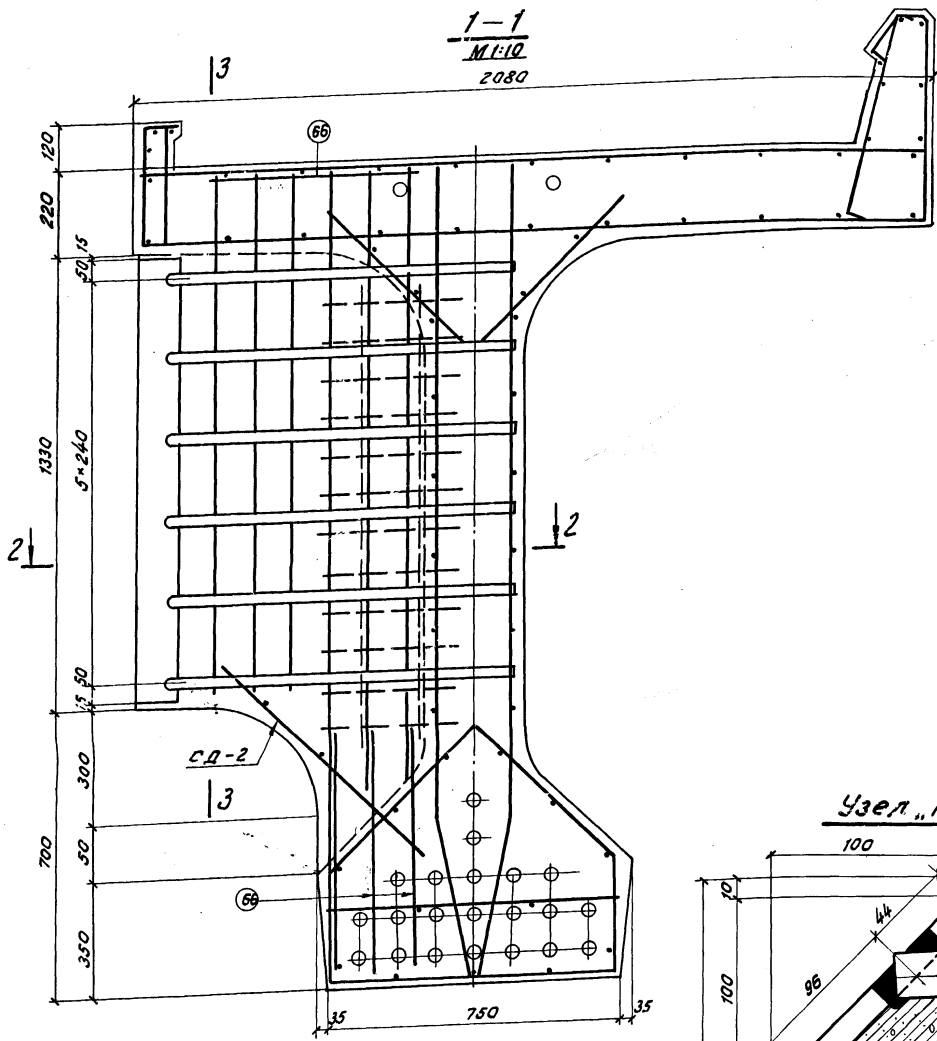
1974 Торцевая диафрагма. Арматурный чертёж.

ЗД-52
5-5

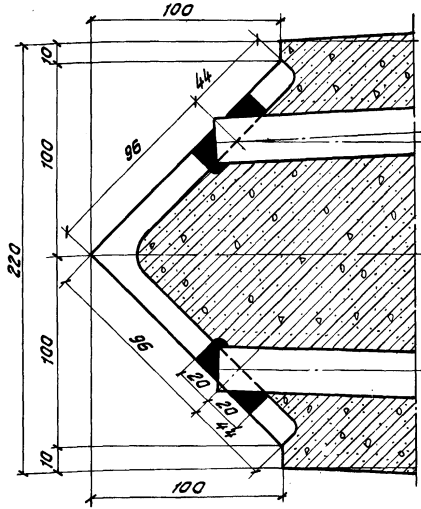
Инд. № 232699
Шпр. 16.35

Проект откорректирован в 1974г.

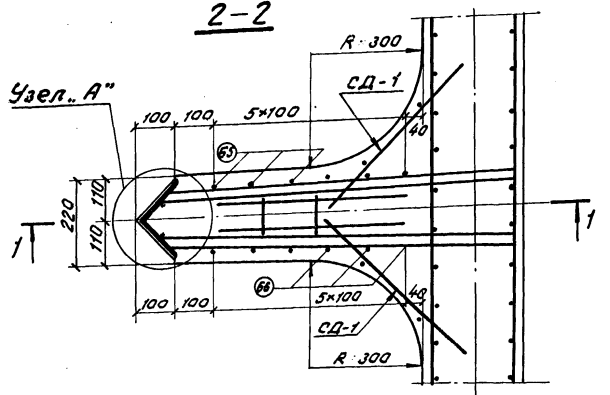
Инженер-проектировщик
г. Ленинград



Узел „А“ М1:2



2-2



Спецификация металла закладной детали ЗД-52 (на 1 полудиафрагму)

№ п/п	Наименование частей	Материал	Размеры одной части, мм		Количество шт.	Общая длина м или площадь м²	Масса, кг		
			Толщина	Ширина или площадь F в см²			1 м или 1 кв. м	общая	
67	Уголок ГОСТ 8509-72	М16С ГОСТ 6713-53	L 140x12	1300	1	1,30	25,5	33,15	
68	Стержень ф22 АІІ	ВСт3сп.2 ГОСТ 380-71	-	910	12	10,92	2,98	32,60	
Итого на ЗД-52									65,75
Итого на пролетные строения (4 полудиафрагмы)									263,0

Примечания:

- Сварку производить электродами типа Э42 А по ГОСТ 9467-60.
- Для увязки см. лист 14.

ТК Сварные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6 м для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 27,6 м. Промежуточная диафрагма. Арматурный чертеж.

556/15-16
Выпуск 5 Лист 13

кол. Бухгалтер

Изм. №293700
Шифр 1635

ЛЕНГИПРОТРАНСМОСТ
ЛЕНИНГРАД

Нач. отд. тех. пр. Пл. инж. пр. г-на Рук. группы Пл. инж. пр. г-на Рук. группы Пл. инж. пр. г-на Рук. группы Пл. инж. пр. г-на

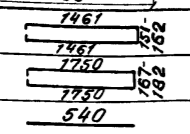
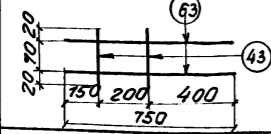
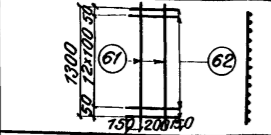
Артемюков
Голыцын
Смоленцев
Максимовская
Стайковский

Проект
Инж. корректуры
Артемюков
Смоленцев
Максимовская
Стайковский

Проверил
Исполнил
Сверил
Выдал

Полустин
Захаров
Стайковский

Спецификация арматуры на элемент										Выборка арматуры на элемент		
Наимек. элемента	Материал	№ поз.	Диаметр мм	Кол. на марку элем.		Длина мм		Диаметр мм	Общая длина м	Общая масса кг		
				шт	шт	шт	шт					
1 полудиафрагма	Ст3сп2 ГОСТ 380-71	61	10AII	2	2	1300	2,6	φ10AII	34,97	21,6	Класс А-II	
		62	"	13	13	500	6,5	Всего на I полу-диафрагму		21,6		
		Масса сетки - 5,6 кг										
		63	10AII	2	2	750	1,5	Всегом прелетное строение		Класс А-II	86,4	
		43	"	2	2	110	0,22	на полу-диафрагму				
		Масса сетки - 1,1 кг										
Отдельные стержни	Ст3сп2 ГОСТ 380-71	64	10AII	3	3	3130	9,39	12Δ е=1300				
		65	10AII	3	3	3480	10,44					
		66	10AII	8	8	540	4,32					

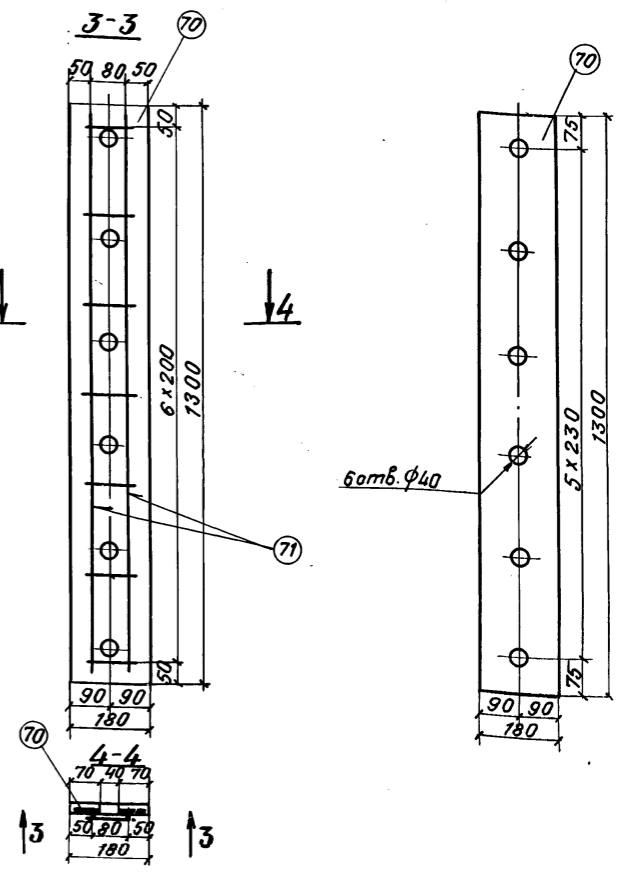
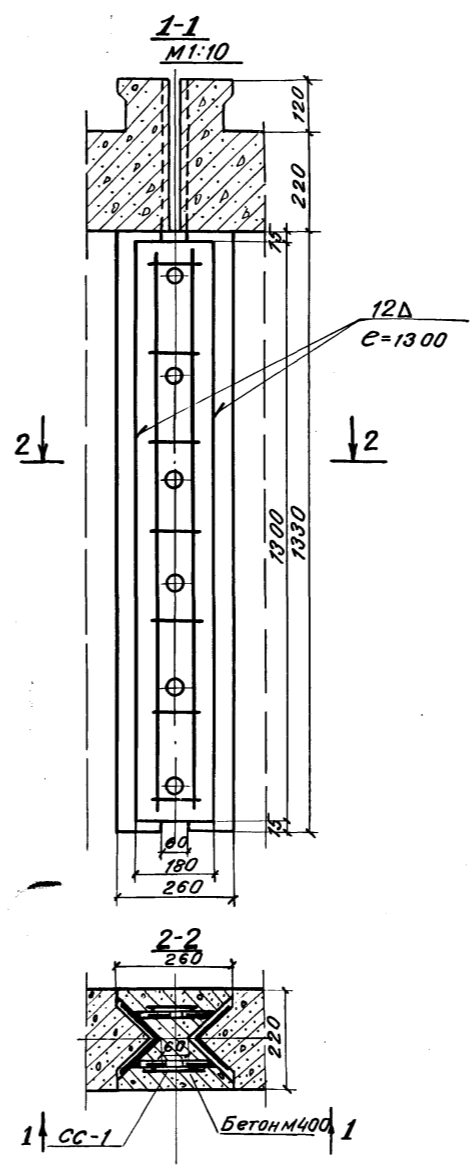
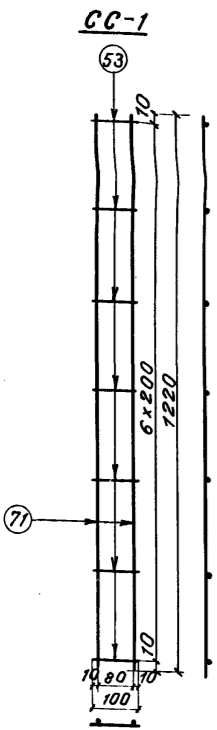


Спецификация металла монтажного стыка диафрагмы

№ поз.	Наименование частей	Материал	Размеры одной части, мм			Кол-во шт.	Общая длина м	Масса, кг.	
			Ширина	Длина	Масса, кг			1 шт	Общая
70	Планка ГОСТ 5681-57	Сталь М16с ГОСТ 6713-55	12	180	1300	2	2,6	22,1	44,2
71	Сетка СС-1	Ст3сп2 ГОСТ 380-71	φ6	—	1220	2	2,44	0,27	0,54
53			φ6	—	100	7	0,70	0,02	0,14
Итого на сетку								0,68	
Всего								44,9	

Показатели на одно пролетное строение

Наименование элемента	Марка бетона	Объем бетона м³	Масса арматуры кг	Масса металла кг
Пролетное строение (2 стыка)	М400	0,09	Класс А-I 2,80	Планки М16с 88,4



ПРИМЕЧАНИЯ:

- Сетка СС-1 (поз. 71) приваривается к планке (поз. 70) прерывистым швом высотой катета 4 мм, длиной шва 50 мм, шагом 150 мм.
- Сварку производить электродами типа Э42 по ГОСТ 9467-60.
- Для увязки см. лист 13.

556/15-17

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

1974г. Промежуточная диафрагма. Монтажный стык.

Инв. № 229204 Шифр 1635
 Проект откорректирован в 1974 г.
 Проект № 100.000.000.000
 Проверен: [подпись] [подпись] [подпись]
 Испытан: [подпись] [подпись] [подпись]
 Ленинград г. Ленинград

№№ п/п	Наименование	Формулы и обозначения	Изм.	$l_n = 27,6 м$
1	Минимальное расстояние от низа шпалы до поверхности плиты.	h	см	27
2	Возвышение наружного рельса.	Δh	"	15
3	Ширина распределения временной нагрузки	$b = 270 + h + \frac{270}{2 \cdot 160} \Delta h$	"	309,6
4	Величина нормального давления	$q = \frac{2 \cdot q_1}{b}$	кг/см ²	548
5	Стрелка для радиуса кривой R=600 м	$f = \frac{e^2}{8R}$	см	15,9
6	Смещение оси эпоры давления в середине пролета	e_0	"	7,5
7	Смещение оси эпоры давления на опоре	e	"	23,4
8	Нормативный изгибающий момент от временной нагрузки	в наружной балке $M_n = \frac{q \cdot e^2 (3l_n + 5f - 6e)}{8}$ в внутренней балке $M_{in} = \frac{q \cdot e^2 (3l_n - 5f + 6e)}{8}$	тм	718 816
9	Изгибающий момент в середине пролета при расчете на прочность	$M_{pr} = \frac{e^2 \cdot q (3 \cdot l_n + 6 \cdot f + 9 \cdot e)}{2} + M_n \cdot h (1 - \mu)$	"	1809

Расчет на нагрузки, действующие в эксплуатационный период.

А. Усилия предварительного напряжения.

10	Величина предварительного напряжения	в нижних прямоугольных	σ_n	кг/см ²	7854
11		в нижних полигональных	σ_{no}	"	7975
12		в верхних пучках	σ_n'	"	6833,4
13	Нормальная сила предварительного напряжения	$N_{пр} = \sigma_n \cdot F_n + \sigma_{no} \cdot F_{no} \cdot \cos \alpha + \sigma_n' \cdot F_n'$	т	915,7	
14	Изгибающий момент предварительного напряжения.	$M_{пр}$	тм	835,3	

Б. Расчет на прочность.

1. По изгибающему моменту.

15	Остаточное сжимающее напряжение в арматуре.	$\sigma'_s = (R_{nc} - 116 \mu')$	кг/см ²	-3916,3
16	Высота сжатой зоны бетона	$x = \frac{R_{sc} \cdot F_{sc} - \sigma'_s \cdot F'_s}{\sigma'_s \cdot F'_s}$	см	67,3
17	Максимальный изгибающий момент, воспринимаемый сечением.	$M_s = \mu \cdot R_{sc} \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - \frac{x}{2}) + \sigma'_s \cdot F'_s \cdot (h_0 - \sigma'_s)$	тм	1917,8
18	Изгибающий момент от расчетных нагрузок должен удовлетворять условиям.	M_p $M_s > M_p$	тм	1809 1917,8 > 1809

В. Расчет на трещиностойкость нормальных сечений

20	По нижней грани	Напряжения от внешних нагрузок	$\frac{M}{W_{ни}}$	кг/см ²	184,8
21		Напряжения от предварительного напряжения	σ_s	"	-183,9
22	Проверка	$\frac{M}{W_{ни}} + \sigma_s \leq 0$	-	+0,2 ≈ 0	

№№ п/п	Наименование	Формулы и обозначения	Изм.	$l_n = 27,6 м$
--------	--------------	-----------------------	------	----------------

II. Расчет на воздействие монтажных нагрузок

Г. Потери предварительного напряжения *)

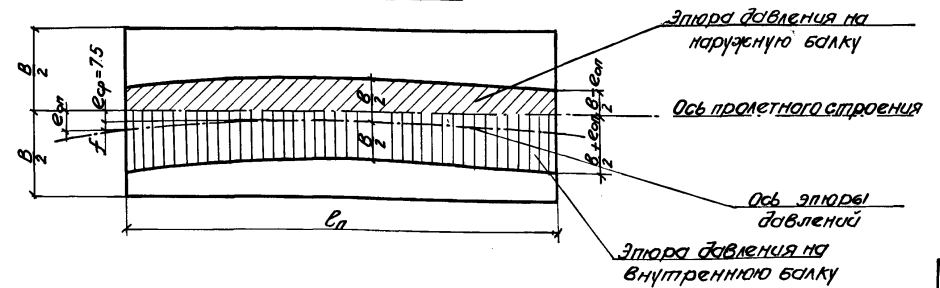
23	Напряжения в бетоне от собственного веса и усилий в напрягаемой арматуре с учетом потерь $\sigma_2, \sigma_3, \sigma_4$ на уровне ч.т.	нижней арматуры	$\max \sigma_s$	кг/см ²	-157,6
24		верхней	$\min \sigma_s$	"	-15,5
25	Напряжения от собственного веса и балласта на уровне ч.т.	$\min \sigma_s \leq 0,3$ потери σ_1 и σ_2 определяются отдельно для A_n и A_n'	-	-	0,1 < 0,3
26		нижней арматуры	$\max \sigma_s^s$	кг/см ²	-136,5
27	верхней	$\min \sigma_s^s$	"	-33,5	
28	$\frac{\min \sigma_s^s}{\max \sigma_s^s} \leq 0,3$ потери $\Delta \sigma_2$ определяются отдельно для арматуры A_n и A_n'	-	-	-	0,247 < 0,3
29	Потери от усадки	в нижней арматуре	$\sigma_1 = \delta_y E_n \Phi$	кг/см ²	309
30	в верхней арматуре	$\sigma_1' = \delta_y E_n \Phi'$	"	365	
31	Потери от ползучести	в нижней арматуре	$\sigma_2 = \max \sigma_s \cdot \mu \cdot \Phi$	"	1270
32	в верхней арматуре	$\sigma_2' = \min \sigma_s \cdot \mu \cdot \Phi'$	"	149,6	
33	Частичные потери от ползучести	в нижней арматуре	$\Delta \sigma_2 = \max \sigma_s \cdot \mu \cdot \Phi$	"	144,0
34		в верхней арматуре	$\Delta \sigma_2' = \min \sigma_s \cdot \mu \cdot \Phi'$	"	142,0
35	Конечные величины потерь предварительного напряжения от усадки и ползучести	в нижней арматуре	$(\sigma_1 + \sigma_2) = \sigma_1 + \sigma_2 - \Delta \sigma_2$	"	1435
36		в верхней арматуре	$(\sigma_1' + \sigma_2') = \sigma_1' + \sigma_2' + \Delta \sigma_2'$	"	656,6
37	Потери от релаксации	в нижней арматуре	$\sigma_3 = (0,27 \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{R_n} - 0,1) \sigma_1$	"	443
38		в верхней арматуре	$\sigma_3' = (0,27 \frac{\sigma_1' + \sigma_2'}{R_n} - 0,1) \sigma_1'$	"	151
39	Потери от деформативности анкерных закреплений и бетона под анкерными закрепленьями	$\sigma_4 = \frac{\Delta E}{E} E_n$	"	268	
40	Потери от трения полигональной арматуры	$\sigma_5 = \frac{R_n}{F_{no}}$	"	339	

*) Значения величин $\sigma_n, E_n, \mu, \delta_y, \sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4, \sigma_5, \Phi, \Phi', \mu, \delta_y$ - см. расчет пролетного строения лист 17.

Примечания:

1. Продолжение см. на листе 19.

Эпюра давления на внутреннюю и наружную стенки.



ТК Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5 - 27,6 м для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 27,6 м пролетное строение для мостов на кривых участках пути R=600 расчетный лист

Инв. № 247040 Шпр № 1635
 Проект откорректирован в 1974 г.
 Исполнитель: Л. П. Давыдов, Л. П. Коваленко, Л. П. Степанова, Л. П. Мельникова, Л. П. Мельникова, Л. П. Мельникова
 Проверка: Л. П. Мельникова, Л. П. Мельникова, Л. П. Мельникова
 Лектор: Г. Мельникова

№/п/п	Наименование	Формулы и обозначения	Узм.	Р _н = 27,6 м
Усилия предварительного напряжения				
41	Контролируемые напряжения в арматуре	нижней прямоугольной: $\sigma_{нп} = \sigma_{н1}(\sigma_1 + \sigma_2) \sigma_3 + \sigma_4$	кг/см ²	10000
42		нижней полигональной: $\sigma_{нп} = \sigma_{н0}(\sigma_1 + \sigma_2) + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5$	"	10460
43		верхней: $\sigma_{вп} = \sigma_1(\sigma_1 + \sigma_2) + \sigma_3 + \sigma_4$	"	7900
44	Напряжение в арматуре, передаваемое на бетон	нижней прямоугольной: $\sigma_{нп} = \sigma_{н1} - \sigma_3 - \sigma_4$	"	9289
45		нижней полигональной: $\sigma_{нп} = \sigma_{н0} - \sigma_3 - \sigma_4$	"	9440
46		верхней: $\sigma_{вп} = \sigma_1 - \sigma_3 - \sigma_4$	"	7490
47	Нормативная сила предварительного напряжения	$N_p = \sigma_{нп} F_n + \sigma_{вп} W_{нп}$	т	1077,4
48	Исгибающий момент от предварительного напряжения	M_n	тм	993,6
Расчет на трещиностойкость в середине пролета				
1. На стойкость против образования продольных трещин				
49	Напряжение в бетоне от предварительного напряжения по нижней грани	$-\frac{N_n}{F_n} - \frac{M_n}{W_{нп}}$	кг/см ²	-217,8
50	Напряжения в бетоне от собственного веса по нижней грани	$\Delta \sigma_s$	"	46,5
51	Суммарное напряжение в бетоне по нижней грани	$\sigma_{нп} = -\frac{N_n}{F_n} - \frac{M_n}{W_{нп}} + \Delta \sigma_s$	"	-171,3
52	Приведенная толщина обжимаемого пояса	$h_{плп}$	см	53
53	Напряжения в бетоне на уровне приведенной толщины обжимаемого пояса	$\sigma_{сплп}$	кг/см ²	133,8
54	Разница в величинах напряжений	$\mu = \frac{\sigma_{сплп} - \sigma_{нп}}{\sigma_{сплп}}$	%	22,2%
55	Суммарное напряжение в бетоне с учетом воздействия стесненной усадки бетона	$1,16 \sigma_{сплп}$	кг/см ²	189,4
56	Расчетное сопротивление бетона к моменту схватывания бетона при достижении бетоном 90% кубиковой прочности	$R_p = 0,9 R_b + 0,1 R_{пк} - R_{пк}(1-0,9)$	"	190,4
57	Проверка	$1,16 \sigma_{сплп} < R_p$	"	189,4 < 190,4
2. На стойкость против образования поперечных трещин				
58	Напряжения в бетоне от предварительного обжатия по верхней грани	$-\frac{N_n}{F_n} + \frac{M_n}{W_{вп}}$	кг/см ²	25,9
59	Напряжения в бетоне от собственного веса по верхней грани	$\Delta \sigma_s$	"	36,5
60	Проверка	$\frac{N_n}{F_n} + \frac{M_n}{W_{вп}} - \Delta \sigma_s < 0$	"	-10,6%

Примечания:

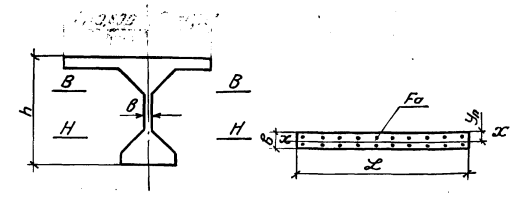
1. Расчет пролетного строения произведен на действие временной нагрузки S14 с учетом переруза при раскладе пролетного строения на кривой R=600 м.

2. Смещение оси эпюры обжатия относительно оси пролетного строения в сторону внутреннего рельса в середине пролета принято 7,5 мм, что соответствует смещению оси пути в сторону внутреннего рельса в середине пролета 130 мм.

N п/п	Наименование	Формулы и обозначения	Изм.	Величина
1	Интенсивность временной нагрузки	2k	т/м	28
2	Коэффициент перегрузки для временной нагрузки	n	-	1,20
3	Динамический коэффициент	$1+M=1+\frac{10}{20+\xi p}$	-	1,216
4	Коэффициент заполнения линии влияния	α	-	0,84
5	Расчетное смещение оси пути относительно оси пролетного строения	Δ	см	10
6	Ширина распределенной временной нагрузки	$\alpha = \frac{27+H}{2} - \Delta$	м	1,41
7	Эксцентриситет приложения временной нагрузки	$e = \frac{1,8-\alpha}{2}$	м	0,195
8	Понижающий коэффициент	χ	-	0,8
9	Интенсивность временной нагрузки на 1 м ²	$q = \frac{2k\alpha}{27+H} \chi$	т/м ²	6,25
10	Нагрузка от веса балласта	$q_s = \gamma_s h_s$	т/м ²	0,64
11	Нагрузка от веса плиты	$q_n = \gamma_n h_n$	т/м ²	0,585
12	Коэффициент перегрузки для постоянной нагрузки	1,35	-	0,9
13	Расстояние между диафрагмами	λ	м	9,0

N п/п	Наименование	Формулы и обозначения	Изм.	Величина
14	Ширина распределения постоянной нагрузки	α_{cb}	м	2,08
15	Эксцентриситет приложения постоянной нагрузки	e_{cb}	м	0,14
16	Коэффициент, учитывающий влияние диафрагм для подсчета момента по линии примыкания верхнего пояса от постоянной и временной нагрузок	K_m^B	-	0,758
17	Коэффициент, учитывающий влияние диафрагм для подсчета момента по линии примыкания нижнего пояса от постоянной и временной нагрузок	K_m^H	-	0,44
18	Коэффициент, учитывающий влияние диафрагм для подсчета нормальной силы по линии примыкания нижнего пояса от постоянной и временной нагрузок	K_N^B	-	0,868
19	Коэффициент, учитывающий влияние диафрагм для подсчета нормальной силы по линии примыкания верхнего пояса от постоянной и временной нагрузок	K_N^H	-	0,187
20	Расчетный момент по линии примыкания верхнего пояса (сечение B-B)	$M_p^B = \left[\frac{1}{2} (1+M) q \alpha e - (q_s + q_n) \alpha e_{cb} \right] K_m^B$	тм	1,65
21	Расчетный момент по линии примыкания нижнего пояса (сечение H-H)	$M_p^H = \left[\frac{1}{2} (1+M) q \alpha e - (q_s + q_n) \alpha e_{cb} \right] K_m^H$	тм	0,96
22	Расчетная нормальная сила по линии примыкания верхнего пояса (сечение B-B)	$N_p^B = \left[\frac{1}{2} (1+M) q \alpha - (q_s + q_n) \alpha e_{cb} \right] K_N^B$	т	13,2
23	Расчетная нормальная сила по линии примыкания нижнего пояса (сечение H-H)	$N_p^H = \left[\frac{1}{2} (1+M) q \alpha - (q_s + q_n) \alpha e_{cb} \right] K_N^H$	т	3,04
24	Растягивающие напряжения в стенке балки по линии примыкания верхнего пояса	$\sigma_p^B = \frac{N_p^B}{F_{гр}} + \frac{M_p^B}{W_{гр}}$	кг/см ²	8,9
25	Растягивающие напряжения в стенке балки по линии примыкания нижнего пояса	$\sigma_p^H = \frac{N_p^H}{F_{гр}} + \frac{M_p^H}{W_{гр}}$	кг/см ²	0,4
26	Расчетные сопротивления бетона	R_p	кг/см ²	11,0

Расчетное сечение



Геометрические характеристики

N п/п	Наименование	Обозначен.	Измерит.	Величина
1	Толщина стенки	B	см	26
2	Ширина	L	см	100
3	Количество стержней и диаметр арматуры	п ф	шт мм	10x2 10AII
4	Площадь сечения арматуры	F _а	см ²	15,7
5	Прибавленная площадь сечения	F _п	см ²	2675
6	Положение нейтральной оси	У _п	см	13
7	Момент инерции сечения	J _п	см ⁴	154 780
8	Момент сопротивления сечения	W	см ³	11 900

Проект, утвержден в 1974 г.
 Исполнитель: Г. Ленинград
 Проверен: [подпись]
 [подпись]
 [подпись]
 [подпись]
 [подпись]
 [подпись]
 [подпись]

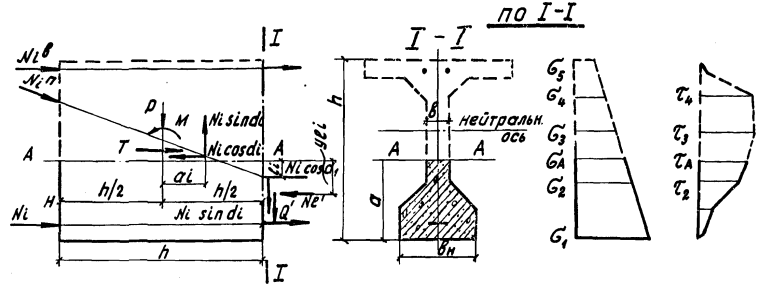
№ п/п	Наименование	Формулы и обозначения	Измер.	Ср = 26,9 м
§. Расчет на местные напряжения				
I Исходные данные				
1	Площадь сечения одного пучка	f_n	см ²	4,7
2	Диаметр пучка	D	см	4,0
3	Диаметр каркасно-стержневого анкера	$D_{ан}$	см	7,8
4	Площадь сечения анкера	$F_{ан}$	см ²	50
5	Длина сцепления проволочки безанкером	l	см	30
6	Длина сцепления пучка из 24 проволочек ($d = 0,35$ см)	$l_0 = \frac{24 \cdot l \cdot n}{k^2 \cdot (D-d)}$	см	76
7	Отношение длины сцепления пучка к высоте балки	$\frac{l_0}{h}$		0,34
8	Расстояние от опорной площадки анкера до конца участка сцепления	l_1	см	41
9	Полное усилие в одном пучке: верхнем, полигональном, нижнем	N^B, N^I, N^H	т	36,0/47,0/47,0
10	Доля усилия, передающаяся через анкер (для нижних пучков)	$N_{ан} = \frac{F_{ан}}{F_{пучка}} \cdot N^H$	т	6,3
11	Максимальные напряжения сцепления	$\sigma = \frac{N}{2 \cdot 2 \cdot 2 \cdot n \cdot (N - N_{ан})} \leq 30$	кг/см ²	28,4
II. Напряжения и усилия в сечении, ограничивающих расчетный блок (от полного усилия предварительного напряжения)				
12	Нормальные напряжения в бетоне в сечении I-I	$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4, \sigma_5, \sigma_6$	кг/см ²	117,8 108,4 89,8 71,2 52,6 34,0
13	Скалывающие напряжения в бетоне в сечении I-I	$\tau_1, \tau_2, \tau_3, \tau_4, \tau_5, \tau_6$	кг/см ²	17,3 16,6 15,9 15,2 14,5 13,8
14	Положение горизонтального сечения А-А	α	см	60,5
15	Напряжение в бетоне в сечении I-I по линии А-А	σ_A	кг/см ²	89,2 8,6
16	Изгибающий момент равнодействующих участков эпюры в отсеченной части блока относительно сечения А-А	$\sum N_i^B \cdot y_i \cdot l_i$	ТМ	146,2
17	Равнодействующая эпюры τ_{xy} в пределах отсеченной части блока	Q'	Т	7,76
18	Уравновешивающий изгибающий момент в сечении А-А	$M_{А-А} = \sum N_i^B \cdot y_i \cdot l_i + \alpha \cdot N_{ан}^B \cdot y_{ан} \cdot l_{ан}$ $= \sum N_i^B \cdot y_i \cdot \cos \alpha \cdot l_i + \sum N_i^B \cdot y_i \cdot \sin \alpha \cdot l_i$	ТМ	-50,95
19	Уравновешивающая нормальная сила в сечении А-А	$R_{А-А} = \sum N_i^B \cdot \sin \alpha \cdot l_i - Q'$	Т	7,76

№ п/п	Наименование	Формулы и обозначения	Измер.	Ср = 26,9 м
III. Части уравновешивающих усилий в сечении А-А, передающиеся через анкера и через сцепление.				
20	Части усилий, передающиеся через анкера	Изгибающий момент $M_{ан} = M_{А-А} \cdot \frac{N_{ан}}{N}$	ТМ	-6,3
21		Нормальная сила $R_{ан} = R_{А-А} \cdot \frac{N_{ан}}{N}$	Т	0,96
22	Части усилий, передающиеся через сцепление	Изгибающий момент $M_{сц} = M_{А-А} - M_{ан}$	ТМ	-44,65
23		Нормальная сила $R_{сц} = R_{А-А} - R_{ан}$	Т	6,8
IV. Местные напряжения в сечении А-А				
24	Ширина блока по сечению А-А	b	см	
25	Нормальные напряжения в бетоне по сечению А-А	$\sigma_y = \frac{M_{ан}}{b \cdot h^2} \cdot K_1 + \frac{R_{ан}}{b \cdot h} \cdot K_2 + \frac{M_{сц}}{b \cdot h^2} \cdot K_1' + \frac{R_{сц}}{b \cdot h} \cdot K_2'$	кг/см ²	
V. Подбор сечения арматуры и проверка прочности				
26	Длина растянутой зоны бетона	x	см	68,7
27	Поперечная растягивающая сила (Объем эпюры σ_y)	$N_{А-А}$	т	59,1
28	Требуемая площадь арматуры при допуске напряжении $[\sigma'] = 700$ кг/см ²	$F_a^{TP} = \frac{N_{А-А}}{700}$	см ²	84,4
29	Принятое количество стержней и их диаметр, в мм	—	—	8φ25 А II 24φ16 А II
30	Площадь сечения принятой арматуры	F_a	см ²	87,52
31	Усилие, воспринимаемое принятой арматурой	$N_a = F_a \cdot 700$	т	61,2
32	Проверка прочности	$\frac{N_a}{N_{А-А}} \geq 1,00$		1,04

Примечания:

- 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)
- Величина расчетного сопротивления бетона на срез принята по примеру расчета №5 ВСН 44-60 ($R_{ср} = 30$ кг/см²)
- Допускаемое напряжение в арматуре $[\sigma'] = 700$ кг/см² принята в соответствии с п. 46 ВСН 44-60.
- При расчете усилия, как от анкеров, так и от сцепления, длина концевой блока принята равной высоте балки h . При этом части усилия $M_{ан}, R_{ан}, M_{сц}$ и $R_{сц}$ определялись пропорционально $N_{ан}$ и $N_{сц}$.
- Расчет на максимальные нормальные напряжения σ_y произведен только для одного сечения, в котором уравновешивающая сдвигающая сила $T = 0$, а уравновешивающий изгибающий момент $M = M_{max}$. Положение этого сечения определялось итерационным методом.
- Положение горизонтального сечения А-А относительно нижней грани блока (α), в котором уравновешивающая сдвигающая сила $T_A = 0$, определяется из уравнения: $T_A = -N_e' + \sum N_i \cdot \cos \alpha \cdot l_i = 0$, где:

N_e' - равнодействующая участков эпюры σ_x в пределах нижней отсеченной сечением А-А части блока
 N_i - усилия в пучках, пересекающих отсеченную часть блока.
 α - угол наклона пучков к горизонтальной оси
 Q' - равнодействующая участков эпюры τ_{xy} в пределах нижней отсеченной сечением А-А части блока.



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

1974г. Расчетный лист. Расчет на местные напряжения.

556/15-24

Выпуск 5 Лист 21

