СССР
Министерство Транспортного Строительства
Главтранспроект
Гипротрансмост

Типовой проект №3.501-49

Металлические железнодорожные пролетные строения с ездой поверху на балласте пролетами 18,2-33,6 м для мостов, расположенных на кривых

Рабочие чертежи

Пролетные строения l_p=18,2-33,6 м

/Дополнения к типовым проектам инв №739-/

Пояснительная записка и чертежи.

Начальник Гипротрансмоста /Крыльцов/

Главный инженер проекта /Слыхова/

Проект утвержден
приказом МПС № П-44п67
от 25 мая 1971 г
Инв №739/10

Москва
1971 г

издание срочное

Пролетные строения L_p = 18,2-33,6 м.
Пояснительная записка и чертежи.

Содержание раздела 10.

№№ п.п.	Наименование	№№ листов	Инвентарные №№
1	Титульный лист	1	—
2	Состав проекта	2	56398
3	Пояснительная записка	3	56399
4	Пролетные строения l_p = 18,2 - 33,6 м. Расчетный лист	4	56400
5	Пролетные строения l_p = 18,2 - 33,6 м Расчетный лист /продолжение/	5	56401
6	Пролетные строения l_p = 18,2 - 33,6 м. Расчетный лист /продолжение/	6	56402
7	Пролетные строения l_p = 18.2 - 33.6 м Расчетный лист /продолжение/	7	56403
8	Пролетные строения l_p = 18.2 - 33.6 м Расчетный лист /продолжение/	8	56404
9	Пролетное строение l_p = 18.2 м. Поперечные сечения мостового полотна	9	56405
10	Пролетное строение l_p = 23.0 м. Поперечные сечения мостового полотна	10	56406
11	Пролетное строение l_p = 27.0 м. Поперечные сечения мостового полотна	11	56407
12	Пролетное строение l_p = 33.6 м. Поперечные сечения мостового полотна	12	56408
13	Пролетные строения l_p = 18.2 - 33.6 м. Конструкция плиты балластного корыта	13	56409
14	Пролетные строения l_p = 18.2 - 33.6 м. Конструкция концевых плит.	14	56410
15	Пролетные строения с гибкими упорами. l_p = 18.2 - 33.6 м. Сводный чертеж железобетонных плит тротуарные плиты.	15	56411
16	Пролетные строения Схема расположения l_p = 18.2 - 33.6 м. Конструкция убежища. Консоли. убежищ.	16	57310

Пояснительная записка

Типовой проект металлических железнодорожных пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18,2-33,6 м для мостов, расположенных на кривых, разработан Гипротрансмостом в соответствии с заданием МПС, в дополнение к типовым проектам №739 по плану типового проектирования на 1971 г.

I. Основные данные проектирования

При изготовлении стальнежелезобетонных пролетных строений для мостов, расположенных на кривых, применяются те же материалы, технические условия, технологические правила, что и для пролетных строений на прямых участках пути (см. листы инв. №№ 50367; 50981; 50995, 51003).

При разработке пролетных строений для мостов, расположенных на кривых, принято, что пролетные строения могут устанавливаться (как на однопутных участках, так и на двухпутных участках) на кривых радиусами

1) пролетные строения l_p=18,2 м – 27,0 м – 300 м и более,

2) пролетное строение l_p=33,6 м – 400 м и более.

Конструкция металлических балок, прикрепление плит к верхнему поясу балок приняты единой при установке их на мостах, расположенных на прямых и на кривых участках пути вышеуказанных радиусов. Пролетное строение l_p=33,6 м для установки на мостах, расположенных на кривых радиусом менее 400 м, требует специальной проектировки металлической части пролетного строения и плит

Проект такого пролетного строения будет дан дополнительно

Основные принципы расчета стальнежелезобетонных пролетных строений с ездой поверху на балласте были изложены в пояснительных записках и на расчетных листах типового проекта №№ 739/1, 739/2, 739/3 и 739/4. В этой главе освещены отдельные расчеты, связанные с характерной особенностью пролетных строений для мостов, расположенных на кривых:

1) расчет главных балок на прочность и выносливость;

2) проверка связей с учетом их работы на кручение,

3) проверка элементов и прикреплений плиты проезжей части к главным балкам.

II. Расчет главных балок на прочность и выносливость

Характерной особенностью расчета пролетных строений на кривых участках пути является учет центробежной силы, действующей на пролетное строение при проходе по нему временной нагрузки и неравномерного давления балласта, вследствие возвышения наружного рельса пути

Центробежная сила и нагрузка от балласта заставляют пролетное строение прогибаться вниз и поворачиваться вокруг так называемого центра изгиба. В результате этого балки работают неравномерно. От балласта всегда перенапряжена внешняя балка. От временной динамической нагрузки перенапряжена также внешняя балка. В случае временной статической нагрузки (поезд стоит на мосту) перенапряжена внутренняя балка.

Ось пути в плане очерчена по круговой кривой. В расчете для упрощения принято, что ось пути очерчена по параболе. Расхождение между круговой кривой и кривой по параболе при существующих радиусах и при длинах пролетных строений $L_п$=18,8-34,2 м получается незначительным.

Для выравнивания моментов, действующих на внешнюю и внутреннюю балки, ось пути необходимо сдвигать в середине пролетного строения относительно оси пролетного строения внутрь (знак "+") кривой. В большинстве случаев это смещение по верху плиты принято равным 25 см. Но в некоторых случаях это смещение оси определяется условием обеспечения минимального расстояния от края шпалы до бортика балластного корыта с внутренней стороны кривой равного 25 см. В этом случае иногда приходится давать смещение во внешнюю (знак "–") сторону кривой. Величины смещений (в середине пролетов) пути относительно оси пролетного строения приводятся ниже в таблице.

Таблица смещений по верху плиты оси пути относительно оси пролетного строения в середине пролета в сантиметрах

Радиусы кривых м	Пролетные строения $l_{рп}$ м			
	18,2	23,0	27,0	33,6
300	7,5	7,5	0	–
400	7,5	7,5	7,5	–3,0
500	7,5	7,5	7,5	3,0
600–1200	7,5	7,5	7,5	7,5
1400–1800	0	7,5	7,5	7,5
2000 и более	0	0	0	0

Расчет главных балок произведен в следующей последовательности:

а) по теории Власова находятся ординаты центра изгиба для всех расчетных сечений. Находятся средневзвешенные значения ординаты центра изгиба для пролетного строения;

б) определяются горизонтальные, вертикальные силы и момент, приведенные к центру изгиба от воздействия временной динамической или временной статической нагрузок. От этих нагрузок определяются моменты во внешней и внутренней балках. Моменты во внешней и внутренней балках от центробежной силы и от воздействия нагрузки от балласта определяются по методике ЦНИИСа, разработанной к.т.н. Потапкиным А.Я. с учетом работы связей на кручение.

в) определяются напряжения в балках от действия собственного веса главных балок, плиты, веса перил и смотровых приспособлений. Эти напряжения выписываются с расчетных листов №№ 1, 2 и 3 типовых проектов 739/1; 739/2; 739/3; 739/4

г) По формулам сопротивления материалов определяются напряжения в металлических балках от действия горизонтальной и вертикальной сил и момента.

д) Определяются суммарные напряжения в балках от всех воздействий и сравниваются с расчетными сопротивлениями стали при косом изгибе. Это сопротивление определяется по формуле ЦНИИСа. Оно зависит от геометрических характеристик сечения, расчетного сопротивления стали при действии осевых сил и фибровых напряжений, которые возникают от действия моментов в горизонтальной и вертикальной плоскостях.

Расчет связей

Усилия в горизонтальных связях определяются по разности перемещений точек нижнего пояса. Эти перемещения находятся по формуле, выраженной в тригонометрических функциях. Найденные таким образом усилия в горизонтальных связях от кручения суммируются с усилиями от ветровой нагрузки и деформации пояса от временной вертикальной нагрузки. Эти усилия принимаются по черт. инв. № 54343 типового проекта № 739/4.

Поперечные связи проверяются на действие крутящего момента по обычным формулам статики. В запас прочности принимается, что крутящий момент воспринимается только металлическими главными балками

Проверка связей произведена только для пролетного строения l_p=33,6 м, где усилия в диагоналях и распорках будут наибольшими из всех пролетов.

Проверка элементов прикреплений главных балок с плитой проезжей части

Проверка элементов прикреплений сводится к определению дополнительных усилий на высокопрочные болты от горизонтальной составляющей центробежной силы и от крутящего момента и суммированию их с усилиями, возникающими в пролетных строениях при установке их на прямых участках пути.

III. Конструкция пролетных строений

Конструкция металлических балок и элементов соединения их с плитой проезжей части остается такой же, что и в пролетных строениях при установке их на прямых участках пути.

Конструкция железобетонной плиты проезда имеет небольшие изменения.

Для пролетных строений, расположенных на кривых радиусами 300-1000 м, высота бортика плиты проезжей части с наружной стороны кривой принимается равной 35 см, с внутренней стороны кривой – 35 см. На двухпутных мостах в пролетных строениях с внутренней стороны кривой высота наружного и внутреннего бортиков равна 35 см. Крайние плиты пролетных строений, устанавливаемых на кривых, в отличие от пролетных строений, устанавливаемых на прямых участках пути, имеют поперечный уклон. Расстояние между крайними плитами смежных пролетных строений принято равным 5 см.

Конструкция плит для пролетных строений, устанавливаемых на кривых, дана на чертежах инв. № 56409 и инв. № 56410.

Чтобы перила не выходили в габарит приближения строения, на кривых радиусами 300-1400; 1700 м ширина тротуара с внутренней стороны моста увеличивается с 57 см до 85 см.

При радиусах кривых более 1400; 1700 ширина тротуара принимается такой же, как на прямом участке – 57 см.

Конструкция уширенной тротуарной плиты и раскладка материалов плиты проезжей части пролетных строений, устанавливаемых на кривых, даны на черт. инв № 56411.

При наличии увеличенной тротуарной консоли с внутренней стороны пролетного строения изменяется и конструкция консоли плиты убежища с этой стороны.

Конструкция консоли плиты убежища, расположенного с внутренней стороны пролетного строения, дана на чертеже инв. № 57310. На этом же чертеже дан расход металла на все консоли убежищ пролетных строений, расположенных на кривых.

Конструкция железобетонной плиты убежища дана на чертеже инв. № 51973 типового проекта 739/5.

IV. Установка главных балок в пролет

Установка пролетных строений l_p=18,2-27,0 м осуществляется консольным поворотным краном ГЭПК-130. Пролетные строения устанавливаются на опоры с ранее уложенной и омоноличенной плитой в проектное положение путем поворота стрелы крана внутрь кривой на расчетную величину.

Установка пролетного строения l_p=33,6 м на мостах, расположенных на кривых, должна производиться в соответствии с индивидуальным проектом организации работ, составленным с учетом местных условий.

На мостах, расположенных на кривых радиусом 1500 м и более, пролетное строение l_p=33,6 м может устанавливаться без плиты краном ГЭК-80 с последующей поперечной перекаткой одного конца пролетного строения в проектное положение с укладкой ж.б. плит в пролете.

При необходимости установки неразрезных пролетных строений работы производятся в следующей последовательности.

1. Устанавливается краном ГЭК-80 первое пролетное строение без плиты и производится поперечная перекатка одного конца.

2. На металлические балки укладывается временное мостовое полотно с расположением оси пути таким образом, чтобы моменты при пропуске крана с грузом в балках были бы одинаковыми.

3. Краном ГЭК-80 устанавливается следующее пролетное строение без плиты и т.д.

4. После установки пролетных строений во всех пролетах производится укладка железобетонных плит.

Возможна и продольная накатка пролетных строений l_p=33,6 м на указанных радиусах кривых, если имеется возможность дальнейшей поперечной перекатки пролетных строений.

На однопролетных мостах, расположенных на кривых радиусом 1400 м и менее, пролетное строение l_p=33,6 м можно устанавливать без плиты краном ГЭПК-130 в проектное положение.

При необходимости установки на мосту неразрезных пролетов производство работ по монтажу осложняется, так как пролетное строение l_p=33,6 м, предназначенное для установки на мостах, расположенных на прямых, не допускает пропуск крана ГЭПК с грузом по временно уложенному мостовому полотну

В этом случае целесообразнее применять пролетное строение l_p=33,6 м, предназначенное для установки на мостах, расположенных на кривых радиусом менее 400 м.

Способ установки плит проезжей части такой же, как и при установке пролетных строений на прямых участках пути.

Начальник Гипротрансмоста /Крыльцов/.

Гл. инженер Гипротрансмоста /Попов/.

Начальник отдела /Валуев/.

Главный инженер проекта /Слыхова/.

Расчет сталежелезобетонного пролетного строения при установке его на мостах, расположенных на кривых.

При проектировании пролетного строения для мостов, расположенных на кривых, были произведены следующие расчеты:

А. Проверка главных балок на прочность
Б. Проверка главных балок на выносливость.
В. Проверка горизонтальных связей.
Г. Проверка поперечных связей
Д. Проверка элементов прикрепления плиты с главными балками.

А. Расчет главных балок на прочность.

Расчет напряжений в главных балках производится по стадиям.

I стадия. Усилия от собственного веса металлических балок и плиты воспринимаются только стальной частью конструкции.

Напряжение в металлической балке определяется по формуле

$$\sigma_I = \frac{M_I}{W_c} \quad кг/см^2$$

Эти напряжения даны на расчетных листах N 12 Инв. NN 50976; 50990; 51004, 51018.

II стадия. Усилия от веса тротуарных плит, перил, смотровых приспособлений, балласта и временной нагрузки воспринимаются объединенной конструкцией.

а). При упругой стадии работы сталежелезобетонного сечения и при $\sigma_{бр} < R_б$ (расчетный случай „А") напряжения в главных балках определяются по формуле

$$\sigma_{II} = \frac{M_p + M_{бал} + M_{врем}}{W_{стб}} \pm \frac{M^{гор}_{врем}}{W^{гор}_{стб}} \text{ или } \sigma_{II} = \frac{\Sigma M_{верт}}{W_{стб}} \pm \frac{M^{гор}_{врем}}{W^{гор}_{стб}} + \Delta\sigma$$

при $\sigma_{бр} > R_б$, а $\sigma_б < R_б$ $\Delta\sigma$ подсчитывают по формулам п. 120 ВСН 92-63.

б). При упругой стадии работы стального двутавра и пластической стадии работы бетона и при $R_б < \sigma_б < \frac{R_a}{n}$ (расчетный случай „Б"). Напряжения в главных балках определяются по формуле

$$\sigma_{II} = \frac{M_p + M_{бал} + M_{врем}}{W_{ст}} \pm \frac{M^{гор}_{врем}}{W^{гор}_{стб}} - \Delta\sigma, \text{ где } \Delta\sigma = \left(\frac{S_{бст}}{W_{ст}} \pm \frac{F_б}{F_{ст}}\right) R_б$$

M_p - момент в главной балке от веса тротуарных плит, перил и смотровых приспособлений.

$M_{бал}$ - момент от балласта.

$M_{врем}$ - момент от действия временной вертикальной нагрузки.

$M^{гор}_{врем}$ - момент от действия временной горизонтальной нагрузки.

$W_{стб}$ и $W^{гор}_{стб}$ - моменты сопротивления сталежелезобетонного сечения относительно горизонтальной и вертикальной осей пролетного строения.

Величины $\Delta\sigma$ и $W_{ст}$ смотри на расчетных листах N 12 Инв NN 50976, 50990, 51004 и 51018

Определение моментов.

I. От веса тротуарных плит, перил и смотровых приспособлений $M_p = P \cdot \omega_м$, где

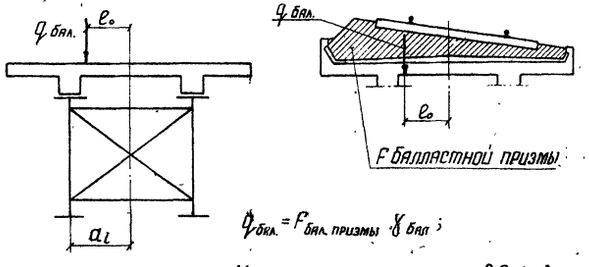
$P = 0.22$ т/м - расчетная нагрузка от веса тротуарных плит, перил и смотровых приспособлений.

$\omega_м = \frac{x(\ell - x)}{2}$ - площадь линии влияния момента для расчетного сечения на расстоянии $x_м$ от опоры

II. От действия балласта.

От веса балласта и временной нагрузки пролетное строение проверяется на изгиб с кручением (с учетом работы связей) по формулам, рекомендованным ЦНИИС (ОМ) в их отчете по теме ИС-06-69, раздел 7 за 1969 г.

Вес балластной призмы принимаем в виде сосредоточенной силы $q_{бал.}$, приложенной с эксцентриситетом ℓ_0 к пролетному строению.



$q_{бал.} = F_{бал.\ призмы} \cdot \gamma_{бал}$;

$\gamma_{балласта\ с\ частями\ пути} = 2.0$ т/м³

$$M_{i(x)} = \sum_n K_n \frac{J_i \ell_p^2}{n^2 \pi^2} \alpha_n \sin\frac{n\pi x}{\ell_p} \quad (1)$$

J_i - момент инерции одной балки (с плитой) относительно горизонтальной оси

x - расстояние от опоры до расчетного сечения

ℓ_p - расчетный пролет

$$\alpha_n = \frac{1}{\bar{J}} \pm \frac{a_i \cdot \ell_0}{\bar{J}_\omega + \frac{G}{E}\bar{J}_K \frac{\ell_p^2}{n^2\pi^2}} \quad (2)$$

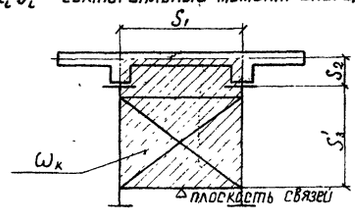
$\bar{J}_K$ - момент инерции чистого кручения полного сечения

$\bar{J}$ - момент инерции пролетного строения относительно горизонтальной оси.

a_i - расстояние от оси пролетного строения до балки

ℓ_0 - расстояние от оси пролетного строения до места приложения нагрузки.

$\bar{J}_\omega = \sum_i a_i^2 J_i$ - секториальный момент инерции.



$$\bar{J}_K = \frac{\omega_K^2}{\int_{\text{откр. конт.}} \frac{ds}{t} + G\Delta_T} + \frac{1}{3}\sum_i S_i t_i^3 \quad (3)$$

ω_K - удвоенная площадь, ограниченная осью плиты, вертикальными стенками балок и горизонтальной плоскостью связей

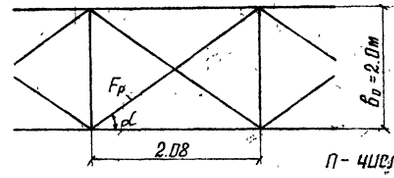
E - модуль упругости стали $\frac{G}{E} = \frac{1}{2.6}$

G - модуль сдвига стали

Δ_T - характеристика крестовой решетки

$$\Delta_T = \frac{b_0^2}{2E F_p \sin^2\alpha \cdot \cos\alpha} \quad (4) \qquad G\Delta_T = 1415 \qquad \sin\alpha = 0.694 \quad \cos\alpha = 0.721$$

$b_0 = 2a_i$ - расстояние между балками



F_p - площадь раскоса горизонтальных связей

$$K_p = \frac{4q_{бал.}}{n\pi} \sin^2\left(\frac{n\pi}{2}\right) \quad (5)$$

n - число членов тригонометрического ряда.

$$\int_{\text{открыт. конт.}} \frac{ds}{t} = \frac{S_1}{t_1} + 2\frac{S_2}{t_2} + 2\frac{S'_3}{t_3}$$

t_1 и t_2 - приведенные к металлу толщины плиты и ребра соответственно; t_3 - толщина вертикальной стенки балки.

S_1 - расчетная длина плиты, равная расстоянию между балками.

S_2 - расстояние от оси плиты до центра верхнего горизонтального листа металлической балки

S'_3 - расстояние от центра в.г.л. до плоскости горизонтальных связей

S_3 - расстояние от центра в.г.л. до центра н.г.л. балки.

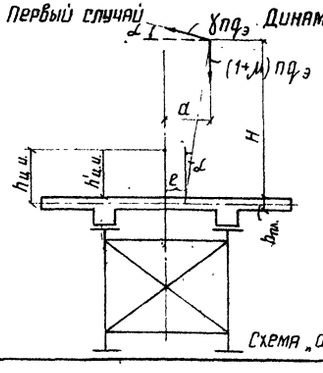
III. От действия временной нагрузки

Этот расчет предусматривает два случая:

а) действие временной динамической нагрузки на пролетное строение

б) действие временной статической нагрузки (поезд стоит на мосту). В этом случае отсутствуют центробежная сила и динамический коэффициент при вертикальной нагрузке

а) Первый случай. $\gamma n q_э$ Динамическая нагрузка.



$q_{верт.} = nq_э[(1+\mu) - \gamma\sin\alpha]$

$q_{гор.} = \gamma n q_э \cos\alpha$

Схема „а"

Нагрузку по схеме „а" заменяем нагрузкой по схеме „б"

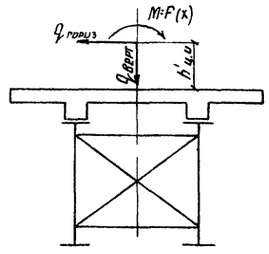


Схема „б"

Момент от временной динамической нагрузки на единицу длины в середине пролета.

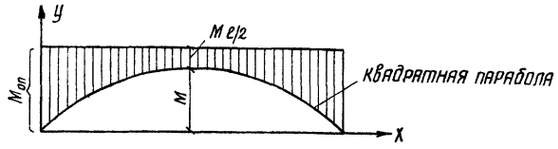
$$M_{e/2} = nq_э\{[(1+\mu)-\gamma\sin\alpha](e+H\,tg\alpha)-\gamma\cos\alpha\,(H-h'_{ц.и})\} \qquad (6)$$

На опоре

$$M_{оп} = nq_э\{[(1+\mu)-\gamma\sin\alpha](e+f+H\,tg\alpha)-\gamma\cos\alpha\,(H-h'_{ц.и})\} \qquad (7)$$

$$M = M_{оп} - M_{e/2}$$

Эпюра нагрузки M=F(x) для внешней балки



Тогда момент от временной динамической нагрузки в расчетном сечении „x"

$$M_x = \sum_n K_n \frac{J_i \ell_p^2}{n^2\pi^2}\alpha_n \sin\frac{n\pi x}{\ell_p}, \text{ где}$$

$$K_n = \left(\frac{4M_{оп}}{n\pi} - \frac{32M}{n^3\pi^3}\right); \qquad (8)$$

$$\alpha_n = \pm\frac{a_i}{\bar{J}_\omega + \frac{G}{E}\bar{J}_к\frac{\ell_p^2}{n^2\pi^2}}; \qquad (9)$$

Условные обозначения:

n - коэффициент перегрузки для временной нагрузки.

$(1+\mu)$ - динамический коэффициент.

$q_э$ - эквивалентная нагрузка для данного сечения.

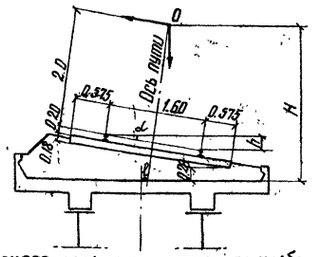
$\gamma = \frac{180}{R}$, но не более 0.15 (см. п. 122 СН 200-62).

R - радиус кривой в м.

α - угол наклона пути к горизонтальной плоскости для данного радиуса кривой.

e - смещение оси пути относительно оси пролетного строения по верху плиты.

a и H - ординаты центра приложения нагрузки.



h - возвышение наружного рельса, принято по альбому чертежей верхнего строения ж.д. пути Главного управления пути МПС 1969г.

$$H = 0.28 + 1.375\sin\alpha + 2.38\cos\alpha$$

f - стрелка кривой радиусом R на длине ℓ_p

$$f = \frac{\ell_p^2}{8R} \quad (м)$$

$$h'_{ц.и} = h_{ц.и} - \frac{h_{пл}}{2}$$

$h_{ц.и}$ - ордината центра изгиба пролетного строения.

б) В случае статической нагрузки формулы (6) и (7) принимают вид

$$M_{e/2} = nq_э(e + H\,tg\alpha) \qquad (6^a)$$

$$M_{оп} = nq_э(e + f + H\,tg\alpha) \qquad (7^a)$$

Напряжения в металлической балке определяются по формуле

$$\sigma_{II}^{внешн\ балки} = \frac{M_p + M_{бал} + M(q_{верт.}) - M(м)}{W_{ст}} - \Delta\sigma + \frac{M_{врем.}^{гориз.}}{W_{стб}^{гориз.}}$$

$$\sigma_{II}^{внутр.\ балки} = \frac{M_p + M_{бал} + M(q_{верт}) + M(м)}{W_{ст}} - \Delta\sigma - \frac{M_{врем.}^{гориз.}}{W_{стб.}^{гориз.}}$$

где $M(q_{верт.}) = \frac{q_{верт}}{2}\cdot\frac{x\cdot(\ell-x)}{2}$ тм

M(м) - определяется по формулам 1, 8 и 9

$$M_{врем.}^{гориз.} = \frac{q_{гориз}\cdot x(\ell-x)}{2}; \qquad W_{стб.}^{гориз.} = \frac{J_y}{a_i + \frac{H\ р.п.}{2}} \text{ или}$$

$$W_{стб}^{гориз.} = \frac{J_y}{a_i + \frac{в.р.п.}{2}}$$ - если лимитирует верхняя фибра стальной балки.

Общие напряжения в стальной балке.

$\sigma = \sigma_I + \sigma_{II} \le C_2 R_o$ (см. п. 4.17 Формула 4 табл. 49 - СН 200-62)

„C_2" - коэффициент увеличения расчетного сопротивления стали при косом изгибе для сталежелезобетонных пролетных строений по рекомендации ЦНИИС(а) (письмо №53124/32 от 30 марта 1971г).

Формула для определения коэффициента „C_2".

Напряжение при косом изгибе

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \le R_{u2}$$

$$R_{u2} = C_2 R_o \qquad C_2 = C_1 + (a - C_1)\frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}, \text{ где}$$

$$a = \frac{7.0 - 2K^2}{5}; \qquad K = \frac{R_o}{R_o + 5250};$$

$$C_1 = \frac{3 + 6\frac{F_{полок}}{F_{стенки}} - K^2}{2 + 6\frac{F_{полок}}{F_{стенки}}};$$

R_o - расчетное сопротивление стали при действии осевых сил в кг/см²

R_{u2} - условное расчетное сопротивление стали при изгибе.

C_2 - коэффициенты увеличения расчетного сопротивления стали.

$F_{полок}$ - площадь полок стальной балки (см²)

(принимается $F_{нижн.\ полки} = F_{верхн.\ полки}$)

$F_{стенки}$ - площадь стенки стальной балки (см²)

σ_{min} - напряжение от действия момента в горизонтальной плоскости.

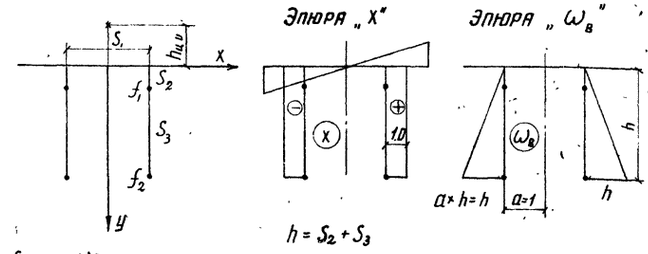
σ_{max} - напряжение от действия момента в вертикальной плоскости.

Определение центра изгиба

Ордината центра изгиба без учета влияния нижних связей по формуле Власова

$$\alpha_y = -\frac{\int_s \omega_в x t ds + \sum_к x_к \omega_{вк} f_к}{\int_s x^2 t ds + \sum_к x_к^2 f_к} (м) \qquad (10)$$

$\int x^2 t ds + \sum_к x_к^2 f_к - J_y$ приведенного сечения



$h = S_2 + S_3$

$\int_s \omega_в x t ds$ - получается перемножением по участкам эпюры x на эпюру $\omega_в$, на t и S участка.

$\sum x_к f_к \omega_{вк}$ - для сосредоточенных площадей

f_1 и f_2 - площади в.г.п. и н.г.п.

$$\int_s \omega_в x t\, ds = 2\frac{S_2\cdot S_2}{2}t_2\cdot S_2 + 2\frac{2S_2+S_3}{2}S_3 t_3 S_3 =$$

$$= S_2^3 t_2 + (2S_2+S_3)S_3^2 t_3$$

$$\sum_к x_к f_к \omega_{вк} = f_1 S_2 + f_2(S_2+S_3)$$

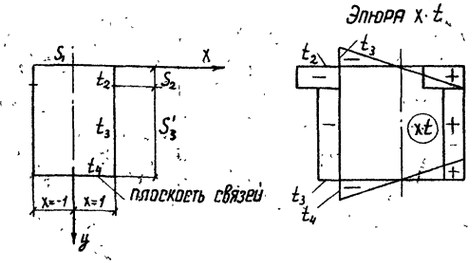
$$\text{Тогда } \alpha_y = -\frac{S_2^3 t_2 + (2S_2+S_3)S_3^2 t_3 + f_1 S_2 + f_2(S_2+S_3)}{J_{y\,стб}} (м) \qquad (11)$$

Изменение центра изгиба при учете нижних горизонтальных связей

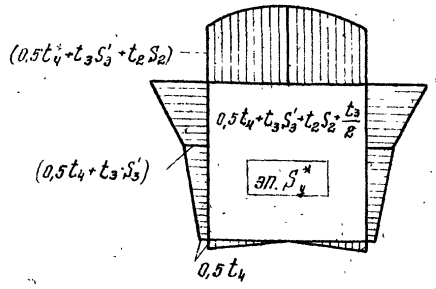
$$\Delta\alpha_y = \frac{\omega_к}{J_y S'_к}\oint\frac{S_y^*}{t}ds \qquad (12)$$

$$S_y^* = \int_F x\,dF = \int_s x t\,ds$$

Нижние горизонтальные связи представляем в виде пластинки толщиной t_y. Для определения $\Delta\alpha_y$ условно разрезаем ее в середине пролета S_4. Строим эпюру xt



По эпюре x·t, начиная от свободного конца, по кругу строится эпюра S_y^*



$$\oint \frac{S_y^*}{t} ds = 2\,\frac{0{,}5t_4\cdot 1}{2\cdot t_4}\cdot 1 + 2\,\frac{0{,}5t_4+0{,}5t_4+t_3S_3'}{2t_3}\,S_3'\cdot S_3' +$$

$$+2\,\frac{t_4+2t_3S_3'+t_2S_2}{2t_2}\,S_2^2 + 2\left(0{,}5t_4+t_3S_3'+t_2S_2\right)+\frac{2\cdot 2}{3}\cdot\frac{t_3}{2t_3} =$$

$$= (0{,}5+0{,}667)+\left(\frac{t_4}{t_3}+S_3'\right)S_3'\cdot S_3' + \left(\frac{t_4}{t_2}+\frac{2t_3}{t_2}S_3'+S_2\right)S_2^2 +$$

$$+t_4+2t_3S_3'+2t_2S_2;$$

$$S_K' = \oint\frac{ds}{t} - (\text{с учетом приведенной толщины связей}).$$

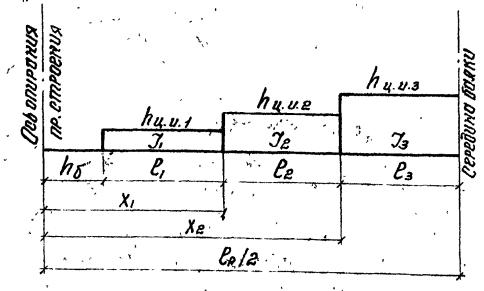
$$\Delta_T = \frac{b_0}{G\,t_{прив.}};\quad t_{прив} = t_4 = \frac{b_0}{G\,\Delta_T};\quad t_4 = \frac{2.0}{1415} = 0.00141\,м$$

$$S_K' = \int\frac{ds}{t} + G\,\Delta_T;\quad (\text{см. формулу „3"}).$$

$h_{ц.у} = -\alpha_y + \Delta\alpha_y$ – центр изгиба

Ордината центра изгиба $h_{ц.у}$ откладывается вверх от оси плиты.

$h_{ц.у}$ – определяется, как средневзвешенная величина по сечениям (условно)



$$h_{ц.у\,расч.} = \frac{h_{ц.у.1}\cdot l_1 + h_{ц.у.2}\,l_2 + h_{ц.у.3}\cdot l_3}{\frac{l_p}{2} - h_б}$$

При определении $h_{ц.у}$ в промежуточных точках меняется величина f_K в формуле

$$\alpha_y = \frac{\oint\omega_K\cdot x\cdot t\cdot ds + \sum_K x_K f_K\,\omega_{вк}}{J_y}$$

Б. Расчет главных балок на выносливость

Расчет сталежелезобетонного пролетного строения на выносливость производится по тем же формулам, что и на прочность. Нагрузка при этом принимается с соответствующими коэффициентами. Напряжения в стальной балке определяются по формуле $\sigma' = \sigma_I' + \sigma_{II}' < \gamma R_4$ (см. п. 419 формула 11 табл. 44 СНиП 2-00-62).

Определение центра изгиба для пролетных строений $l_p = 18.2-33.6$ м

Таблица геометрических характеристик

l_p	x	J_y	t_1	t_2	t_3	S_1	S_2	S_3	S_3'
м	м	м⁴	м	м	м	м	м	м	м
18.2	9.1	0.239	0.0239	0.0481	0.012	2.00	0.33	1.26	1.02
	4	0.219							
23.0	11.5	0.2594	0.0239	0.0481	0.012	2.00	0.33	1.51	1.27
	6.9	0.245							
	3.9	0.225							
27.0	13.5	0.271	0.0239	0.0481	0.012	2.00	0.33	2.01	1.77
	7.8	0.257							
	4.5	0.237							
33.6	16.8	0.332	0.0267	0.0537	0.012	2.00	0.33	2.02	1.77
	11.6	0.323							
	9.7	0.315							
	5.6	0.280							

Таблица геометрических характеристик (продолжение)

l_p	f_{K_1}	f_{K_2}	α_y	S_K'	$\oint\frac{S_y^*}{t}ds$	$\Delta\alpha_y$	$h_{ц.у}$	$h_{ц.у}^{расч}$	$h'_{ц.у}$
м	м²	м²	м	—	м³	м	м	м	м
18.2	0.0096	0.0192	-0.444	1683	798	0.108	-0.336	-0.302	-0.222
	0.0096	0.0096	-0.345			0.117	-0.228		
23.0	0.0096	0.0260	-0.629	1725	9.54	0.137	-0.492	-0.43	-0.35
	0.0096	0.0192	-0.564			0.145	-0.419		
	0.0096	0.0096	-0.456			0.158	-0.298		
27.0	0.0096	0.0260	-0.955	1811	14.06	0.241	-0.714	-0.648	-0.568
	0.0096	0.0192	-0.885			0.254	-0.631		
	0.0096	0.0096	-0.769			0.275	-0.494		
33.6	0.013	0.043	-1.035	1800	13.63	0.191	-0.844	-0.769	-0.689
	0.013	0.039	-1.005			0.197	-0.808		
	0.013	0.0355	-0.980			0.203	-0.778		
	0.013	0.0191	-0.829			0.227	-0.602		

При расчете пролетных строений приняты следующие предпосылки:

1. Пролетные строения $l_p = 18.2-27.0$ м устанавливаются на кривых радиусами 300 м и более, пролетное строение $l_p = 33.6$ м на кривых радиусом 400 м и более. Принятое смещение оси пути относительно оси пролетного строения в середине пролета при различных радиусах кривых дано в таблице пояснительной записки на листе № 3.

При проектировании пролетных строений рассмотрено два расчетных случая:

1) когда поезд движется по мосту – с учетом центробежной силы и динамического коэффициента и

2) когда поезд стоит на мосту – центробежная сила и динамический коэффициент отсутствуют.

Расчет пролетных строений по этим двум случаям, для радиусов 300; 600; 800 произведен по всем расчетным сечениям.

Для других радиусов расчет производился для наиболее напряженного сечения и только по первому случаю для внешней балки, т.к. расчет показал, что наиболее нагружена внешняя балка и худший случай – первый.

Для иллюстрации приведен пример подсчета моментов от балласта и временной динамической нагрузки для сечения x=7.8 м пролетного строения $l_p = 27.0$ м при радиусе кривой R=1200 м при установке пролетного строения на двухпутном мосту.

1) Подсчет момента от балласта во внешней балке.

n	Моменты инерции J_L	$\bar{J}$	$\bar{J}_\omega$	$\bar{J}_K$	l	α_n	$q_{бал.}$	K_n	$\sin\frac{n\pi x}{l_p}$	$M_{бал.}$
	м⁴	м⁴	м⁶	м⁴	м	м⁴	т/м	т/м	—	тм
1	0.0984	0.1968	0.1968	0.039	0.175	5.214	4.34	5.58	0.791	167
3						5.630		1.86	0.395	3.35
5						5.810		1.116	-0.988	-1.87
7						5.886		0.797	0.100	0.07
9						5.920		-0.620	0.938	0.91
									ΣM=	159.

2) Подсчет моментов M(м) во внешней балке от момента M – временной динамической нагрузки

sinα	cosα	tgα	H	$h'_{ц.у}$	l	f	i-M	$nq_э$	$q_{верт.}$	$q_{гор.}$
—	—	—	м	м	м	м	—	т/м	т/м	т/м
0.0657	0.998	0.0658	2.746	0.568	0.075	0.076	1.316	21.8	28.5	3.26

n	Моменты инерции J_L	$\bar{J}$	$\bar{J}_\omega$	$\bar{J}_K$	α_n	Моменты $M_{оп}$	$M^2/2$	$M=f(x)$	K_n	$\sin\frac{n\pi x}{l_p}$	$M_{(м)}$
	м⁴	м⁴	м⁶	м⁴	м⁴	тм/м	тм/м	тм/м	т/м	—	тм
1	0.0984	0.1968	0.0984	0.039	0.77	2.355	0.218	2.137	0.790	0.791	3.50
2					2.11				1.222	0.968	4.55
3					3.13				0.918	0.395	0.91
4					3.75				0.715	-0.435	-0.60
5					4.15				0.583	-0.988	-0.69
6					4.40				0.490	-0.725	-0.31
7					4.56				0.423	0.1002	—
8					4.68				0.371	0.848	0.17
9					4.75				0.330	0.938	0.13
										ΣM=	8

Результаты расчетов сведены в таблицу.

Сводная таблица расчетных напряжений на прочность

L_p	R кривой	Сечение x	σ_I	M балласт: Внешняя балка	M балласт: Внутренняя балка	$M_{II\,p}$ = 0.22 $\Omega_{p.в.}$	M(q вert.)	M(m)	ΣM II: Внешняя балка	ΣM II: Внутренняя балка	W ст или W стб	σ_{II}: Внешняя балка	σ_{II}: Внутренняя балка	Δσ	$M_{гор}$ = $q_{гор}\Omega_{л.в}$	$\sigma_{гор}$	Суммарные напряж. в нижней фибре: $\sigma_{внеш.}=\sigma_I+\sigma_{II\,внеш.}-\Delta\sigma+\sigma_{гор.}$	Суммарные напряж. в нижней фибре: $\sigma_{внутр.}=\sigma_I+\sigma_{II\,внутр.}-\Delta\sigma-\sigma_{гор.}$	R_{ui}
м	м	м	кг/см²	тм	тм	тм	тм	тм	тм	тм	10^5 см³	кг/см²	кг/см²	кг/см²	тм	кг/см²	кг/см²	кг/см²	кг/см²
I Временная динамическая нагрузка																			
18.2	300	9.1	485	103	93	9	662	∓13	761	777	0.367	2070	2120	13	145	±75	2643	2543	
		4	550	70	64	6	454	∓17	513	541	0.233	2205	2330		100	±56	2811	2824	
	800	9.1	485	103	93	9	662	∓11	763	775	0.367	2080	2110	13	145	±75	2653	2533	
		4	550	70	64	6	454	∓12	518	536	0.233	2230	2305		100	±56	2836	2799	
	1200	9.1	485	95	87	9	665	±3	772	758	0.367	2100	2065	13	145	±75	2673	2488	
		4	550	65	60	6	456	±1	528	521	0.233	2260	2240		100	±56	2866	2734	
	1400	9.1	485	90	83	9	665	±14	778	743	0.367	2120	2025	13	125	±65	2683	2458	
		4.0	550	61	57	6	457	±10	534	510	0.233	2290	2185		86	±49	2889	2686	2960
23.0	300	11.5	503	164	149	15	956	∓17	1118	1137	0.398	2812	2860	608	216	±110	2817	2645	2760 x)
	600	11.5	503	164	149	15	956	∓15	1120	1135	0.398	2810	2850	608	216	±110	2815	2635	2760 x)
		6.9	535	136	126	12	804	∓20	934	962	0.438	2130	2190	20	181	±92	2777	2653	
		3.9	575	91	82	8	540	∓18	621	648	0.280	2220	2310		121	±67	2862	2818	
	800	11.5	503	164	149	15	956	∓14	1121	1134	0.398	2810	2850	608	216	±110	2815	2635	2760 x)
	1200	11.5	503	148	138	15	960	±2	1127	1111	0.398	2830	2800	608	216	±110	2835	2585	2760 x)
	1400	11.5	503	142	133	15	962	∓1	1118	1111	0.398	2810	2800	608	185	±94	2799	2601	
	1800	11.5	503	142	133	15	964	∓6	1115	1118	0.398	2805	2810	608	144	±73	2773	2632	
	2000	11.5	503	142	133	15	965	±9	1131	1104	0.398	2845	2780	608	129	±66	2806	2609	2760 x)
27.0	300	13.5	510	222	208	20	1225	∓7	1460	1460	0.54	2710	2710	560	281	±137	2797	2523	2830
	600	13.5	510	222	208	20	1225	∓20	1447	1473	0.54	2680	2730	560	281	±137	2767	2593	
		7.8	530	183	172	16	1063	∓31	1231	1282	0.435	2832	2950	680	244	±118	2800	2688	2830
		4.5	560	123	116	11	745	∓27	852	899	0.390	2188	2307		170	±89	2837	2778	
	800	7.8	530	183	172	16	1063	∓28	1234	1279	0.435	2838	2944	680	244	±118	2806	2676	2830
	1200	7.8	530	169	160	16	1066	∓8	1243	1254	0.435	2857	2885	680	244	±118	2825	2617	2830
	1800	7.8	530	154	148	16	1070	∓11	1229	1245	0.435	2825	2844	680	163	±79	2754	2615	
	2000	7.8	530	152	146	16	1070	±4	1242	1228	0.435	2850	2826	680	147	±71	2771	2605	
	2000 xx)	7.8	530	152	146	16	1070	±12	1250	1220	0.435	2874	2810	680	147	±71	2795	2590	
33.6	400	16.8	545	344	318	31	1704	∓5	2074	2058	0.825	2516	2492	510	402	±167	2718	2360	
	800	16.8	545	343	323	31	1700	∓26	1674	1726	0.825	2490	2530	510	402	±167	2692	2398	
		11.6	535	312	292	28	1600	∓43	1897	1963	0.760	2500	2590	530	378	±155	2660	2440	
		9.7	530	282	265	26	1480	∓46	1742	1817	0.707	2460	2540	565	349	±147	2572	2358	
		5.6	568	191	177	17	1042	∓41	1209	1277	0.597	2030	2140		246	±108	2706	2600	
	1200	16.8	545	315	298	31	1704	∓5	2045	2038	0.825	2480	2470	510	402	±167	2682	2338	
	1800	16.8	545	291	277	31	1710	∓12	2020	2030	0.825	2450	2460	510	268	±111	2596	2384	
	2000	16.8	545	284	272	31	1715	±6	2036	2012	0.825	2460	2450	510	241	±100	2595	2586	
II Временная статическая нагрузка																			
18.2	600	9.1	485	103	93	9	486	∓45	553	633	0.367	1510	1740	—			1995	2225	
23.0	600	11.5	503	164	149	15	721	∓51	849	936	0.398	2130	2350	608			2025	2245	
27.0	600	13.5	510	222	208	20	938	∓52	1128	1218	0.540	2100	2255	560			2050	2205	

x) Для пролетного строения l_p=23.0 м в середине пролёта допущено перенапряжение нижней фибры до 2.7%.

xx) Для двухпутных мостов: σ_I - взято из расчетных листов инв. №№50976, 50990, 51004, 51018.

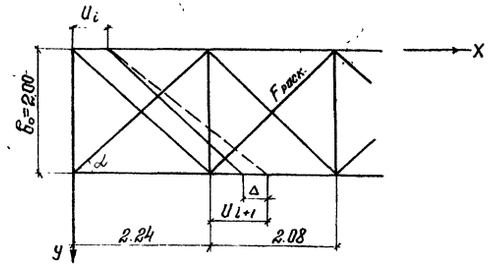
Таблица расчета внешней балки пролетного строения l_p=27.0 м (сечение x=7.8 м) при радиусе кривой R=1200 м на выносливость

σ_I	Моменты: $M_{бал.}$	$M_{II\,p}$	$M_{верт.}$	M(m)	ΣM	$W_{стб}$	σ_{II}	$M_{гор}$	$W'_{стб}$	$\sigma_{гор}$	Σσ	$\sigma_{min}=\sigma_I+\frac{M_{II\,p}}{W_{стб}}$	$\rho=\frac{\sigma_{min}}{\Sigma\sigma}$	β	γ	γR_{ui}
кг/см²	тм	тм	тм	тм	тм	см³	кг/см²	тм	см³	кг/см²	кг/см²	кг/см²	—	—	—	кг/см²
435	16.7	15	873	5	1050	0.5440	1930	201	$1.263\cdot10^5$	159	2524	770	0.305	1.4	0.977	2640

Примечание

1. Первые знаки в графах M(m), и $\sigma_{гориз.}$ относятся к внешней балке, вторые - к внутренней.
2. Расчетные напряжения даны по нижнему поясу балок.

В. Проверка горизонтальных связей



Проверка напряжений в горизонтальных связях от кручения произведена для пролетного строения $l_p=33.6$ м.

Усилие в элементах горизонтальных связей определяется по разности перемещений точек нижнего пояса (Δ)

$$U=\sum_n K_n \frac{l^3 h_н}{E n^3 \pi^3} \alpha_n \cos\frac{n\pi x}{l}$$

$$\Delta = U_{i+1}-U_i = \sum_n K_n \frac{l^3 h_н}{E n^3 \pi^3}\left(\alpha_{n,i+1}\cos\frac{n\pi x_{i+1}}{l}-\alpha_{n,i}\cos\frac{n\pi x_i}{l}\right)$$

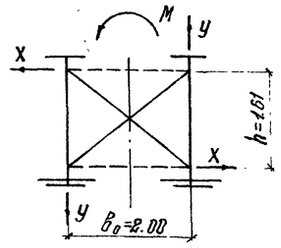
$$N_{раск}=\frac{\cos\alpha\cdot\sin\alpha}{b_0}E\cdot F_{раск.}\Delta$$

$h_н$ – расстояние от ц.т. сталежелезобетонного сечения до плоскости нижних горизонтальных связей.

$$N_{распорки}=2N_{раск.}\cdot\sin\alpha$$

Эти напряжения необходимо просуммировать с напряжениями от ветровой нагрузки для пролетных строений на прямой.

Г. Проверка поперечных связей



В запас прочности влияние плиты и нижних горизонтальных связей на работу поперечных связей на кручение не учитывает.

Действующий в сечении крутящий момент распределяется между вертикальными балками и поперечными связями пропорционально прогибам $\delta_{верт.}$ и $\delta_{гориз.}$

Условно считаем, что $\delta_{верт}=\delta_{гориз.}$

Тогда $X=\frac{M}{2h}$ и $y=\frac{M}{2b_0}$ $\quad N_{раск.}=\frac{Xd}{2\cos\alpha}=\frac{Md}{4h\cos\alpha}$

M – момент, действующий на 1 п.м пролетного строения.

X – горизонтальное усилие на 1 п.м. пролетного строения.

d – расстояние между поперечными связями

Расчет поперечных связей

Пролетное строение $l_p=33.6$ м

Радиус кривой $R=800$ м.

$$M=M_{опор}+q_{бал.}\cdot l_0 \qquad M_{опорн.}=6.41\ тм/м$$

$q_{бал.}=4.69$ т/м – нагрузка от балластной призмы на п.м. пролетного строения.

l_0 – расстояние от центра тяжести балластной призмы до оси пролетного строения $l_0=0.206$ м

$$M=6.41+4.69\cdot 0.206=7.38\ тм/м \qquad d=\frac{2.24+2.08}{2}=2.16\ м$$

$$N_{раск}=\frac{Md}{4h\cos\alpha}=\frac{7.38\cdot 2.16}{4\cdot 1.61\cdot 0.78}=3.18\ т$$

Напряжение в сжатом раскосе $\sigma=\frac{N}{\varphi F_{бр}}$

$\lambda_y=95$ (см. черт инв. N 54343)

$\varphi=0.595$ (см. табл 46 СН 200-62)

$$\sigma=\frac{3180}{0.595\cdot 15.6}=340\ кг/см^2 < R_0$$

$R_0=1900$ кг/см² для стали Ст.3 мост.

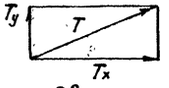
Д. Проверка деталей объединения железобетонной плиты со стальными балками.

(На примере пролетного строения $l_p=33.6$ м $R_{кривой}=800$ м)

Дополнительное сдвигающее усилие на упор плиты

$$T_y=\frac{1}{2}q_{гор.}\cdot l_{плиты};\ T_y=\frac{1}{2}2.84\cdot 3.12=4.43\ т$$

$q_{гор.}$ – нагрузка от центробежной силы.



Общее сдвигающее усилие на упор плиты

$$T=\sqrt{T_x^2+T_y^2}$$

T_x – сдвигающее усилие на 1 упор плиты пролетного строения, устанавливаемых на прямых участках пути

T_y – усилие на упор от центробежной силы

$T_y \ll T_x$ поэтому $T\approx T_x$

Дополнительное отрывающее усилие от крутящего момента

$$V=\frac{M\cdot l_{пл}}{2\cdot b_0}=\frac{7.38\cdot 3.12}{4}=5.7\ т$$

M=7.38 – крутящий момент (см. расчет поперечных связей)

Увеличение количества болтов за счет дополнительного отрывающего усилия

$$n_{доп}=\frac{V}{20}=\frac{5.7}{20}=0.3\ шт.$$

20 – усилие натяжения болта d=22 мм

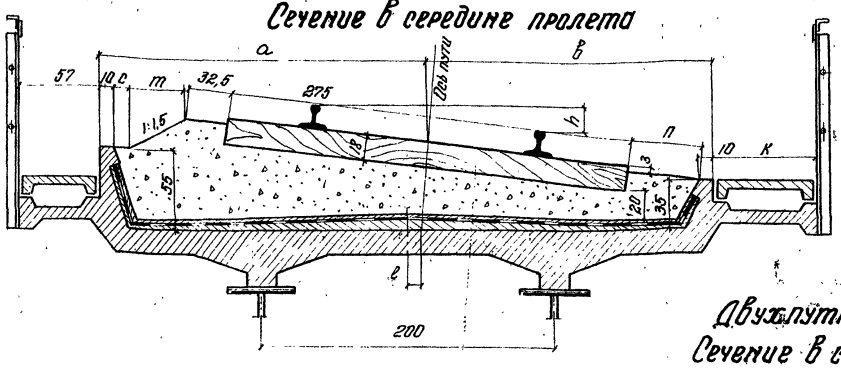
Ввиду незначительного увеличения усилий на упоры, конструкцию их принимаем такой же, как для пролетных строений, устанавливаемых на прямых участках плиты.

Министерства транспортного строительства СССР.				
Рабочие чертежи металлических жел. бор. пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18.2-33.6 м для мостов расположенных на прямых	Главтранспроект Гипротрансмост			Пролетные строения l_p=18.2 - 33.6 м Расчетный лист
	Гл.инж. ГТМ.		Попов	
	Нач. отдела		Волчев	
	Гл.инж. пр.		Ельхова	
	Рук. бригады		Огнев	739/10 8
	Проверил		Огнев	
1971г. М-Б. Инв.N 8644-4	Исполнил		Козлова	

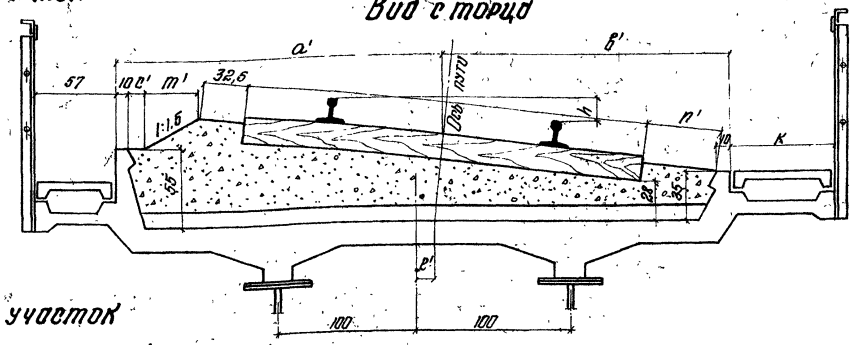
Копир: Корректн:

Однопутный участок

Сечение в середине пролета

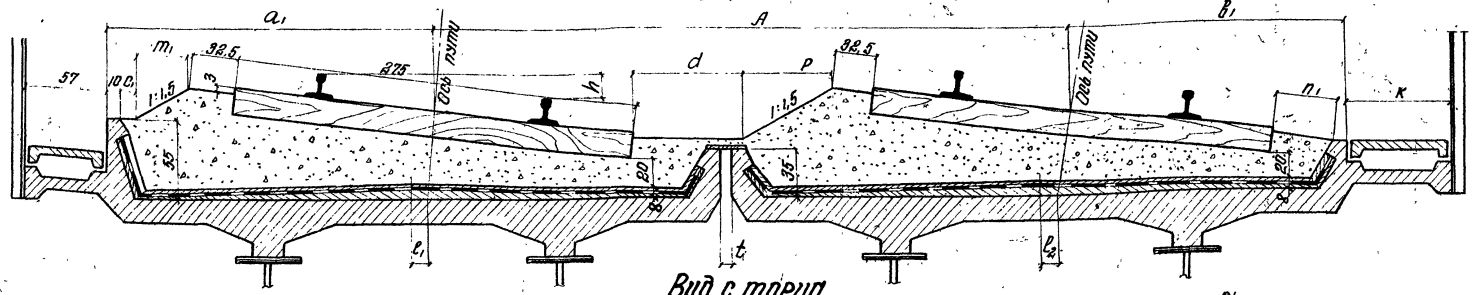


Вид с торца

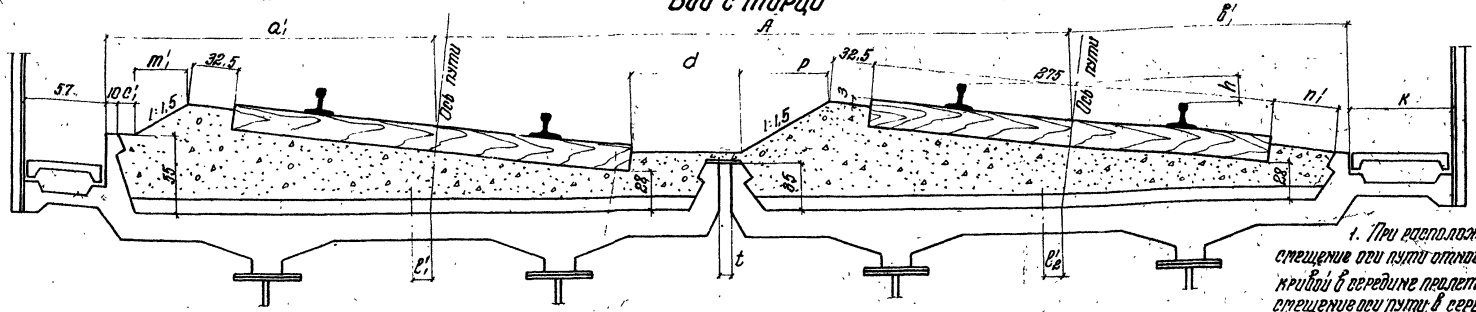


Двухпутный участок

Сечение в середине пролета



Вид с торца



R	A	h	f	P	t	K	d	Однопутный участок												Двухпутный участок											
								в середине пролета						на опоре						в середине пролета						на опоре					
								a	в	e	c	m	n	a'	в'	e'	c'	m'	n'	a₁	в₁	e_1/e_2	c_1	m_1	n_1	a'_1	$в'_1$	e'_1/e'_2	c'_1	m'_1	n'_1
300	438,5	15,0	14,7	43,0	20,5	72,0	89,0	222,0	196,0	7,5	17,0	25,0	50	236,5	181,5	22,2	31,5	25,0	35,5	222,0	196,0	7,5	17,0	26,0	50	236,5	181,5	22,2	31,5	25,0	35,5
500	427,0	15,0	8,8	43,0	9,0	—	77,5	222,0	196,0	7,5	17,0	25,0	50	231,0	187,0	16,3	26	25,0	41,5	222,0	196,0	7,5	17,0	26,0	50	231,0	187,0	16,3	26,0	25,0	41,5
600	422,0	15,0	7,4	43,0	4,0	—	72,5	222,0	196,0	7,5	17,0	25,0	50	229,5	188,5	14,9	24,5	25,0	43,0	222,0	196,0	7,5	17,0	25,0	50	229,5	188,5	14,9	24,5	25,0	43,0
800	419,0	15,0	5,5	43,0	2,0	—	69,5	222,0	196,0	7,5	17,0	25,0	50	227,5	190,5	13,0	22,5	25,0	44,5	222,5	196,5	8/7	17,5	25,0	50,5	228,0	191,0	13,5/12,5	23,0	25,0	45,0
1000	419,0	12,5	4,4	36,5	2,0	—	76,0	221,0	197,0	7,5	23,0	18,5	50,5	225,5	192,5	11,9	27,5	18,0	46,5	221,5	197,5	8/7	23,5	18,5	51,0	226,0	193,0	12,4/11,4	23,0	18,5	47,0
1500	416,5	8,5	2,9	24,5	2,0	47,0	85,0	212,0	206,0	0	25,5	6,5	59,5	215,0	203,0	2,9	28,5	6,5	56,5	213,5	208,0	1,5/4,8	27	6,5	61,0	216,5	205,0	4,7/1,1	30	6,5	58,5
2000	413,5	6,5	2,2	19,0	2,0	—	87,5	211,0	207,0	0	31,0		60,0	213,0	205,0	2,2	33,0		58,0	214,5	210,0	3,2/-3,2	34,5		63,0	216,5	208,0	5,4/-1,0	36,5		61,0
3000	412,0	4,0	1,5	11,5	2,0	—	93,0	210,0	208,0	0	30,0		61,0	211,5	206,5	1,5	31,5		59,5	214,0	212,0	4/-4	34,0		65,0	216,5	210,5	5,5/-2,5	35,5		63,5

Примечания:

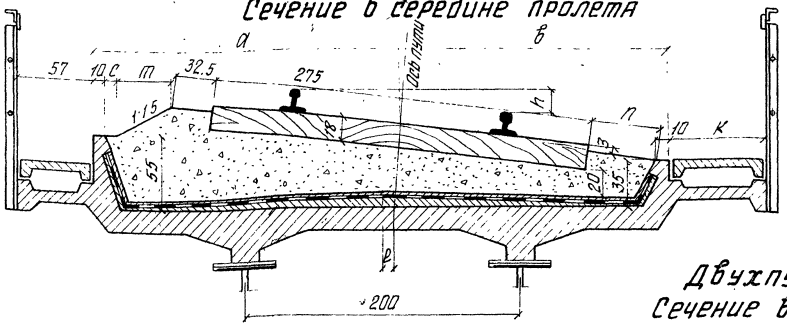
1. При расположении моста на кривых радиусами 300-1400 м. смещение оси пути относительно оси пролетного строения внутрь кривой в середине пролета принято 7,5 см, а при радиусах 1500 м и более смещение оси пути в середине пролета принято равным нулю.
2. Высота наружного бортика принята равной 55 см, внутреннего – 35 см.
3. На кривых радиусами 300-1400 м. ширина тротуара с внутренней стороны моста увеличивается с 57 см. до 85 см, а при радиусах кривых 1500 м и более ширина тротуара принимается такой же, как на прямом участке (57 см.)
4. При длине шпалы 270 см. внешнее плечо балластной призмы равно 35 см.
5. Все размеры даны в см.

Министерство транспортного строительства СССР.				
Рабочие чертежи металлических железобетонных пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18,2-33,6 м для мостов, расположенных на кривых.	Главтранспроект Гипротрансмост			Пролетное строение l_p=18,2 м. Поперечные сечения мостового полотна.
	Гл. инж. ГПМ		Попов	
	Нач. отр.		Валуев	
	Гл. инж. пр.		Сальгова	
	Рук. бригады		Огнев	
	Проверил		Козлова	739/10 9
1971 г. М-б 1:25 Инв. № 54405	Исполнил		Батурова	

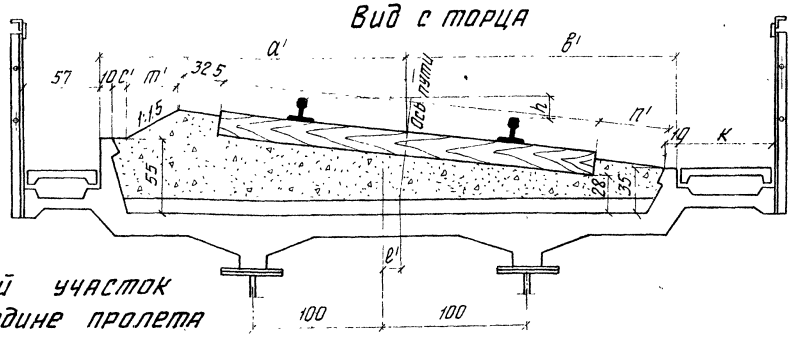
Копир: Корректр:

Однопутный участок

Сечение в середине пролета

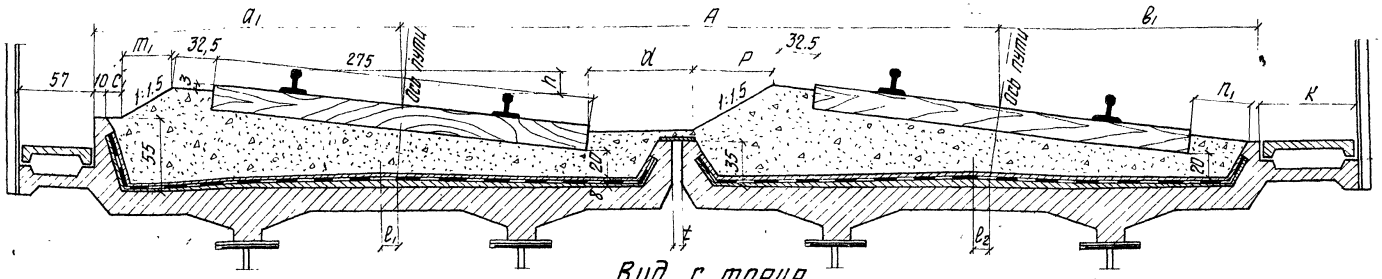


Вид с торца

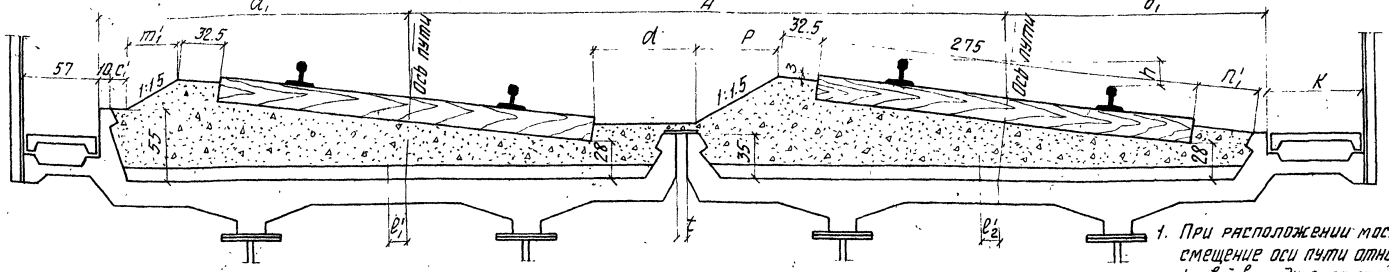


Двухпутный участок

Сечение в середине пролета



Вид с торца



Примечания.

1. При расположении моста на кривых радиусами 300-1800 м смещение оси пути относительно оси пролетного строения внутрь кривой в середине пролета принято 7.5 см, а при радиусах 2000 м и более смещение оси пути в середине пролета принято равным нулю
2. Высота наружного бортика принята равной 55 см, внутреннего - 35 см.
3. На кривых радиусами 300-1400 ширина тротуара с внутренней стороны моста увеличивается с 57 см до 85 см, а при радиусах кривых 1500 м и более ширина тротуара принимается такой же, как на прямом участке (57 см).
4. При длине шпалы 270 см внешнее плечо балластной призмы равно 35 см.
5. Размеры даны в см.

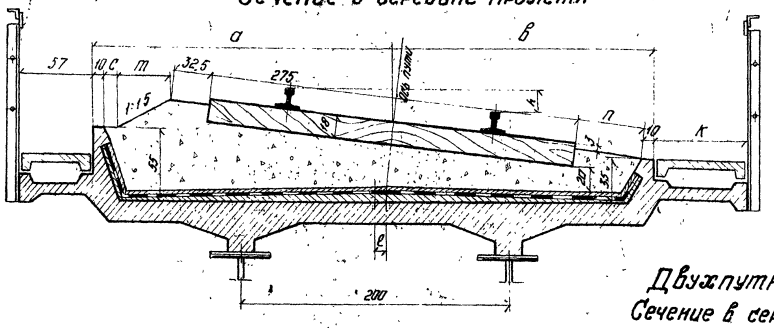
R	A	h	f	P	t	K	d	Однопутный участок												Двухпутный участок											
								в середине пролета						на опоре						в середине пролета						на опоре					
								a	в	e	c	m	п	a'	в'	e'	c'	m'	п'	a_1	$в_1$	e_1/e_2	c_1	m_1	$п_1$	a'_1	$в'_1$	e'_1/e'_2	c'_1	m'_1	$п'_1$
300	438.5	15	23.2	43	20.5	80.5	89	222	196	7.5	17	25	50	245	173	30.7	40	25	27.5	222	196	7.5	17	25	50	245	173	30.7	40	25	27.5
400	428	15	17.4	43	10	—	78.5	222	196	7.5	17	25	50	239.5	178.5	24.9	34.5	25	33	222	196	7.5	17	25	50	239.5	178.5	24.9	34.5	25	33
500	427	15	13.9	43	9	—	77.5	222	196	7.5	17	25	50	236	182	21.4	31	25	36.5	222	196	7.5	17	25	50	236	182	21.4	31	25	36.5
600	422.0	15.0	11.6	43.0	4	69.0	72.5	222.0	196.0	7.5	17	25.0	50	233.5	184.6	19.1	28.5	25.0	38.5	222.0	196.0	7.5	17	25.0	50	233.5	184.5	19.1	28.5	25.0	38.5
800	419.0	15.0	8.7	43.0	2	—	69.5	222.0	196.0	7.5	17	25.0	50	231.0	187.0	16.2	25.5	25.0	41.5	222.5	196.5	8/7	17.5	25.0	50.5	231.0	188.0	16.7/13.7	26.0	25.0	42.0
1000	419.0	12.5	7.0	36.5	2	—	76.0	221.0	197.0	7.5	23	18.5	50.5	228.0	190.0	14.5	30.0	18.5	43.5	221.5	197.5	8/7	23.5	18.5	51.0	228.5	190.5	15/14	30.5	18.5	44.0
1500	416.5	8.5	4.6	24.5	2	56.5	85.0	219.5	198.5	7.5	33.0	6.5	52.0	224.0	194.0	12.1	37.5	6.5	47.5	221.0	200.5	9.3/5.7	34.5	6.5	53.5	225.5	196.0	13.9/10.3	39.5	6.5	49.0
2000	413.5	6.5	3.5	19.0	2	—	87.5	211.0	207.0	0	31.0		60.0	214.5	203.5	3.5	34.5		56.5	214.5	210.0	3.2/-3.2	34.5		63.0	218.0	206.5	6.7/6.3	38.0		60.0
3000	412.0	4.0	2.3	11.5	2	—	93.0	210.0	208.0	0	30.0		61.0	212.5	205.5	2.3	32.5		58.5	214.0	212.0	4/-4	34.0		65.0	218.5	209.5	6.3/-4.7	36.5		62.5

Министерство транспортного строительства СССР			
Рабочие чертежи металлических жел. дор. пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18.0-33.6 м. для мостов, расположенных на кривых	Главтранспроект Гипротрансмост		Пролетное строение l_p = 23.0 м Поперечные сечения мостового полотна
	Гл. инж. АТМ	Попов	
	Нач. отд.	Валуев	
	Гл. инж. пр.	Слыхова	
	Рук. бригады	Огнев	
	Проверил	Козлова	739/10 | 10
1971 г. | М-1:25 | Инв. №5640	Исполнил	Бятурова	

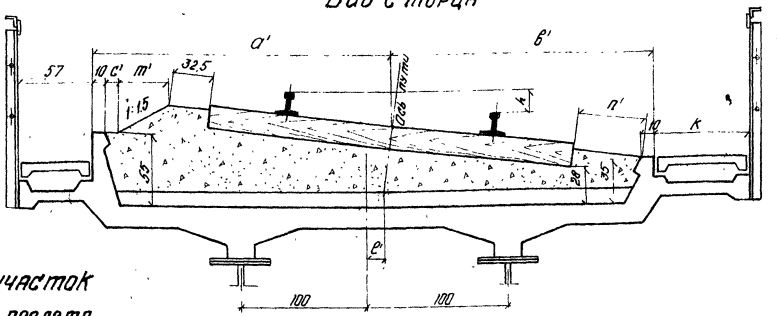
Копировал: Данилевич Коррект.

Однопутный участок

Сечение в середине пролета

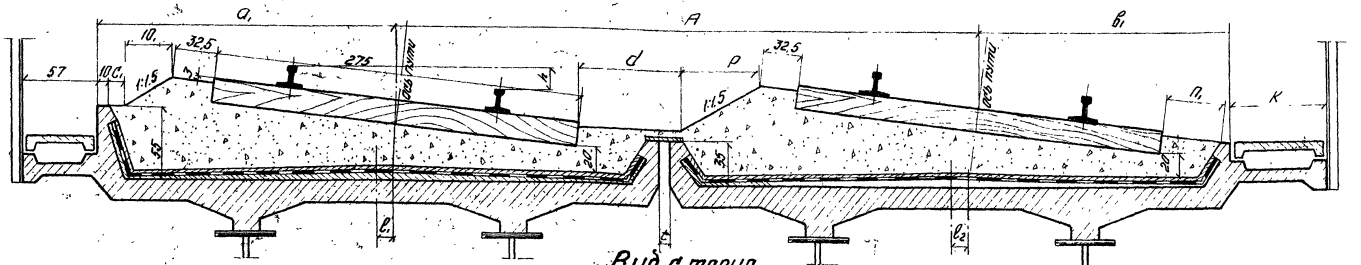


Вид с торца

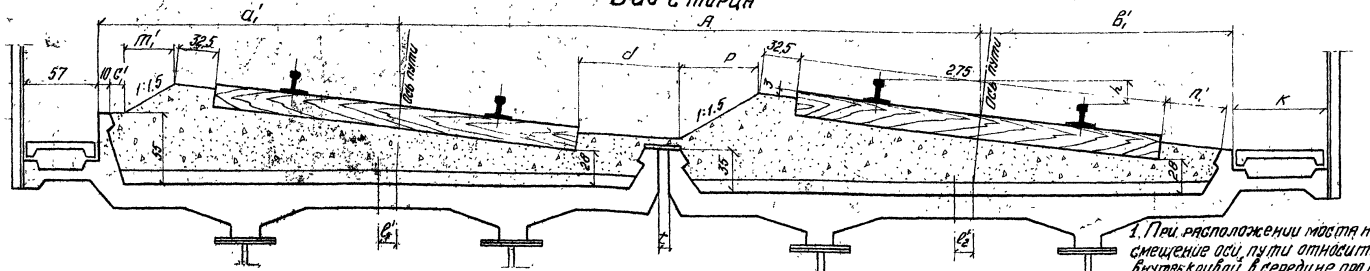


Двухпутный участок

Сечение в середине пролета



Вид с торца



Примечания:

1. При расположении моста на кривых радиусами 400-1800 м смещение оси пути относительно оси пролетного строения внутрь кривой в середине пролета принять 7,5 см, а при радиусах 300-400 2000 м и более смещение оси пути в середине пролета принято равным нулю.
2. Высота наружного бортика принята равной 55 см внутреннего 35 см.
3. На кривых радиусами 300-1700 м ширина тротуара с внутренней стороны моста увеличивается с 57 см до 85 см, а при радиусах кривых 1800 м и более ширина тротуара принимается такой же, как на прямом участке (57 см).
4. При длине шпалы 270 см. внешнее плечо балластной призмы равно 35 см. 5. Все размеры даны в сантиметрах.

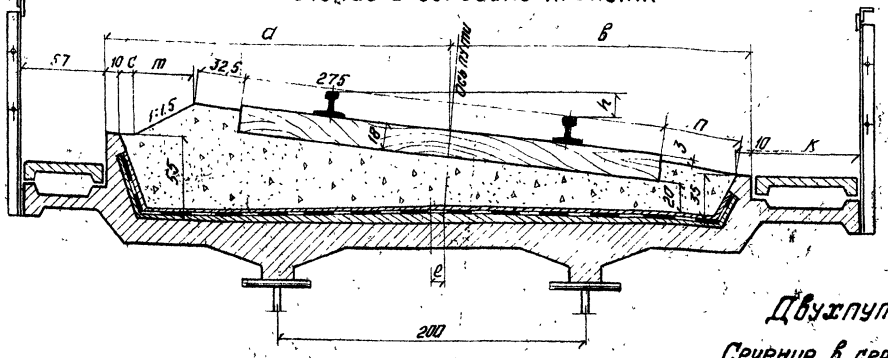
R	A	h	f	p	t	K	d	Однопутный участок: в середине пролета а	б	в	г	т	п	на опоре а'	б'	в'	г'	т'	п'	Двухпутный участок: в середине пролета a_1	b_1	c_1/c_2	d_1	m_1	n_1	на опоре a_1'	b_1'	c_1'/c_2'	d_1'	m_1'	n_1'
300	438,5	15	31,8	43	20,5	81,5	83	244,5	203,5	0	9,5	25	57,5	246,5	171,5	31,8	41,5	25	26,5	244,5	203,5	0	9,5	25	57,5	246,5	171,5	31,8	41,5	25	26,5
400	428	15	23,8	43	10		78,5	222	196	7,5	17	25	50	246	172	31,3	41	25	27	222	196	7,5	17	25	50	246	172	31,3	41	25	27
500	427	15	19,0	43	9		77,5	222	196	7,5	17	25	50	241	177	26,5	36	25	31,5	222	196	7,5	17	25	50	241	177	26,5	36	25	31,5
600	422	15	15,9	43	4	73,0	72,5	222	196	7,5	17	25	50	238	180	23,4	33	25	34,5	222	196	7,5	17	25	50	238	180	23,4	33	25	34,5
800	419	15	11,9	43	2		68,5	222	196	7,5	17	25	50	234	184	19,4	29	25	38,5	222,5	196,5	8/7	17,5	25	50,5	234,5	184,5	19,9/19,4	29,5	25	39
1000	419	12,5	9,5	36,5	2		76	221	197	7,5	23,5	18,5	50,5	230,5	187,5	17	32,5	18,5	41	221,5	197,5	8/7	23,5	18,5	51	231	188	17,5/16,5	33	18,5	42
1600	416,5	8,5	6,4	24,5	2	58,0	65	219,5	198,5	7,5	33	6,5	52,0	226	192	13,9	39,5	6,5	45,5	221	200,5	8,3/8,1	34,5	6,5	52,5	227,5	194	15,7/14	41	6,5	47
2000	413,5	6,5	4,8	19	2	46,7	87,5	214	207	7	34,0		60	216	202	4,8	38,0		55,5	214,5	210	12/13,2	34,5		63	219	203,5	8,1/6	38,5		58,5
3000	412	4	3,2	11,5	2		93	210	208	6	30,0		61	213	205	3,2	33,0		58	214	212	4,1/4	34,0		65	217	209	3,2/3,08	37,0		62

Министерство транспортного строительства СССР. Главтранспроект. Гипротрансмост.				
Рабочие чертежи металлических железнодорожных пролетных строений с ездой поверху и на ближе пролетами 18,2-33,6 для мостов расположенных на кривых	Гл. инж. ГТМ		Попов	Пролетные строения l_p = 2,70 м. Поперечное сечение. Однопутного участка.
	Нач. отдел.		Валяев	
	Гл. инж. пр.		Слыхова	
	Рук. группы		Данев	
	Проверил		Данев	739/10 11
	Исполнил		Батырова	
1971 г. М-8 1:25	Инв. № 5407			

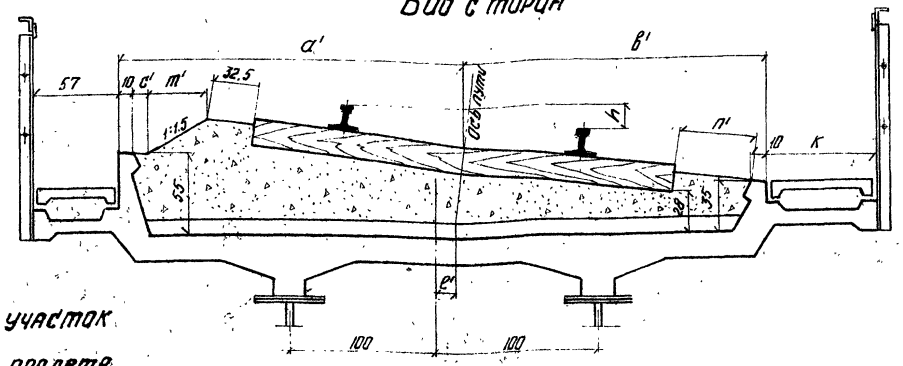
Коп. Корректа

Однопутный участок

Сечение в середине пролета

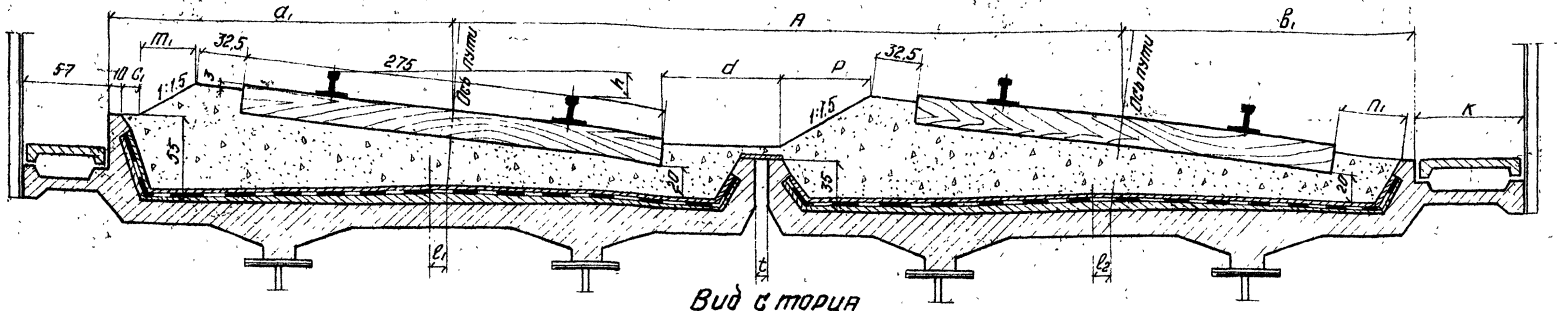


Вид с торца

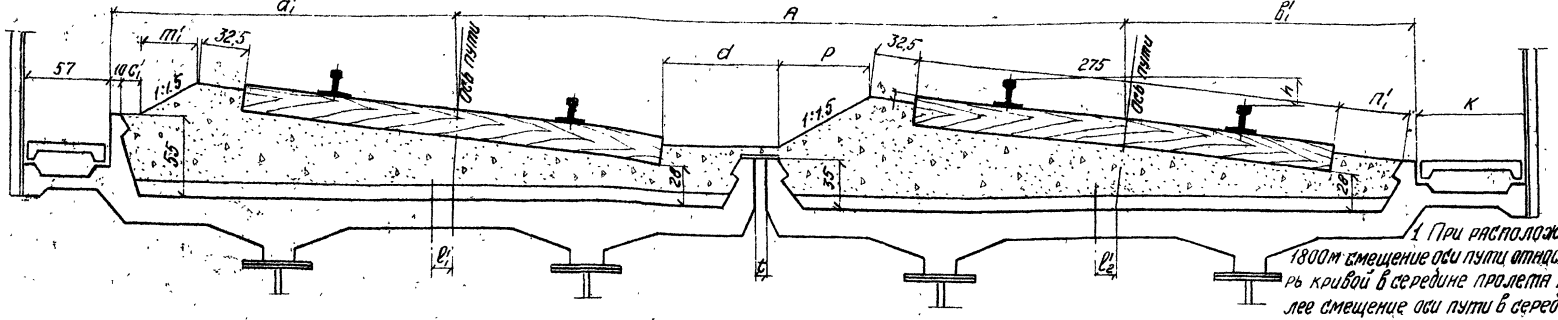


Двухпутный участок

Сечение в середине пролета



Вид с торца



R	A	h	f	p	t	к	d	Однопутный участок: в середине пролета: a	в	e	c	m	n	на опоре: a'	в'	e'	c'	m'	n'	Двухпутный участок: в середине пролета: a_1	$в_1$	e_1/e_2	c_1	m_1	n_1	на опоре: a'_1	$в'_1$	e'_1/e'_2	c'_1	m'_1	n'_1
400	428	15	36,5	43	10	83,5	78,5	211,5	206,5	3,0	6,5	25	60,5	248	170	33,5	43	25	25	211,5	206,5	3,0	6,5	25	60,5	248	170	33,5	43	25	25
500	427	15	29,2	43	9		77,5	217,5	200,5	3,0	12,5	25	54,5	246,5	171,5	32,2	41,5	25	26	217,5	200,5	3,0	12,5	25	54,5	246,5	171,5	32,2	41,5	25	26
600	422	15	24,4	43	4	81,5	72,5	222	196	7,5	17	25	50	246,5	171,5	31,9	41,5	25	25,5	222	196	7,5	17	25	50	246,5	171,5	31,9	41,5	25	25,5
800	419	15	18,3	43	2	—	69,5	222	196	7,5	17	25	50	240,5	177,5	25,8	35,5	25	32	222,5	196,5	8/7	17	25	50,5	241	178	26,3/25,3	35,5	25	32,5
1000	419	12,5	14,6	36,5	2	—	76	221	197	7,5	23	18,5	50,5	235,5	182,5	22,1	37,5	18,5	36,5	221,5	197,5	8/7	23,5	18,5	51	236	183	22,6/21,6	38	18,5	37
1500	416,5	8,5	9,8	24,5	2	61,5	85	219,5	198,5	7,5	33	6,5	52	229,5	188,5	17,3	42,5	6,5	42,5	221	200,5	9,3/15,6	34,5	6,5	53,5	231	190,5	19,1/16,6	44,5	6,5	44
2000	413,5	6,5	7,3	19	2	49,5	87,5	211	207	0	31,0		60	218,5	193,5	7,3	38,5		53	214,5	210	3,2/3,2	34,5		63	221,5	203	10,5/4,1	41,5		56
3000	412	4	4,9	11,5	2	—	93	210	208	0	30,0		61	215	203	4,9	35,0		56	214	212	4/4	34,0		65,0	219	207	8,9/0,9	39,0		60

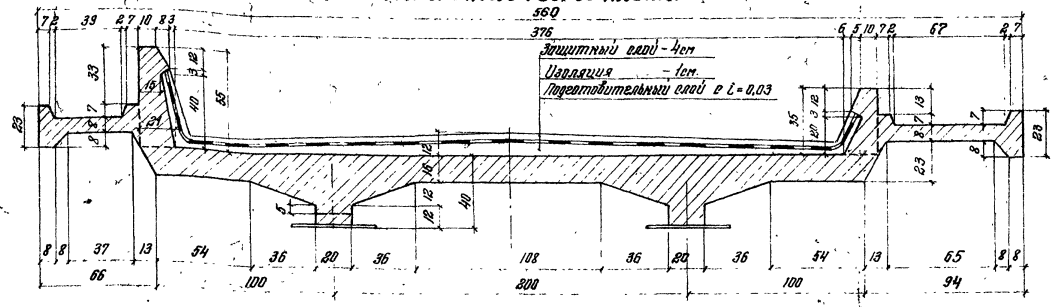
Примечания:

1. При расположении моста на кривых радиусами 600-1800 м смещение оси пути относительно оси пролетного строения внутрь кривой в середине пролета принято 7,5 см, а при радиусах 2000 м и более смещение оси пути в середине пролета принято равным нулю. При радиусе 400 м смещение во внешнюю сторону принято равным 3 см, при радиусе 500 м смещение во внутрь кривой принято равным 3 см.
2. Высота наружного бортика принята равной 55 см, внутреннего - 35 см.
3. На кривых радиусами 400-1700 м ширина тротуара с внутренней стороны моста увеличивается с 57 см до 85 см, а при радиусах кривых 1800 м и более ширина тротуара принимается такой же, как на прямом участке (57 см).
4. При длине шпалы 270 см внешнее плечо балластной призмы равно 35 см. 5. Все размеры даны в см.

Министерство транспортного строительства СССР. Главтранспроект. Гипротрансмост.			Пролетное строение $Ер = 33,6$ м. Поперечные сечения мостового полотна.
Рабочие чертежи металлических жел. дор. пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18,2 - 33,6 м для мостов, расположенных на кривых.	Гл инж. ГТМ	Попов	
	Нач отдела	Валуев	
	Гл инж пр	Слыхова	
	Рук бригады	Однев	
	Проверил	Козлова	
1971 г. М-б 1:25. Инв. № 56408	Исполнил	Батурова	739/10 12

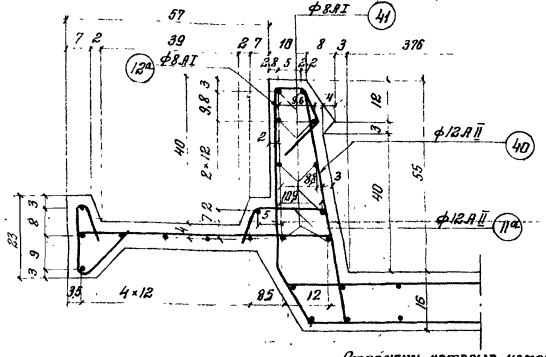
Копир. Коррект.

Поперечный разрез плиты



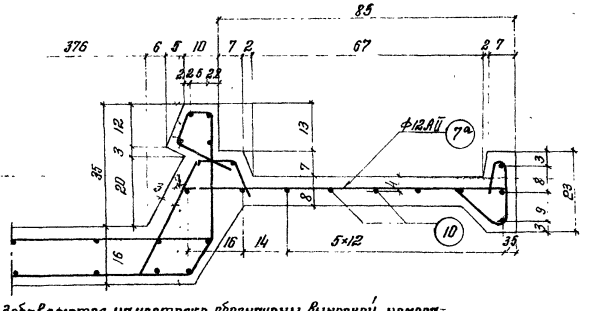
Армирование повышенного бортика железобетонной плиты пролетных строений устанавливаемых на кривых радиусами R=300-3000м

Наружный бортик



Армирование тротуарной консоли железобетонной плиты пролетных строений устанавливаемых на кривых радиусами R=300-1500м

Внутренняя тротуарная консоль



Стержни, которые изменяются или добавляются на чертеже, обозначены выноской номера; остальные стержни и их спецификация даны на рабочих арматурных чертежах инв.N 739/5.

Спецификация добавочной арматуры повышенного бортика и тротуарной консоли

N.N п/п.	Схема стержня	Диам ф мм	Длина стержня см.	Пролетные строения Lр=18,2м К-во шт.	Общая длина м	Lр=23,0м К-во шт.	Общая длина м	Lр=27,0м К-во шт.	Общая длина м	Lр=33,6м К-во шт.	Общая длина м.
7а	930; 105; 120; α=119°	ф12АII	123,5	132	159.1	168	202,4	198	238,6	242	291,6
10	ℓ=2940; ℓ=2330; ℓ=2760	ф6АI	—	12	36,3	16	45,6	18	52.2	22	64,7
40	660; 55; 105; α=34°; α₁=89°	ф12АII	76	132	100,3	168	127,7	198	150,5	242	183,9
12а	90; 140; 64; 65; 550; 180; α; α₁	ф8АI	108	132	142,6	168	181.4	198	213,8	242	261.4
41	ℓ=3070; ℓ=2400; ℓ=3010; ℓ=3120; ℓ=2830; ℓ₁=45; 190; ℓ₂=45; 100; ℓ₁; ℓ₂; 350; 51°; 100	ф8АI	—	54	166,7	72	209.0	81	244.4	99	302,8
11а		ф12АII	74	132	97,7	168	124,3	198	146,5	242	179,1

Выборка арматуры на пролетные строения

Диаметр ф мм.	Вес 1 п.м. кг.	Lр=18,2м Длина стерж. п.м.	Вес армат. кг.	Lр=23,0м Длина стерж. п.м.	Вес армат. кг.	Lр=27,0м Длина стерж. п.м.	Вес армат. кг.	Lр=33,6 Длина стерж. п.м.	Вес армат. кг.
ф16АII	1,58	948,4	1498	1208,4	1909	1405,4	2221	1738,2	2746
ф12АII	0,89	1942,9	1728	2322,6	2067	2691,4	2395	3432,2	3055
Итого арматуры А-II			3226	—	3976	—	4616	—	5801
ф16АI	1.58	28,8	46	38,4	61	43,2	68	52,8	83
ф8АI	0,395	785,3	310	985,6	389	1149,9	454	1399,7	553
ф6АI	0.222	847,3	188	1046,8	232	1232,6	272	1520,1	337
Итого арматуры А-I			544	—	682	—	794	—	973
Всего:		—	3770	—	4688	—	5410	—	6774

Объем железобетонных плит

Марка плиты	Объем одной плиты м³	Пролетные строения Lр=18,2м К-во плит шт.	Общий объем м³	Lр=23,0м К-во плит шт.	Общий объем м³	Lр=27,0м К-во плит шт.	Общий объем м³	Lр=33,6м К-во плит шт.	Общий объем м³
П-I^к	3.60	2	7.20	—	—	—	—	—	—
П-I^ак	2.92	—	—	2	5,84	—	—	—	—
П-I^бк	3.43	—	—	—	—	2	6.86	—	—
П-I^в.к	3.63	—	—	—	—	—	—	2	7,26
П-II^к	3.47	2	6,94	2	6,94	2	6,94	4	13,88
П-III^к	3.45	2	6.90	2	6.90	2	6,90	2	6,90
П-IV^к	3.44	—	—	2	6,88	2	6,88	2	6.88
П-V^к	3.42	—	—	—	—	1	3,42	1	3.42
Всего:		6	21.0	8	26 6	9	31.0	11	38.3

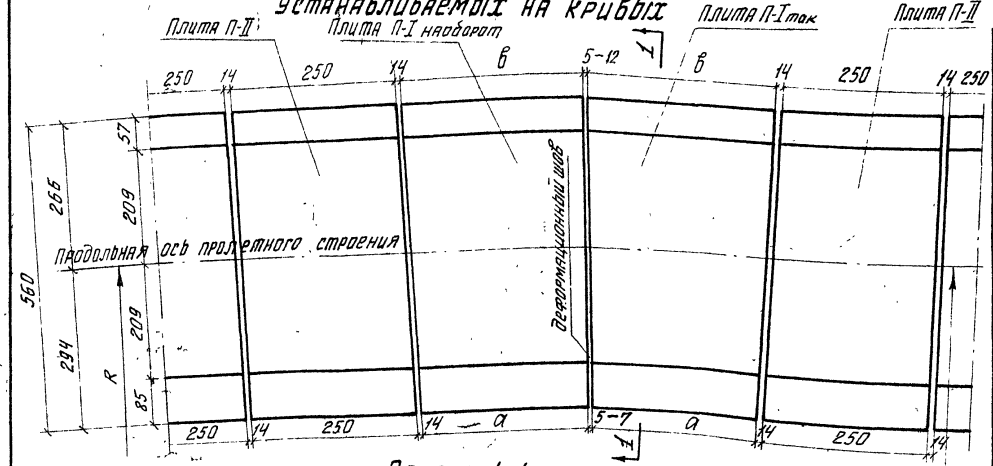
Примечания:

1. Железобетонные плиты балластного корыта запроектированы сборной конструкции из бетона марки: для пролетных строений Lр=18,2-27,0м - R_{28}=300 кг/см²; для пролетного строения Lр=33,6м - R_{28}=400 кг/см². Морозостойкость бетона должна быть не ниже $M_{рз}$300.
2. Для обычного исполнения изготовление плит должно отвечать требованиям СН365-67. Для северного исполнения - ВСН 151-68.
3. На строительство плиты должны отправляться с уложенной изоляцией, защитным слоем и с водоотводными трубками.
4. Торцы плит должны быть обработаны и иметь шероховатую поверхность.
5. Данный лист рассматривается совместно с рабочими чертежами инв. N 739/5.
6. При установке пролетных строений в районе со среднемесячной температурой воздуха наиболее холодного месяца -15°С и выше, морозостойкость бетона должна быть не ниже $M_{рз}$200.
7. Для пролетных строений Lр=18,2-23,0м начиная с R=1500м. размер внутренней тротуарной консоли меняется с 85см на 57см; для пролетных строений Lр=27 и Lр=33,6м. - начиная с R=1800м.

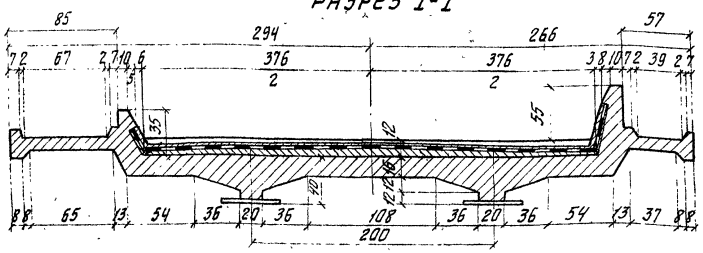
Министерство транспортного строительства СССР Главтранспроект Гипротрансмост					
Рабочие чертежи металлических жел. бор. пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18,2-33,6м. для мостов расположенных на кривых	Гл. инж. ГПИ	Попов	Пролетные строения Lр=18,2-33,6м. Конструкция плиты балластного корыта.		
	Нач. к. отд.	Валяев			
	Гл. инж. пр.	Слыжова			
	Рук. группы	Пачев			
1971г. М-б. 1:20 Инв. N 56148	Проверил	Козлова	739/10	13	
	Исполнил	Бобина			

Копир: Корректор:

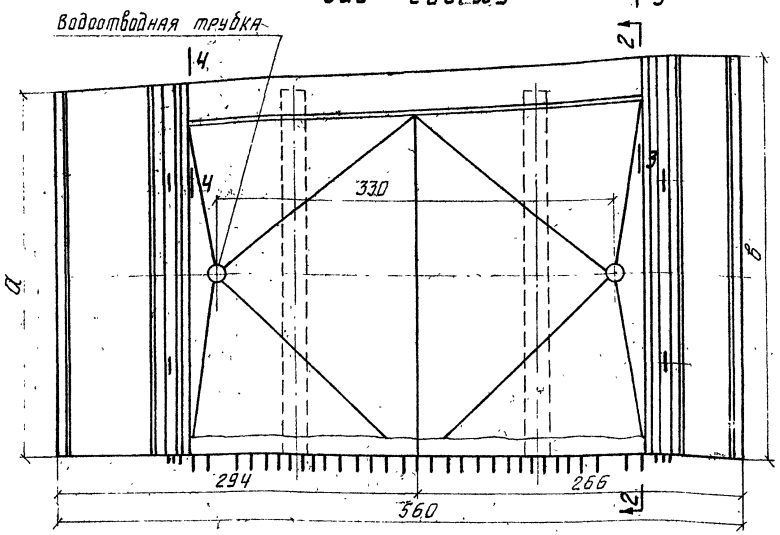
План расположения концевых плит на пролетных строениях устанавливаемых на кривых



Разрез 1-1



Вид сверху



Разрез 2-2

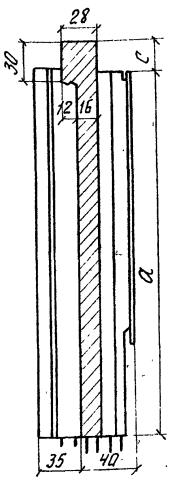
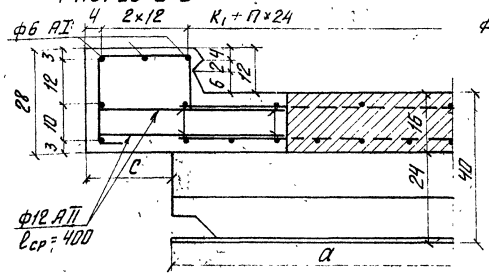


Таблица основных размеров и объемов железобетона концевых плит

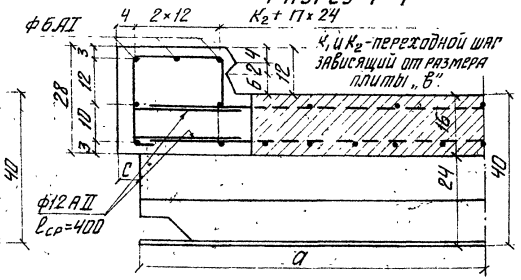
Радиус кривой м.	Пролетное строение l_p=18.2 м						Пролетное строение l_p=23.0 м						Пролетное строение l_p=27.0 м						Пролетное строение l_p=33.6 м					
	Марка плиты	Размеры плиты по длине		Объем одной плиты м³	К-во плит шт.	Общий объем м³	Марка плиты	Размеры плиты по длине		Объем одной плиты м³	К-во плит шт	Общий объем м³	Марка плиты	Размеры плиты по длине		Объем одной плиты м³	К-во плит шт	Общий объем м³	Марка плиты	Размеры плиты по длине		Объем одной плиты м³	К-во плит шт.	Общий объем м³
		а см	в см					а см	в см					а см	в см					а см	в см			
R=300	П-I$^{к}_{так}$	298	315	3.60	2	7.20	П-I$^{ак}_{так}$	237	259	2.92	2	5.84	П-I$^{бк}_{так}$	281	307	3.43	2	6.86	П-I$^{бк}_{так}$	—	—	—	—	—
R=400	1 шт и	298	311	3.58	2	7.16	1 шт и	237	253	2.91	2	5.82	1 шт и	281	300	3.42	2	6.84	1 шт и	298	322	3.63	2	7.26
R=600	П-I^{к}	298	306	3.56	2	7.12	П-I^{ак}	237	245	2.87	2	5.74	П-I^{бк}	281	291	3.40	2	6.80	П-I^{бк}	298	314	3.60	2	7.2
R=800	наоборот - 1 шт	298	302	3.50	2	7.0	наоборот - 1 шт.	237	245	2.87	2	5.74	наоборот - 1 шт	281	291	3.40	2	6.80	наоборот - 1 шт.	298	310	3.58	2	7.16
R=1000		298	302	3.50	2	7.0		237	241	2.84	2	5.70		281	286	3.33	2	6.66		298	306	3.56	2	7.12
R=1200		298	302	3.50	2	7.0		237	241	2.84	2	5.70		281	286	3.33	2	6.66		298	306	3.56	2	7.12
R=1500		298	298	3.47	—	—		237	241	2.84	2	5.70		281	286	3.33	2	6.66		298	302	3.50	2	7.0
R=2000		298	298	—	—	—		237	237	2.82	—	—		281	281	3.31	—	—		298	302	3.50	2	7.0
R=3000		298	298	—	—	—		237	237	—	—	—		281	281	—	—	—		298	298	3.47	—	—

Пример армирования добетонируемого клина концевых железобетонных плит

Разрез 3-3



Разрез 4-4



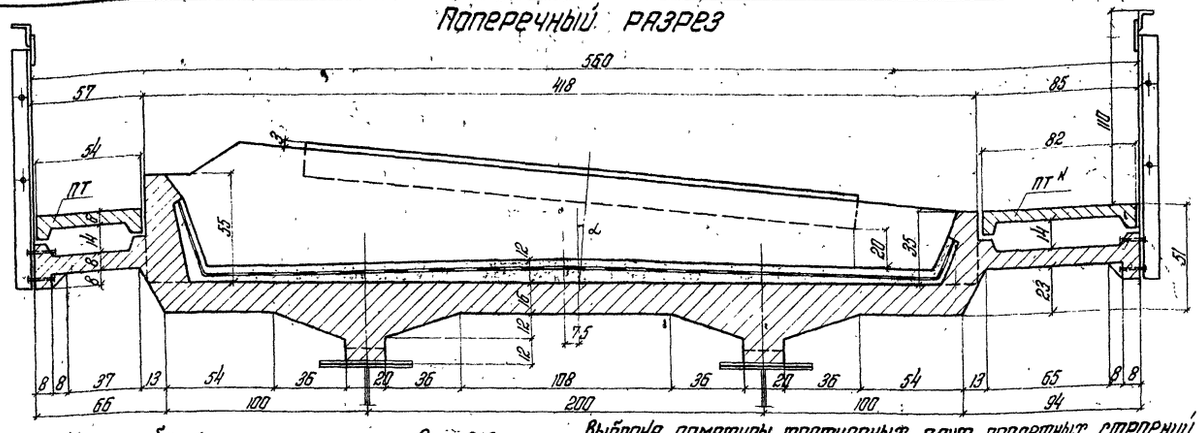
Примечания:

1. Настоящий чертеж дан в дополнение к типовому проекту инв. № 739.
2. Армирование концевых плит производится по чертежам инв. №№ 51054; 51055; 51056 и 56409. с внесением изменений в армировании согласно примера, приведенного на данном чертеже.
3. Клин концевой плиты добетонируется после распалубки плит, изготовляемых в инвентарной опалубке.
4. Внутренняя тротуарная консоль имеет размер 57 см. начиная с R=1500 м для пролетных строений l_p=18.2 м и l_p=23.0 м и с R=1800 м. - для пролетных строений l_p=27 м и l_p=33.6 м.

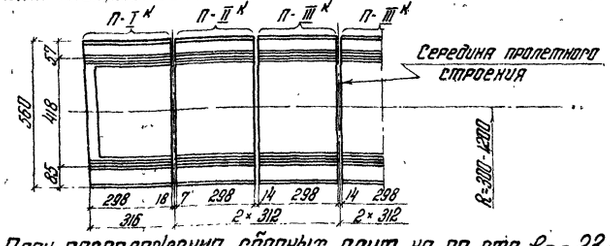
Министерство транспортного строительства СССР Главтранспроект Гипротрансмост			
Рабочие чертежи металлических жел.бор. пролетных строений с ездою поверху на балластном пролетами 18.2-33.6 м. для мостов расположенных на кривых.	Гл.инж.ГТМ	Попов	Пролетные строения l_p=18.2-33.6 м Конструкция концевых плит.
	Нач.отд.	Валуев	
	Гл.инж.пр.	Слыхова	
	Рук бригады	Огнев	739/10 — 14
	Проверил	Огнев	
1971г. М-Б Инв.№56410	Исполнил	Бабина	

Копировала: Данилевич Корректировала: Бабина

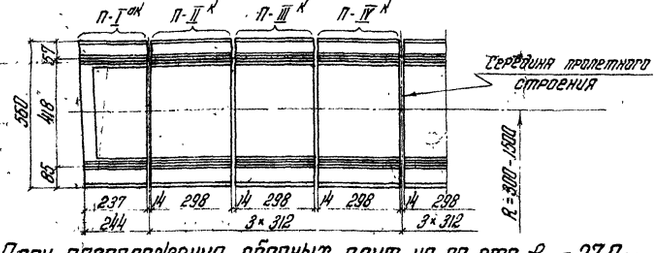
Поперечный разрез



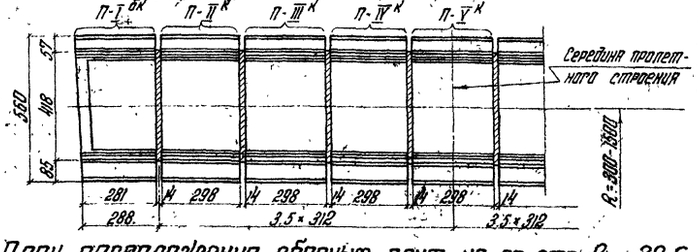
План расположения сборных плит на пр. стр. ℓ_p = 18.2 м.



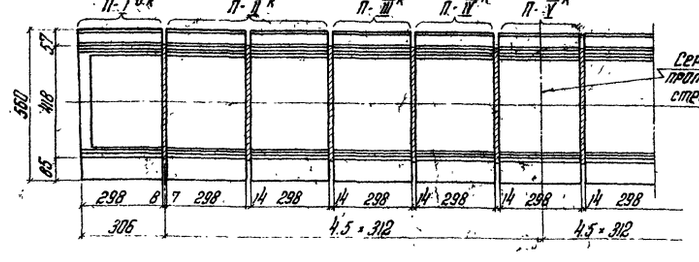
План расположения сборных плит на пр. стр. ℓ_p = 23.0 м.



План расположения сборных плит на пр. стр. ℓ_p = 27.0 м.



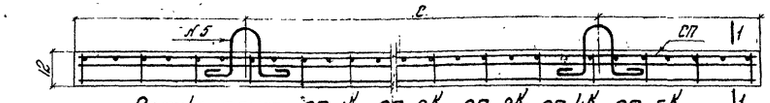
План расположения сборных плит на пр. стр. ℓ_p = 33.6 м.



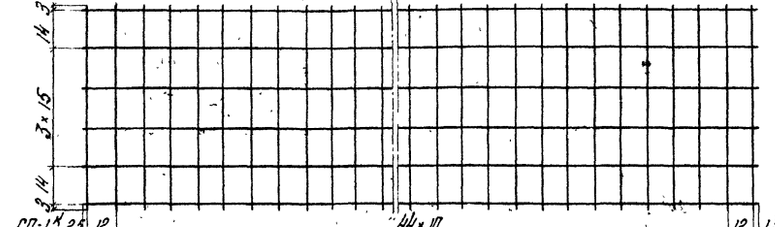
Выборка арматуры тротуарных плит пролетных строений

Диаметр стержня мм	Вес 1 п. м. кг	ℓ_p = 18.2 м		ℓ_p = 23.0 м		ℓ_p = 27.0 м		ℓ_p = 33.6 м	
		длина стержн. п.м	вес кг	длина стержн. п.м	вес кг	длина стержн. п.м.	вес кг	длина стержн. п.м.	вес кг
ф 10 А I	0.62	32	19.8	44.8	27.8	51.2	31.7	64.0	39.7
ф 8 А I	0.395	310.8	122.8	394.1	155.7	459.4	181.4	569.2	224.8
ф 6 А I	0.222	294.5	65.4	369.7	82.1	432.2	95.9	535.4	118.9
Всего			208.0	—	265.6	—	309.0	—	383.4

Арматурный чертеж тротуарной плиты, расположенной с внутренней стороны кривой R = 300



Сетки плит. СП-1^к; СП-2^к; СП-3^к; СП-4^к; СП-5^к



СП-1^к	2.5	12	44×10	12	1.5
СП-2^к	2.5	11.5	28×10	11.5	1.5
СП-3^к	2.5	6	38×10	6	1.5
СП-4^к	2.5	8	42×10	8	1.5
СП-5^к	2.5	7	44×10	7	1.5

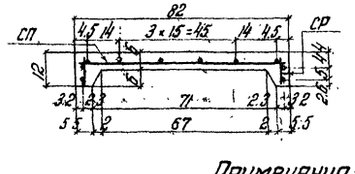
Основные данные тротуарных плит для пролетных строений устанавливаемых на кривых радиусами R = 300

Наименование плит	Полная длина м	Объем одной плиты м³	Пролетное строение ℓ_p = 18.2 м		ℓ_p = 23.0 м		ℓ_p = 27.0 м		ℓ_p = 33.6 м		Тротуарные вес плит т
			к-во плит шт	объем плит м³	к-во плит шт	объем плит м³	к-во плит шт	объем плит м³	к-во плит шт	объем плит м³	
ПТ-1	4.89	0.195	2	0.39	—	—	—	—	—	—	0.490
ПТ-1^к	4.71	0.259	2	0.52							0.648
ПТ-2	3.10	0.125	3	0.38	5	0.63	6	0.75	8	1.0	0.313
ПТ-2^к		0.171	3	0.51	5	0.86	6	1.03	8	1.37	0.428
ПТ-3	4.21	0.170	—	—	2	0.34	—	—	—	—	0.425
ПТ-3^к	3.99	0.220			2	0.44					0.55
ПТ-4	4.69	0.192	—	—	—	—	2	0.38	—	—	0.480
ПТ-4^к	4.43	0.244					2	0.49			0.61
ПТ-5	4.85	0.194	—	—	—	—	—	—	2	0.39	0.486
ПТ-5^к	4.61	0.254							2	0.51	0.635
Всего			10	1.80	14	2.27	16	2.65	20	3.27	—

Таблица объемов работ

№№ п/п	Наименование			Изм.	Количество: Пролетное строение ℓ_p = 18.2 м	ℓ_p = 23.0 м	ℓ_p = 27.0 м	ℓ_p = 33.6 м
1	Железобетон	сборный R_{28} = 300 кг/см²	плит проезда	шт/м³	6/21.0	8/26.6	9/31.0	11/38.3 x)
			тротуарных плит	шт/м³	10/1.8	14/2.3	16/2.7	20/3.3
		монолитный R_{28} = 300 кг/см²		м³	1.0	1.0	1.1	1.4
		Всего		м³	2.4	3.0	3.5	4.3
2	Арматура	периодического профиля						
		класса А-II или А-III		кг	3312	4076	4730	5944
		круглая класса А-I		кг	938	1181	1376	1694
		Всего		кг	4250	5257	6106	7638
3	Листовая сталь упоров			кг	1822	2005	2122	2858
4	Металл перекрытия деформационного шва			кг				
5	Защитный слой - бетон $M_{рз}$ 200, армированный металлическими сетками			м³	3.2	4.1	4.7	5.9
6	Изоляция балластного корыта			м²	92	113	133	164
7	Подготовка			м³	3.8	4.9	5.7	7.1
8	Водоотводные трубки			шт	12	16	18	22
9	Балласт xx)			м³	34	43	50	62

Разрез 1-1



x) бетон марки R_{28} = 400 кг/см²

xx) балласт подсчитан для пролетных строений расположенных на кривых радиусами 300 - 800 м.

Примечания:

1. Установка сборных железобетонных плит на пролетных строениях пролетами ℓ_p = 18.2 - 27.0 м расположенных на кривых радиусами 300 - 1500 м и для пролетного строения ℓ_p = 33.6 м радиусами 400 - 2000 м производится согласно маркировке указанной на данном чертеже. На кривых больших радиусов установка сборных жел. бет. плит на пролетное строение производится согласно чертежам инв. №№ 30972, 30986, 31000, 31014.
2. Схемы разбивки тротуарных плит по длине пролетов даны на черт. инв. № 31069. Длины концевых плит на внешней кривой должны быть определены в зависимости от радиуса.
3. Армирование концевой плиты шириной 82 см. приведено на данном чертеже, средние плиты армируются аналогично. Армирование плиты шириной 52 см. дано на чертеже инв. № 31069. В зависимости от длины концевых плит сетки СП должны быть удлинены.

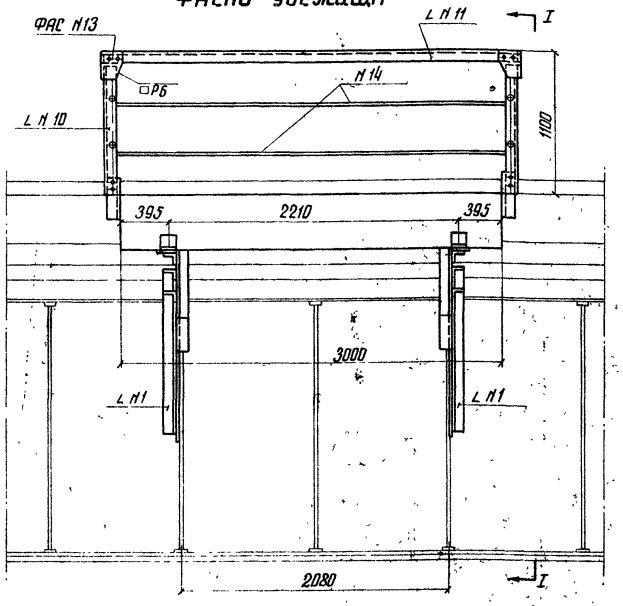
Конструкция тротуарных плит на кривых участках пути радиусами от 1500 и более принимается по чертежу инв. № 31069.

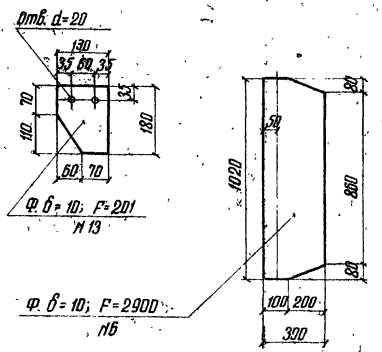
4. В таблицах даны объемы жел. бет. плит проезда и тротуарных плит для наименьших расчетных радиусов

Министерство транспортного строительства СССР. Главтранспроект. Гипротрансмост.					Пролетные строения ℓ_p = 18.2 - 33.6 м. Сборный чертеж жел. бет. плиты с гибкими упорами. Тротуарные плиты.
Рабочие чертежи металлических жел. бет. пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18.2 - 33.6 м для мостов расположенных на кривых.	Гл. инж. пр-та		Попов		
	Нач. отдела		Валуев		
	Гл. инж. пр-та		Слысова		
	Рук. бригады		Огнев		
	Проверил		Казлова		
1971 г. М-б	Инв. № 56411	Исполнил		Бябина	739/10 15

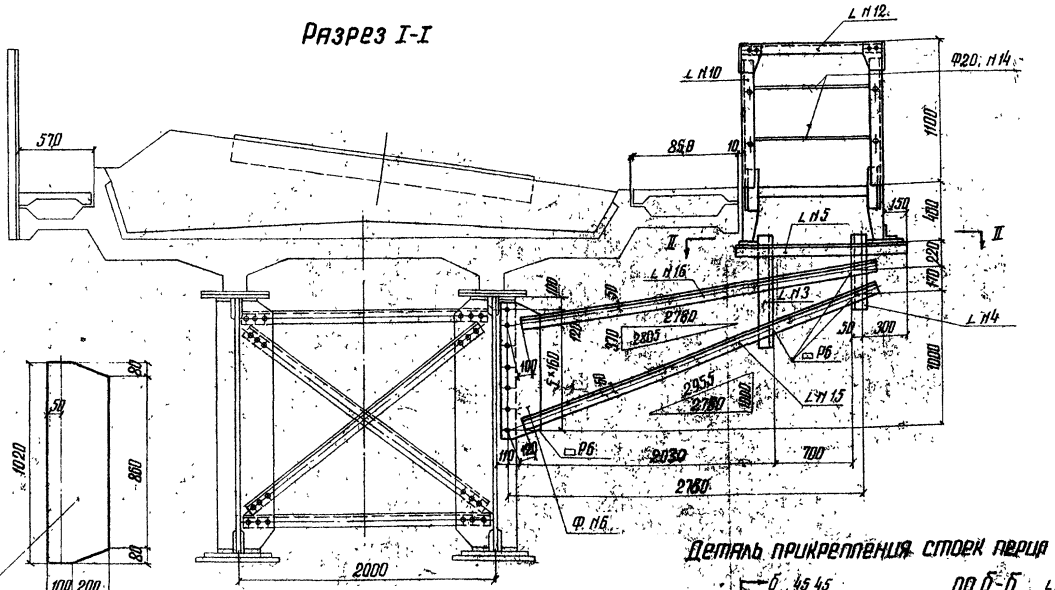
Копировал: Корректировал:

Фасад убежища

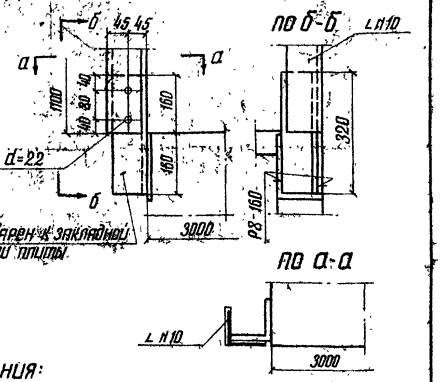




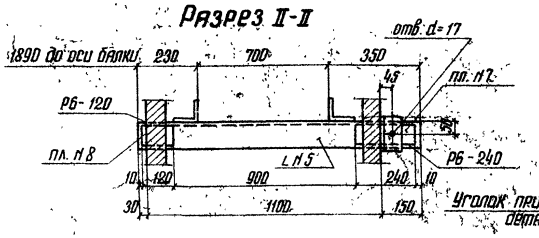
Разрез I-I



Деталь прикрепления стоек перил



Разрез II-II

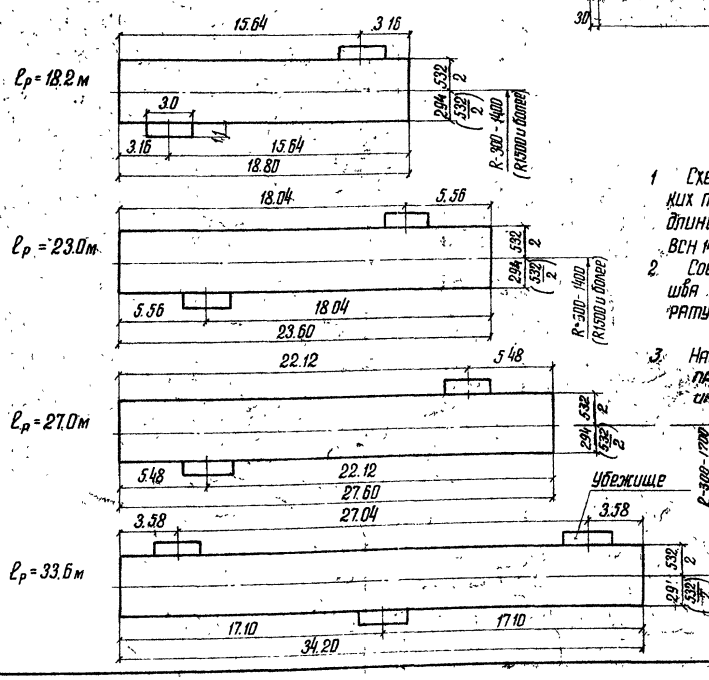


Спецификация металла на одно убежище

Наименование	Пп п/п	Материал	Сечение элемента мм	Длина мм или площадь см²	Количество	Общая длина м или площадь м²	Вес 1 п.м. или кв. м кг	Общий вес кг
1. Консоль	15	10Г2С1Д	L 90×9	2910	2	5.82		
	16		L 90×9	2790	2	5.58		
	3		L 90×9	850	2	1.70		
	4		L 90×9	560	2	1.12		
						14.22	12.2	173.5
	5		L 100×10	1280	2	2.56	15.1	38.7
	6		Ф. б=10	F=2900	2	0.58	78.5	45.5
	7	ВМСт3сп	пл. 80×10	240	2	0.48		
	8		пл. 80×10	120	2	0.24		
						0.72	6.28	4.5
	Итого							262
	2% на сварные швы							5
	Всего							267
2. Перила	10	10Г2С1Д	L 80×8	1000	4	4.0		
	11		L 80×8	3180	1	3.18		
	12		L 80×8	1100	2	2.20		
						9.38	9.65	90.5
	13		Ф. б=10	F=201	8	0.16	78.5	12.6
	14	ВМСт3сп	Ф 20	5530	2	11.6	2.47	28.7
	Итого							132
	2% на сварные швы							3
	Всего							135
Всего на убежище по п.п. 1 и 2								402
Всего на пролетное строение	ℓ_p = 33.6 (на 3 убежища)							1195
	ℓ_p = 18.2-27.0 (на 2 убежища)							793

Для обычного исполнения вместо стали 10Г2С1Д применяется сталь ВСт.3 для сварных конструкций.

Схема расположения убежищ на пролетном строении



Примечания:

1. Схема расположения убежищ дана в предположении установки вдоль нескольких пролетных строений. При привязке типового проекта, в зависимости от общей длины моста, месторасположение убежищ должно назначаться в соответствии с ВСН 145-68 или СН200-62.
2. Соединения элементов консоли убежищ выполняются электросваркой с катетом шва не менее 6мм. В случае выполнения работ по сварке при отрицательной температуре все работы должны производиться в соответствии с требованиями СН363-66.
3. Настоящий чертеж дан для пролетных строений с шириной тротуара 85 см, при ширине тротуара 57 см необходимо пользоваться чертежом инв. N 51977.

Конструкция экран. бет. плиты убежища дана на чертеже инв. N 51978 раздела 739/15.

Министерство транспортного строительства СССР				
Рабочие чертежи металлических жел. дор. пролетных строений с ездой поверху на балластном пролетами 18.2-33.6м для мостов расположенных на кривых	Главтранспроект Гипротрансмост			Пролетные строения ℓ_p = 18.2-33.6м Конструкция убежища Консоли. Схема расположения убежищ
	Гл. инж. ГТМ		Попов	
	Нач. отдела		Валуев	
	Гл. инж. пр-та		Сдыкова	
	Рук. группы		Огнев	
	Проверил		Огнев	
1971г. М-б 1:30 Инв. N 57310	Исполнил		Батырова	739/10 (16)

Копир: Корректор: